

## 6 Conception des ouvrages à la mer



1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

## SOMMAIRE du Chapitre 6

<b>6.1</b>	<b>Digues à talus</b>	<b>.800</b>
6.1.1	Considérations générales	.800
6.1.1.1	Considérations liées à la conception et approche générale	.801
6.1.1.2	Définitions	.802
6.1.1.3	Choix du type de digue	.804
6.1.2	Tracé en plan	.805
6.1.2.1	Influence de la nécessité de protéger les postes à quai	.807
6.1.2.2	Influence de la nécessité de protéger le chenal d'accès	.807
6.1.2.3	Influence de la nécessité de réduire les coûts de maintenance et de dragage	.809
6.1.2.4	Effet de la configuration du port sur les sections transversales de la digue	.809
6.1.2.5	Effet du type de sections de digue sur la configuration du port	.810
6.1.2.6	Considérations économiques	.810
6.1.3	Géométrie des sections transversales	.811
6.1.3.1	Esquisses, sélection et détails des sections transversales	.811
6.1.3.2	Collecte de données et des conditions aux limites	.812
6.1.3.3	Disponibilité des matériaux	.812
6.1.3.4	Analyse de la rupture	.813
6.1.4	Digue à talus conventionnelle	.815
6.1.4.1	Dimensions principales	.815
6.1.4.2	Détails constructifs	.820
6.1.4.3	Transitions	.823
6.1.5	Digue à talus avec mur de couronnement	.825
6.1.6	Digue à berme ou à talus en S	.830
6.1.6.1	Dimensions principales	.831
6.1.7	Digues en caisson	.833
6.1.8	Considérations économiques	.836
6.1.8.1	Coûts liés à la production de l'enrochement destiné aux digues	.837
6.1.8.2	Coûts liés à la conception et à la construction des digues	.839
6.1.9	Prise en compte de la construction dans la conception	.841
6.1.9.1	Méthode de construction	.841
6.1.9.2	Tolérances de pose	.842
6.1.9.3	Risques liés à la construction	.843
6.1.10	Prise en compte de la maintenance dans la conception	.843
6.1.11	Réparation et modernisation des ouvrages existants	.844
<b>6.2</b>	<b>Protection en enrochement des ouvrages portuaires</b>	<b>.846</b>
6.2.1	Considérations et définitions générales	.846
6.2.1.1	Types d'ouvrages	.846
6.2.1.2	Principales caractéristiques	.848
6.2.2	Tracé en plan	.848
6.2.3	Géométrie des sections transversales	.848
6.2.3.1	Charges de dimensionnement et taille des blocs	.848
6.2.3.2	Dimensions verticales	.850

6.2.3.3	Dimensions horizontales	851	1
6.2.3.4	Pente de talus	852	
6.2.3.5	Carapaces	852	
6.2.3.6	Sous-couches et filtres	853	2
6.2.3.7	Butées de pied et limites extérieures	853	
6.2.3.8	Transitions et jonctions	854	
6.2.3.9	Crête	854	
6.2.4	Autres matériaux	854	
6.2.5	Considérations économiques	856	
6.2.6	Prise en compte de la construction dans la conception	856	3
6.2.7	Prise en compte de la maintenance dans la conception	858	
6.2.8	Réparation et modernisation d'ouvrages existants	858	
<b>6.3</b>	<b>Ouvrages de protection du littoral et de stabilisation du trait de côte</b>	<b>859</b>	
6.3.1	Considérations générales et définition des différents types d'ouvrages	861	4
6.3.1.1	Revêtement	861	
6.3.1.2	Protection anti-affouillement	862	
6.3.1.3	Épi	863	
6.3.1.4	Brise-lames	863	
6.3.1.5	Épi en Y	864	5
6.3.1.6	Épi en L et en T	865	
6.3.1.7	Seuil ou digue immergée	866	
6.3.2	Tracé en plan	866	
6.3.2.1	Considérations générales	866	
6.3.2.2	Tracé en plan pour différents types d'ouvrage	868	6
6.3.3	Géométrie des sections transversales	875	
6.3.3.1	Considérations générales	875	
6.3.3.2	Conditions aux limites physiques	876	
6.3.3.3	Franchissement	876	
6.3.3.4	Conception du talus	879	7
6.3.3.5	Carapace	880	
6.3.3.6	Sous-couches et filtres	880	
6.3.3.7	Épaisseur des couches	882	
6.3.4	Dispositions constructives	883	
6.3.4.1	Conception de la butée de pied	883	8
6.3.4.2	Conception de la crête	891	
6.3.4.3	Transitions et jonctions	891	
6.3.4.4	Aspects spécifiques à chaque type d'ouvrage	893	
6.3.5	Considérations économiques	903	
6.3.6	Prise en compte de la construction dans la conception	905	9
6.3.7	Prise en compte de la maintenance dans la conception	906	
6.3.8	Réparation et modernisation d'ouvrages existants	906	
<b>6.4</b>	<b>Utilisation de l'enrochement en ingénierie offshore</b>	<b>907</b>	
6.4.1	Généralités et définitions	907	10
6.4.1.1	Conduites et câbles sous-marins	908	

6.4.1.2	Structures élancées (monopieux) .....	.909
6.4.1.3	Ouvrages poids en béton .....	.909
6.4.2	Implantation .....	.909
6.4.3	Caractéristiques du dimensionnement .....	.909
6.4.3.1	Approche de dimensionnement .....	.911
6.4.3.2	Stabilité hydraulique .....	.912
6.4.3.3	Changements morphologiques (dunes sous-marines) .....	.913
6.4.3.4	Stabilité géotechnique .....	.913
6.4.4	Aspects structurels .....	.914
6.4.4.1	Stabilité face aux chocs des chutes d'objets .....	.914
6.4.4.2	Stabilité de la berme en enrochement face aux ancrages draguant le fond .....	.916
6.4.4.3	Stabilité de la berme en enrochement face aux équipements de pêche (chalutage) ..	.918
6.4.4.4	Stabilité des pipelines (soulèvement et flambement du fait de la dilatation thermique)	.918
6.4.4.5	Stabilité des sections en portée libre .....	.921
6.4.4.6	Protection anti-affouillement des structures élancées (p. ex. monopieu) .....	.921
6.4.4.7	Protection anti-affouillement des ouvrages poids en béton .....	.923
6.4.5	Aspects économiques .....	.925
6.4.6	Prise en compte de la construction dans la conception .....	.926
6.4.6.1	Méthodes de construction .....	.926
6.4.6.2	Impact de l'enrochement déversé .....	.926
6.4.6.3	Levés .....	.927
<b>6.5</b>	<b>Références bibliographiques .....</b>	<b>.929</b>

# 6 Conception des ouvrages à la mer

Le **Chapitre 6** présente la conception des ouvrages en enrochement exposés à la **houle** en milieu marin.

Données des autres chapitres :

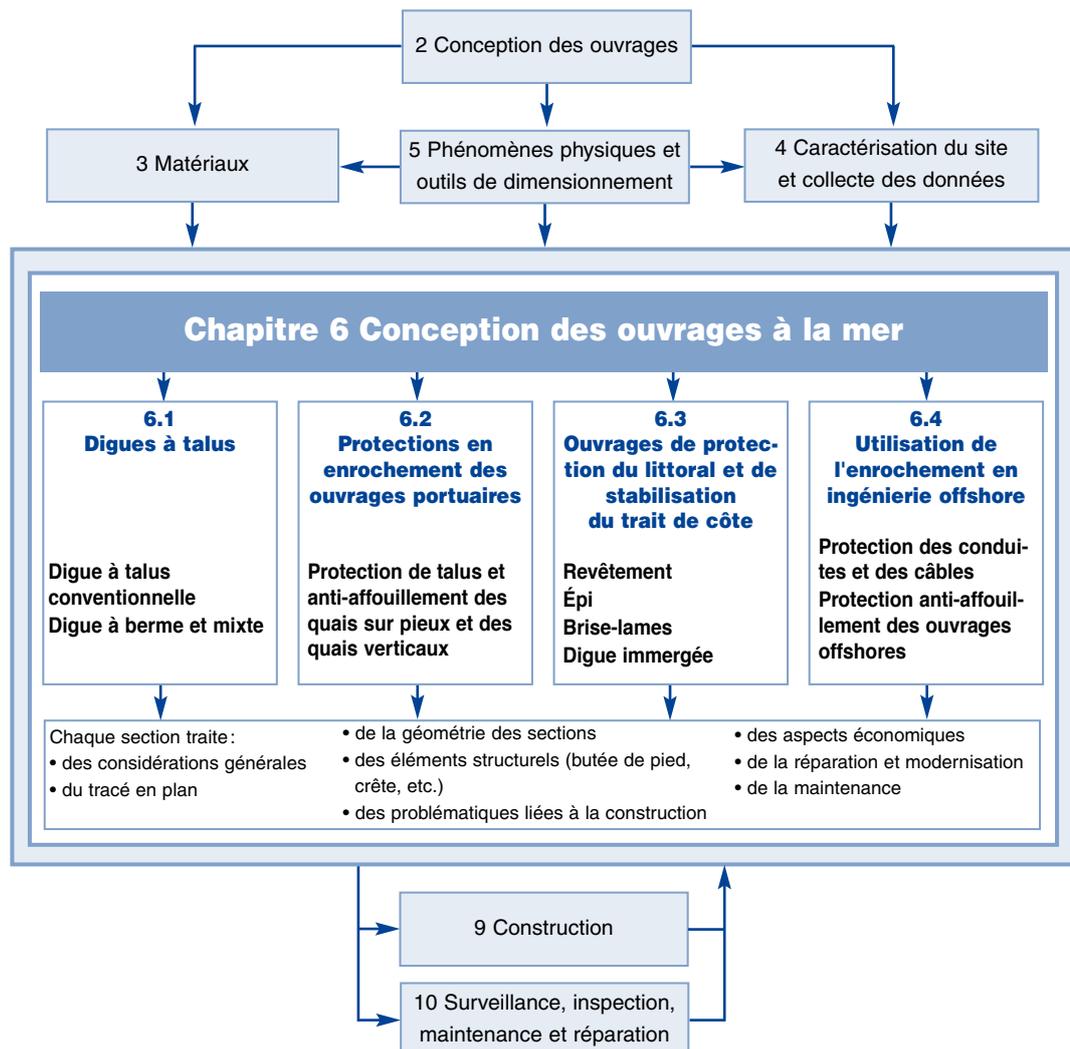
- **Chapitre 2** ⇒ Les exigences de projet
- **Chapitre 3** ⇒ Les propriétés des matériaux
- **Chapitre 4** ⇒ Les conditions hydrauliques et géotechniques
- **Chapitre 5** ⇒ Les outils de dimensionnement
- **Chapitre 9** ⇒ Les méthodes de construction
- **Chapitre 10** ⇒ Les problématiques liées à la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



## 6.1 DIGUES À TALUS

### 6.1.1 Considérations générales

Cette section présente les considérations générales relatives à la conception des digues à talus. Elle inclut également une analyse des digues en caisson (mixtes) lorsque leurs fondations reposent sur des soubassements en enrochement. Seuls les aspects liés à la conception de la partie en enrochement des ouvrages en caisson sont abordés. Cette section traite de la définition de la géométrie (en plan et en coupe) et des dimensions générales ainsi que des dispositions constructives des digues. La prise en compte de la construction, des considérations économiques, de la réparation, de la modernisation et de la maintenance des ouvrages dans la conception y est étudiée.

Les digues à talus sont des ouvrages principalement constitués d'enrochement naturel. En règle générale, on utilise de l'enrochement naturel ou des blocs artificiels pour la carapace côté mer qui doivent protéger l'ouvrage de l'attaque de la houle. Les blocs d'enrochement naturel ou artificiel de la carapace sont généralement placés avec soin afin d'obtenir une imbrication efficace et, de fait, renforcer la stabilité.

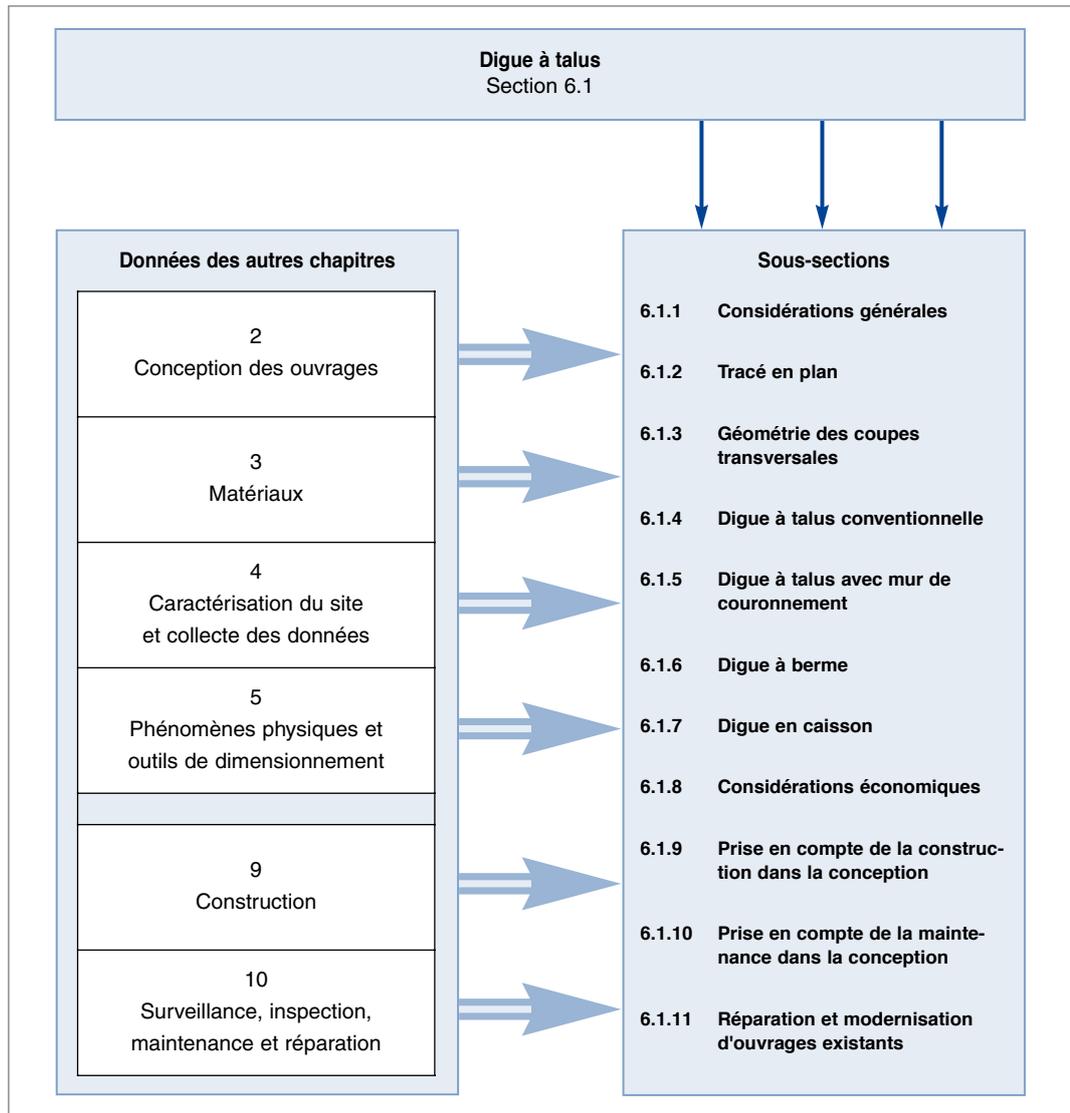
La section transversale d'un ouvrage à talus conventionnel a, la plupart du temps, une géométrie simple, c'est-à-dire une section trapézoïdale dont les talus latéraux sont habituellement de pente comprise entre 4/3 et 2/1. Dans certains cas, il est possible qu'une berme ait été intégrée au talus afin d'accroître la dissipation de l'énergie de la houle et de permettre l'utilisation de blocs plus petits. Ce concept est appelé *digue à berme*. La conception peut autoriser un mouvement initial des enrochements jusqu'à l'obtention d'un profil d'équilibre.

Les digues à talus sont intéressantes parce que leur talus côté mer force la houle de tempête à déferler et que, de ce fait, son énergie est dissipée, ce qui entraîne seulement une réflexion partielle. Ces ouvrages sont également très nombreux pour les raisons suivantes :

- l'enrochement naturel est un matériau généralement disponible et il peut souvent être fourni par des carrières locales ;
- lorsque des blocs d'enrochement artificiel sont nécessaires, ils ne font appel qu'à des techniques de construction simples ;
- même avec des équipements, des ressources et des savoir-faire professionnels limités, il est possible de construire des ouvrages qui fonctionnent efficacement ;
- si les ouvrages sont convenablement construits, ils ne subiront qu'une augmentation progressive du dommage lorsque les conditions de dimensionnement auront été dépassées et la dégradation résultante sera progressive et non rapide. L'utilisation de blocs artificiels à forte imbrication en carapace est une exception à ce point (voir Section 5.2.2.3). Dans ce cas, lorsque les dégradations commencent, la rupture de la carapace peut être rapide car à mesure que les blocs bougent ils se cassent. Ces ouvrages sont donc généralement conçus avec une marge de sécurité ou une *réserve de stabilité*, suffisante, par exemple en les testant pour des conditions dépassant les conditions de dimensionnement. Les erreurs de dimensionnement ou de construction peuvent en majorité être corrigées avant qu'il n'y ait destruction complète. Ce point est particulièrement important si les conditions de houle locales sont mal connues. Les interventions de réparation sont relativement faciles et ne requièrent en général pas la mobilisation d'équipements particulièrement spécialisés, surtout s'il existe des voies d'accès le long de la crête de la digue permettant d'utiliser des équipements terrestres ;
- grâce à leur flexibilité, ces ouvrages ne sont pas très sensibles aux tassements différentiels. Les ouvrages surmontés d'une route ou d'un mur de couronnement en béton rigide font exception car ils ne résistent qu'à des tassements différentiels très limités. Les talus et la large base contribuent à répartir les charges, ce qui peut souvent se traduire par des exigences moins strictes en matière de fondation que pour un ouvrage vertical comparable placé directement sur le fond de la mer.

### 6.1.1.1 Considérations liées à la conception et approche générale

La Figure 6.1 résume les points à prendre en compte lors de l'esquisse, de la sélection et du dimensionnement détaillé d'une digue à talus et renvoie aux sous-sections concernées de la Section 6.1.



**Figure 6.1** Logigramme de la conception des digues à talus

Les digues à talus classiques utilisent un plus grand volume de matériau naturel comparé à d'autres ouvrages tels que les digues verticales ou les appontements sur pieux. Il est par conséquent crucial d'étudier avec soin la disponibilité des matériaux et d'analyser les conséquences sur les coûts, en fonction de la méthode de construction proposée.

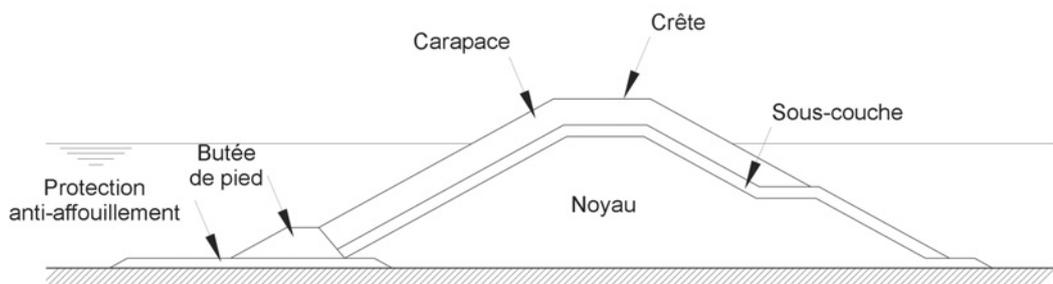
En matière de conception, les principaux éléments à prendre en compte sont les suivants :

- l'utilisation des infrastructures à protéger (telles que les quais, les bassins portuaires) et l'étendue de la protection nécessaire ;
- le plan masse du port (voir la Section 6.1.2) ;
- la durée d'indisponibilité acceptable ;
- la durée de vie des infrastructures et par conséquent celle de la digue (voir la Section 2.3.3) ;
- le risque acceptable pendant la durée de vie de l'ouvrage (voir la Section 2.3.3) ;
- le niveau de maintenance admissible et la facilité de mise en œuvre (voir la Section 6.1.10 et le Chapitre 10) ;
- l'apparence architecturale acceptable ;
- l'impact environnemental acceptable.

Les performances, les risques potentiels et le coût du cycle de vie tenant compte de la construction, de l'exploitation et de la maintenance doivent être identifiés et équilibrés en conjonction avec le maître d'ouvrage. Pour une vue d'ensemble des questions techniques, économiques et environnementales à prendre en compte au début de la conception, le lecteur est invité à se référer au Chapitre 2.

### 6.1.1.2 Définitions

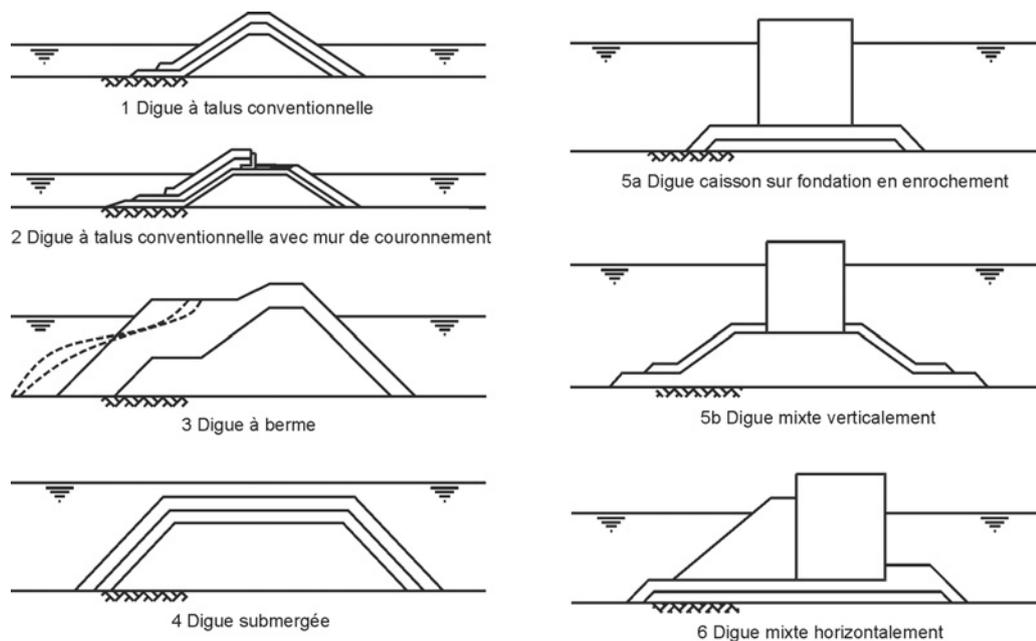
Les digues à talus sont des ouvrages constitués de matériaux rocheux, habituellement protégés par une carapace de blocs d'enrochement naturel ou de blocs artificiels de plus grandes dimensions. Les digues servent généralement à mettre à la disposition des navires des eaux calmes pour l'amarrage ou le mouillage, à l'abri de la houle ou des courants. La Section 6.1.2 présente d'autres fonctions possibles pour ces ouvrages. La Figure 6.2 montre une coupe-type d'une digue à talus, avec ses divers éléments.



**Figure 6.2** Coupe-type d'une digue à talus

Plusieurs variantes sont envisageables, qui dépendent principalement de la fonction de la digue, de l'accès, de l'utilisation faite de la face arrière, des exigences en matière de hauteur de crête ainsi que des considérations économiques ou des exigences de maintenance.

La partie principale comprend le noyau, généralement construit en matériau de dragage ou d'abattage, de granulométrie étalée comme le tout-venant, une ou plusieurs sous-couches ou couches-filtres et la carapace. La crête peut être protégée par la carapace, mais très souvent elle comprend également un élément de crête ou un mur de couronnement en béton, souvent avec une voie de circulation. Une butée de pied et une protection anti-affouillement du talus côté mer de la digue sont nécessaires pour maintenir la stabilité du talus en cas d'érosion du fond de la mer, notamment dans le cas de fond sableux. Selon le type de sol de fondation, la digue peut être construite directement sur le fond ou sur des filtres spéciaux, constitués d'enrochement ou d'un géotextile. Dans le cas où le sol de fondation est particulièrement mauvais (voir la Section 4.4), il peut être nécessaire d'appliquer des mesures d'amélioration du sol (ou autres) pour que l'ouvrage soit stable du point de vue géotechnique (voir la Section 5.4).



**Figure 6.3** Coupes-types de différents types de digues

Cette section abordera les types de digues suivants (voir la Figure 6.3):

### 1. Digue à talus conventionnelle

Elle a une coupe trapézoïdale simple. La carapace peut recouvrir la crête ainsi qu'une partie du talus arrière de même que la face avant. L'objectif de ces coupes simples est généralement de constituer un abri pour d'autres ouvrages tels que les quais ou les postes d'amarrage. Ce type d'ouvrage est très fréquent.

### 2. Digue à talus conventionnelle avec mur de couronnement

Cet ouvrage est principalement utilisé en tant que protection de port. Le mur de couronnement ou l'élément de crête, qui intègre souvent une voie de circulation, permet l'accès le long de la digue. Cette caractéristique est essentielle lorsque le côté arrière est le lieu d'opérations portuaires, telles que l'amarrage (quai) ou le stockage (plate-forme). Si l'ouvrage n'intègre ni quai ni plate-forme, le mur de couronnement fournit un accès au musoir et pour les opérations de maintenance de la digue.

### 3. Digue à berme

Dans ce cas, le talus côté mer présente une berme en enrochement naturel. Il existe trois types de digues à berme définis en fonction du niveau de stabilité de l'enrochement :

- digue non-reprofilable statiquement stable, dans lesquelles peu de mouvements de blocs sont autorisés ;
- digue à berme reprofilée statiquement stable : lors de violentes tempêtes, la répartition de l'enrochement est modifiée par la houle pour former un profil naturellement stable dans lequel chaque bloc d'enrochement est stable ;
- digue à berme reprofilable dynamiquement stable : lors de violentes tempêtes, la répartition de l'enrochement est modifiée par la houle pour former un profil en S naturellement stable dans lequel les blocs individuels continuent de se déplacer sur le talus.

### 4. Digue à crête abaissée

Un ouvrage à crête abaissée peut servir de protection dans des sites où les conditions de houle doivent être atténuées mais où le franchissement est acceptable ou dans les sites où la visibilité horizontale est un impératif, par exemple pour des raisons esthétiques. Ces ouvrages permettent généralement un franchissement significatif de la houle et peuvent être semi-émergés ou

totalément immergés, en fonction de la marée. Ce type de digues est généralement construit sous la forme d'un remblai en enrochement naturel, quelque fois recouvert d'enrochement artificiel, ce qui revient à une digue statiquement stable conventionnelle. Il est également possible de construire deux digues parallèles, la digue côté mer étant immergée et la digue côté terre étant à crête abaissée, l'ensemble formant une digue à double remblai. En règle générale, ces ouvrages ne limitent la hauteur de la houle avec efficacité que pour une faible variation des hauteurs d'eau et leur utilisation est normalement restreinte à de faibles marnages. Les digues à crête abaissée peuvent servir d'ouvrages de protection des plages (voir la Section 6.3.1.4 relative aux brise-lames).

### 5. Digue en caisson ou digue mixte verticalement

Il s'agit d'un soubassement en enrochement sur lequel des caissons sont placés. Dans certains cas, le soubassement n'est qu'une fondation peu élevée pour les caissons (voir l'illustration 5a de la Figure 6.3) mais dans d'autres il peut représenter une proportion significative de la profondeur (voir l'illustration 5b de la Figure 6.3). Ce soubassement peut avoir ou non besoin de protection selon sa profondeur. Ce type de digue sert principalement de protection portuaire.

### 6. Digue mixte horizontalement

Il s'agit d'une combinaison d'une digue en caisson (placée en second plan) et d'un talus (placé en premier plan, côté mer). Ce talus est constitué en enrochement naturel ou artificiel, dont la taille est suffisante pour assurer leur stabilité du point de vue hydraulique. Le caisson peut être placé sur des fondations composées d'enrochement plus petit.

Outre ces différents types de digues et de manière plus générale, on distingue les digues reliées à la côte des digues dites foraines. Dans la plupart des cas, les digues sont reliées à la côte. Ces ouvrages ont une racine côté terre, une section courante et un musoir côté mer. S'ils sont constitués de plusieurs sections courantes d'orientations différentes, les jonctions sont formées par des coudes. Les digues foraines sont complètement déconnectées, elles ont donc deux musoirs mais pas d'enracinement.

#### 6.1.1.3 Choix du type de digue

La sélection d'un type de digue dépendra de plusieurs facteurs dont les coûts, la constructibilité, la disponibilité des matériaux localement ainsi que les préférences du maître d'ouvrage. Il existe toutefois des situations dans lesquelles certaines options sont préférables.

Les digues en caisson sont souvent privilégiées en eau plus profonde, dans la mesure où les quantités d'enrochement nécessaires pour une digue à talus augmentent de manière significative avec la profondeur. La hauteur d'eau à laquelle l'option « caisson » devient plus rentable varie d'un site à l'autre, toutefois les digues en caisson, y compris les digues mixtes verticalement placées sur un soubassement, sont généralement préférables pour des hauteurs d'eau supérieures ou égales à 15 m.

Les digues à talus ont de meilleures propriétés de dissipation de l'énergie de la houle que les digues verticales et peuvent donc être privilégiées si l'on souhaite réduire le phénomène de réflexion de la houle. Si les tailles d'enrochements disponibles ne sont pas assez grandes pour une digue à talus trapézoïdale conventionnelle, on peut opter pour une digue à berme dans la mesure où son dimensionnement peut être adapté à la production des carrières. Dans les zones à faible marnage, on peut avoir recours à des digues immergées ou à crête abaissée.

Si, dans un port, la digue à talus doit également fournir un quai ou une zone de stockage, il faudra construire une crête en béton. Dans de tels cas, il peut être préférable d'opter pour un caisson puisqu'il a pour avantage de permettre l'amarrage des navires le long de l'ouvrage.

### 6.1.2 Tracé en plan

Cette section se concentre sur la mise au point du tracé d'une digue dans le cadre d'un processus général de création d'un port ou d'une marina. De plus amples renseignements sur le plan masse et la conception des ports sont disponibles dans Thoresen (2003). Dans le contexte du présent chapitre, le terme *port* désigne la zone protégée constituant un abri contre l'attaque de la houle. Les ports peuvent être naturels ou, comme cela est étudié ici, créés par la construction d'une ou plusieurs digues. Le port peut avoir pour objectif d'être - ou d'inclure - des bassins portuaires ou une marina. La Figure 6.4 montre le port d'IJmuiden, créé en aval des écluses de l'entrée principale du canal vers Amsterdam et protégé par deux digues.



**Figure 6.4** Entrée du port d'IJmuiden (source : Rijkswaterstaat)

Le port doit être conçu de telle manière que :

- l'énergie de la houle pénétrant dans la zone portuaire soit minimale ;
- l'agitation soit minimisée aux postes d'amarrage, afin d'éviter les périodes d'indisponibilité ;
- les chenaux d'accès, l'entrée et les bassins intérieurs soient navigables.

Le choix du tracé d'une digue est une étape importante pour remplir ces trois impératifs. La mise au point d'un tracé en plan optimal et économiquement rentable à partir des impératifs d'exploitation a souvent lieu au cours des phases préliminaires d'un projet, et elle est d'une importance capitale pour le résultat final.

L'agencement général requiert la prise en considération de plusieurs impératifs d'exploitation, tels que le fonctionnement du port ou de la marina, les connexions intérieures, l'impact sur l'environnement et la flexibilité en vue d'une extension future, des éléments qui n'ont pas une influence directe sur le tracé de la digue. Leur influence est néanmoins indirecte, car ils définissent la forme du port devant être protégé. Les impératifs d'exploitation qui contrôlent directement le tracé sont abordés aux sections ci-après. L'Encadré 6.1 présente le cas de Port 2000 au Havre (France).

**Encadré 6.1** *Projet Port 2000*

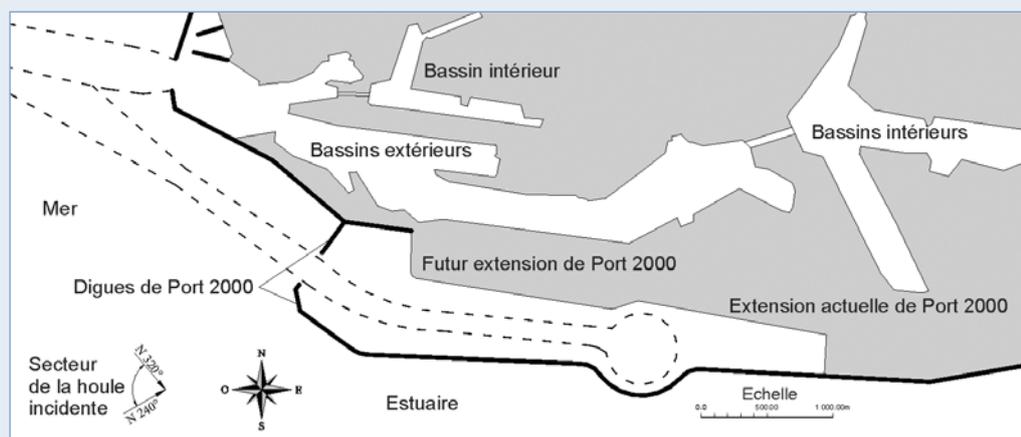
Le projet Port 2000 (Figure 6.5) prolonge le port du Havre par des installations qui permettent d'accroître le trafic des porte-conteneurs. L'extension se situe sur la rive nord de l'estuaire de la Seine et comprend une digue de 5 km parallèle au fleuve.



**Figure 6.5** *Port 2000, Le Havre (source : Port Autonome du Havre)*

Trois sites principaux ont été envisagés au cours des études préliminaires : le port existant du Havre, le terminal d'Antifer au nord et l'estuaire de la Seine. Un débat public - le premier en France - a été tenu à travers la Normandie.

Les autorités portuaires ont proposé une solution à long terme comprenant des investissements à l'extérieur du périmètre du port actuel dans l'estuaire de la Seine et un programme de développement à l'intérieur du port (Figure 6.6), de même que des travaux destinés à mettre en valeur les vasières de l'estuaire.



**Figure 6.6** *Configuration de Port 2000 (Le Havre, France)*

Les principaux avantages de ce site sont les suivants :

- la possibilité de construire un quai rectiligne potentiellement long de 4 200 m, correspondant à 12 postes à quai, avec une zone portuaire adjacente de 500 m de large ;
- la possibilité de draguer un court chenal d'accès qui rejoint le chenal navigable actuel 1 km à l'ouest du chenal d'entrée actuel (voir la Figure 6.6) ;
- la minimisation des impacts hydrosédimentologiques dans l'estuaire.

### 6.1.2.1 *Influence de la nécessité de protéger les postes à quai*

La pénétration de la houle dans un port dépend de l'orientation de celui-ci par rapport à la houle incidente et de la largeur de sa passe d'entrée. La perturbation de la houle à l'intérieur du port à des postes à quai spécifiques dépend également du degré de dissipation de l'énergie sur les bords des bassins (p. ex. par des plages atténuatrices ou des talus). La distance entre les musoirs des digues et leur position par rapport aux sections courantes peuvent avoir des conséquences sur la stabilité du talus arrière et sur d'autres ouvrages dans le port, à cause des effets de diffraction des musoirs (voir également la Section 4.2.4.7). Certaines techniques de protection du talus arrière des digues et de certaines infrastructures portuaires peuvent également accroître l'agitation à l'intérieur du port. Par exemple, on pourra préférer des murs verticaux pour l'amarrage mais ceux-ci peuvent engendrer d'importants phénomènes de réflexion de la houle et par conséquent accroître l'agitation dans le port.

Une passe étroite et convenablement orientée peut réduire la longueur de la digue requise pour un niveau donné d'agitation de la houle acceptable dans le port. Toutefois, la conception de l'entrée doit tenir compte des impératifs en matière de navigation, comme l'espace requis pour les manœuvres.

La modélisation numérique et physique de la houle et des courants peut servir à optimiser le tracé en plan des digues portuaires afin de garantir une protection adéquate des postes à quai. La Section 4.2.4.10 traite des techniques de modélisation classiques des conditions de houle et la Section 4.2.3.4 de celles qui concernent les courants marins et estuariens. Des aspects particuliers des modélisations numériques et physiques sont traités à la Section 5.3.

### 6.1.2.2 *Influence de la nécessité de protéger le chenal d'accès*

Les navires doivent pouvoir entrer et sortir sans risque du port même lorsque les conditions météorologiques sont défavorables. De fait, le tracé de la digue et la configuration du port doivent être déterminés en tenant compte de facteurs pouvant affecter la sécurité de la navigation, comme la vitesse des courants et l'agitation. Dans les sites exposés, ces critères peuvent avoir des conséquences importantes sur la conception des sections transversales des digues. Il est nécessaire de procéder à une analyse des conditions d'exploitation et également des conditions dans lesquelles les navires de construction opéreront dans le cas où la construction serait réalisée à l'aide d'équipements flottants.

L'Encadré 6.2 présente le cas du développement du port d'Ostende, pour lequel deux nouvelles digues sont nécessaires pour améliorer le chenal d'accès au port. L'Encadré 6.3 présente l'exemple des digues à l'entrée de la lagune de Venise. Dans ce cas, les digues servent non seulement à protéger le chenal d'accès mais également à protéger les futures portes anti-surcotes qui protégeront la lagune des hautes eaux.

La modélisation numérique et physique de la houle et des courants peut servir à optimiser la configuration des digues afin de garantir une protection adéquate. La Section 4.2.4.10 traite des techniques de modélisation classiques des conditions de houle et la Section 4.2.3.4 de celles qui concernent les courants marins et estuariens. Des aspects particuliers des modélisations numériques et physiques sont traités aux Sections 5.3.2 et 5.3.3.

1

2

3

4

5

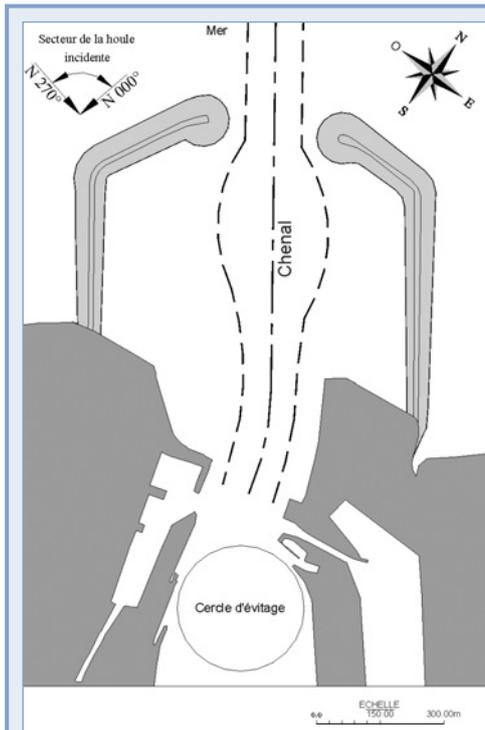
6

7

8

9

10

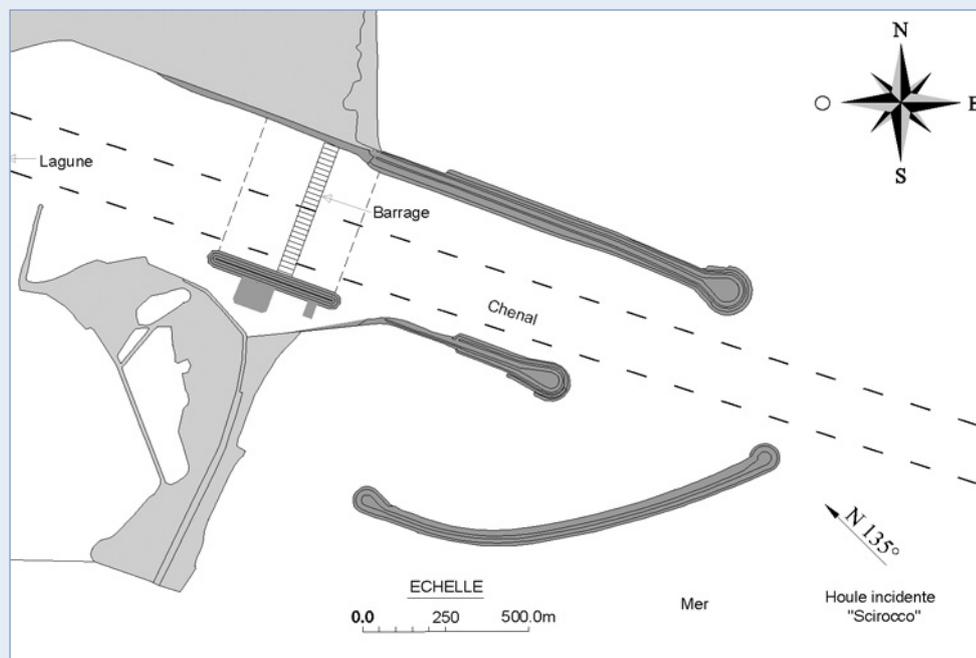
**Encadré 6.2** Amélioration de la protection du port d'Ostende, Belgique**Figure 6.7** Configuration du port d'Ostende

Le projet d'amélioration de l'accessibilité au port d'Ostende a nécessité la construction de deux digues plus longues que celles existantes, une de chaque côté de la passe (voir la Figure 6.7). Ce projet fait partie de la modernisation du port afin qu'il puisse accueillir la dernière génération de ferries, de bateaux de croisière et de cargos de grandes dimensions. L'entrée actuelle du port souffre de l'agitation de la houle, de courants de marée défavorables et d'approches difficiles en cas de forts vents. La construction des deux nouvelles digues s'étendant sur 400 m en mer permettra des conditions d'approche plus sûres grâce à une distance d'arrêt plus importante et minimisera l'agitation dans l'avant-port.

Ce projet concerne également l'amélioration des défenses côtières d'Ostende par le biais de la création d'une large plage devant le perré de la ville à l'est de la passe. Le matériau utilisé pour le rechargement des plages provient de l'élargissement et de l'approfondissement du chenal d'entrée. Les digues contribueront à éviter que ce matériau ne vienne dans les zones draguées, ce qui réduira l'envasement du port et du chenal d'entrée (voir la Section 6.1.2.3).

**Encadré 6.3** Digues de la lagune de Venise

La protection de Venise contre les inondations dues aux surcotes de la mer Adriatique impliquera la construction de portes dans chacune des trois passes de la lagune. La fermeture de ces portes flottantes automatiques sera déclenchée par la montée du niveau de la mer au-dessus d'un niveau de marée acceptable. Une combinaison de digues connectées au rivage et de digues foraines (voir la Figure 6.8) protège le chenal de navigation à travers les passes lorsque les portes sont ouvertes et protège également les portes contre l'action importante de la houle lorsqu'elles sont fermées en cas de niveau élevé de la mer.

**Figure 6.8** Proposition de configuration des portes et des digues à l'une des passes de la lagune de Venise (Italie)

### 6.1.2.3 *Influence de la nécessité de réduire les coûts de maintenance et de dragage*

Pour les grands ports de commerce conçus pour des navires de grande taille à fort tirant d'eau, les exigences en matière de protection des postes à quai et des chenaux de navigation sont généralement plus importants que la nécessité de minimiser les coûts de maintenance et de dragage. Cependant, dans les ports de moindre envergure s'avançant peu dans la mer, l'envasement de l'entrée du port peut devenir un facteur économique et opérationnel significatif. Dans ces cas, le coût lié à une digue plus longue peut compenser les coûts de dragage de maintenance pendant toute la vie de l'aménagement. Cette optimisation des coûts conduit à un tracé pour lequel la somme des coûts de construction et de maintenance des digues et des coûts de dragage de maintenance est minimalisée.

La cause d'envasement la plus fréquente à l'entrée d'un port est le transit littoral de sédiments qui, après une période d'accrétion contre l'une des digues, commence à contourner le musoir de la digue et à se déposer à l'entrée. Ceci peut constituer un problème particulier dans les petits ports où les digues ne s'étendent pas au-delà de la zone de transit littoral.

Lorsque la digue s'étend dans des eaux plus profondes, la capacité de dépôt est bien plus importante. Il peut arriver que le matériau soit transporté dans des eaux plus profondes et disparaisse par conséquent du système, s'il n'y a aucune intervention pour transporter le matériau déposé de l'autre côté de l'ouvrage. Dans certains cas, lorsque le port est situé dans un estuaire ou dans une anse et qu'un chenal d'entrée à travers un haut-fond est nécessaire, on peut considérer qu'une digue réduira l'envasement dans le chenal. Dans ce cas, un envasement peut aussi se produire par le dépôt de vase transportée par les courants de marée traversiers ou dans le sens du chenal. Lorsque le principal objectif de la digue est de limiter la sédimentation, elle peut être à crête abaissée mais il est possible qu'elle doive s'élever au-dessus du niveau des hautes eaux pour des raisons de sécurité, afin de ne représenter aucun danger pour la navigation.

L'analyse du transit littoral et de l'envasement des chenaux doit être effectuée au début des études. Des modèles numériques et physiques sont disponibles à cette fin (voir la Section 5.3).

### 6.1.2.4 *Effet de la configuration du port sur les sections transversales de la digue*

Il existe une interaction entre les exigences d'exploitation, la configuration du port et la conception de l'ouvrage. Le maître d'œuvre peut imaginer différentes configurations répondant aux mêmes exigences d'exploitation. Les autres options de configuration doivent être étudiées dans la mesure où la configuration a un effet direct sur la conception des ouvrages. Quelques exemples permettent d'illustrer différentes options :

- une digue foraine sera probablement plus courte qu'une digue reliée au rivage mais son coût de construction risque d'être plus élevé à cause de l'utilisation de moyens nautiques, même si le volume de matériaux nécessaires est moins important. La réduction du volume de matériau peut être due à la diminution de la longueur de la digue mais également au fait qu'une crête plus basse est acceptable puisqu'il n'est pas nécessaire de construire une plate-forme de travail destinée à des équipements terrestres au-dessus du niveau de l'eau. Le recours à des moyens nautiques peut ne pas être possible si l'état de mer quotidien est mauvais ;
- quand on recherche le meilleur emplacement pour une digue, il est recommandé d'étudier la bathymétrie de même que l'éventuel shoaling près du littoral. Il existe des exemples de digues situées au point maximal de hauteur et de cambrure de la houle, ce qui a de très importantes conséquences sur la taille – et donc le coût – des blocs de la carapace ;
- dans certains cas, on a déplacé la digue vers la mer, ce qui a libéré de l'espace pour contenir les projections dues au franchissement de la houle derrière la digue. Cette mesure a permis de réduire de manière significative les effets du franchissement à la limite de la zone de travail à l'intérieur du port. Cela peut également permettre l'abaissement de la crête des ouvrages ;
- l'accès le long de la digue est souvent un impératif d'exploitation à des fins de maintenance ou pour d'autres raisons opérationnelles. Il peut s'agir d'une route d'accès sur la crête de l'ou-

vrage, ce qui nécessite une structure en béton sur la crête, avec les coûts qui y sont associés. Selon la disponibilité des matériaux et les charges de dimensionnement pour la voie de circulation, une crête en béton peut constituer, dans certains cas, une alternative économique à l'enrochement. Dans d'autres cas, cette option peut être plus onéreuse parce qu'elle exige des opérations de construction supplémentaires qui peuvent avoir un impact sur le phasage et sur le calendrier de construction.

Chaque décision concernant la configuration du port doit être soigneusement évaluée et comparée aux autres solutions. Une économie apparente de coûts (p. ex. sur le volume des matériaux) peut s'avérer globalement peu rentable à cause d'un facteur non identifié qui influence d'autres coûts (comme la méthode de construction requise) ou la sécurité de la navigation.

### 6.1.2.5 Effet du type de sections de digue sur la configuration du port

Le choix d'un type d'ouvrage peut avoir un effet sur le comportement de la houle à l'intérieur du port et la configuration du port peut varier selon les différentes options d'ouvrage. Ainsi, la réflexion de la houle sur un mur vertical imperméable est sensiblement supérieure à la réflexion d'un caisson perforé ou d'un talus perméable d'une digue. Plus la réflexion de la houle est importante, plus les conditions d'agitation sont susceptibles de causer des périodes d'indisponibilité pour les activités portuaires et le tracé en plan devra être élaboré en tenant compte de cet élément. La Figure 6.9 montre une digue dont la protection en enrochement a été prolongée autour de l'extrémité d'un mur vertical afin de minimiser la réflexion de la houle à l'entrée du port.

Lorsque l'on opte pour des ouvrages en caisson, il est possible dans de nombreux cas d'intégrer des perforations ou des vides dans le parement afin de faciliter la dissipation de l'énergie et d'améliorer les conditions d'agitation. Les dimensions de ces vides dépendent de la longueur d'onde de la houle incidente : ils sont en général de l'ordre de 15 à 25 %. Il s'agit donc habituellement de la mesure la plus pratique pour minimiser la réflexion d'une houle de courte longueur d'onde. Oumeraci *et al.* (2001) proposent de plus amples informations sur le comportement des caissons perforés. Parmi les exemples de ce type d'ouvrages, on peut citer Dieppe et Porto Torres en Europe (discutés dans Oumeraci *et al.* (2001)) ainsi que de nombreux exemples au Japon.



**Figure 6.9** Protection en enrochement au musoir d'une digue, contre un caisson vertical  
(source : Clive Orbell Durrant)

### 6.1.2.6 Considérations économiques

Il est généralement possible de faire des économies importantes en minimisant la longueur de la digue. Il est à noter que le coût des études de modélisation numérique ou physique équivaut en moyenne au coût de construction d'un à deux mètres de digues et que les économies réalisées peuvent être égales au coût de plusieurs dizaines de mètres de digue. Les simulations de navigation de base sont du même ordre de coût. Ces outils peuvent servir à renseigner le processus de conception, bien qu'il soit important de noter que les données d'entrée doivent être correctes pour que la représentation des conditions sur le site en question soit exacte.

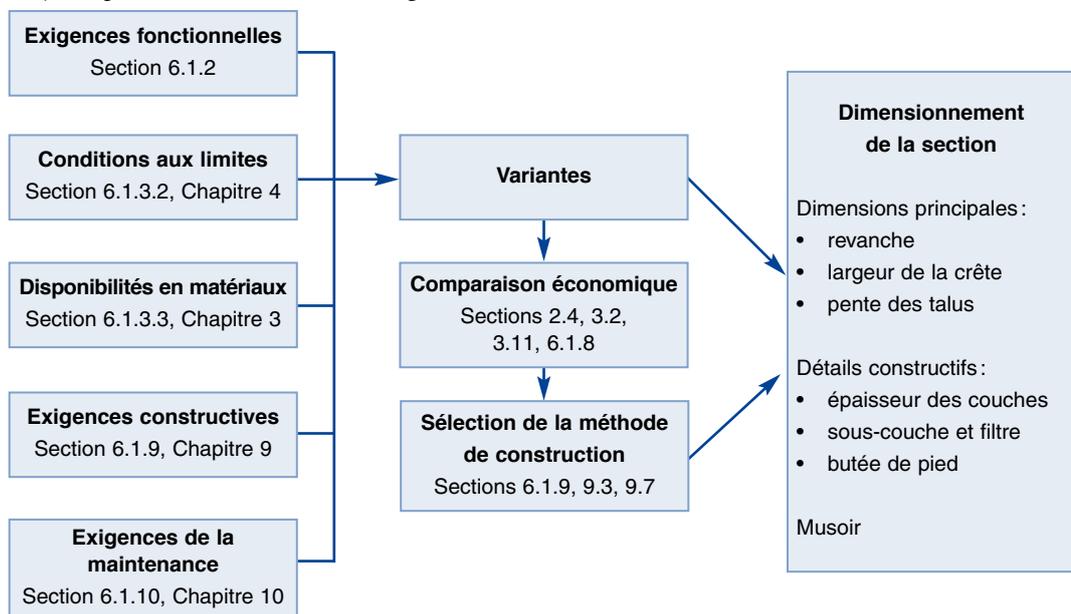
## 6.1.3 Géométrie des sections transversales

### 6.1.3.1 Esquisses, sélection et détails des sections transversales

Le choix du/des type(s) de section(s) de digues à étudier plus en détail doit être fait sur la base :

- des exigences d'exploitation, à analyser en rapport avec le tracé en plan traité à la Section 6.1.2;
- des conditions aux limites, voir la Section 6.1.3.2 et le Chapitre 4;
- de la disponibilité des matériaux, voir la Section 6.1.3.3 et le Chapitre 3;
- des considérations constructives, voir la Section 6.1.9 et le Chapitre 9;
- des futures exigences en matière de maintenance, voir la Section 6.1.10 et le Chapitre 10.

Si cette sélection permet encore l'examen de variantes de conception, le choix final devra être fait sur la base d'une optimisation, à l'aide d'une comparaison des coûts et de l'étude des méthodes de construction appropriées (voir les Sections 6.1.8, 6.1.9, 9.3, 9.7, 3.2 et 3.11 ainsi que la Section 2.4). Ce processus est illustré à la Figure 6.10.



**Figure 6.10** Sélection d'une coupe

La réduction de la hauteur de la digue entraîne une réduction significative des coûts. L'évaluation de la disponibilité des matériaux et des conditions aux limites permet de déterminer s'il y a besoin d'utiliser des blocs artificiels pour la carapace, dans le cas où il n'y aurait pas suffisamment d'enrochement naturel de taille suffisante.

Pour la ou les variante(s) sélectionnée(s), les valeurs requises des principales dimensions (hauteur de la crête, taille et épaisseur de l'enrochement de la carapace et des sous-couches etc.) doivent d'abord être déterminées à l'aide des outils de dimensionnement géotechniques et hydrauliques spécifiques à l'ouvrage, présentés aux Sections 5.2 et 5.4. Les dimensions réelles et les dispositions pratiques doivent ensuite être obtenues à partir des considérations propres à l'ouvrage et des recommandations présentées aux Sections 6.1.4 à 6.1.7, qui incluent la constructibilité, la disponibilité des blocs d'enrochement de tailles et de blocométries diverses ainsi que le niveau de maintenance possible ou recommandé.

Cependant, les informations contenues aux Sections 6.1.4 à 6.1.7 ne conviennent véritablement que pour des dimensionnements préliminaires et le dimensionnement détaillé des grands projets de digues doit, dans l'idéal, être vérifié à l'aide d'un modèle physique hydraulique (voir la Section 5.3.2), utilisant des techniques de pointe. Une autre solution consiste à traduire les incertitudes contenues dans les formules de dimensionnement en coefficients de sécurité, mais même pour les

petites digues, cela entraîne généralement des hausses substantielles de coûts. Dans la plupart des cas, les essais sur modèles physiques sont rentables et permettent d'optimiser le dimensionnement préliminaire.

### 6.1.3.2 Collecte de données et des conditions aux limites

Les principales conditions de site servant de paramètres d'entrée pour les formules de dimensionnement et les modèles mathématiques ou physiques sont données au Tableau 6.1.

**Tableau 6.1** Principaux paramètres d'entrée pour les formules et outils de dimensionnement

Entrée		Sortie	Outil
Conditions de site	Hauteur d'eau, marées et courants, statistiques de la houle à long terme	Hauteurs d'eau de projet, statistiques sur les courants et la houle au niveau de l'ouvrage	Section 4.2.2: niveaux de la mer Section 4.2.3: courants maritimes et estuariens Section 4.2.4: mer de vent et houle océanique
	Propriétés du fond de la mer, bathymétrie	Capacité portante, géométrie de l'ouvrage	Section 4.1.2: bathymétrie et morphologie liées aux ouvrages maritimes Section 4.4: reconnaissances géotechniques et collecte de données
Conditions au cours de la construction	Statistiques de la houle à court terme et variation saisonnière, conditions météorologiques	Méthodes et coûts de construction Hauteur de l'ouvrage	Section 4.2.4.8: climat de houle à court terme ou quotidien Section 9.3: équipements
Restrictions environnementales	Disponibilité des matériaux de construction, infrastructures Présence de faune et de flore protégées	Coûts de construction Mesures compensatoires	Coûts de construction Mesures compensatoires Sections 3.2 - 3.11 : enrochement naturel Section 9.4: transport
Contraintes actuelles	Disponibilité de la main-d'œuvre et des équipements, expérience locale, sécurité de la main-d'œuvre et du public	Coûts de production et durée des travaux	Sections 3.2 - 3.11 : enrochement naturel Section 9.5.2: principales sources de risques et concrétisation des dangers
Contraintes futures	Équipements pour la maintenance future Durabilité des matériaux de construction	Dimensionnement détaillé	Section 2.4.6: maintenance et réparation Section 2.4.7: démolition Chapitre 10: réparation et remplacement

### 6.1.3.3 Disponibilité des matériaux

Les matériaux de construction des ouvrages en enrochement sont fournis par des carrières (voir la Section 3.9), dont les caractéristiques géologiques déterminent la taille maximale et la forme des blocs d'enrochement naturel. Lorsqu'une carrière est dédiée au projet, l'abattage à l'explosif, permettant d'obtenir les tailles requises des blocs, implique généralement une production plus importante que ce qui est nécessaire pour la construction dans le cas d'une digue à talus conventionnelle. Il en résulte donc souvent une surproduction de certaines blocométries pour lesquelles on ne trouve normalement aucune autre application, même lorsque ce qui était nécessaire pour les granulats de béton a été utilisé. Ce matériau est alors considéré comme un déchet. Dans ce cas, la conception d'un ouvrage en enrochement doit être adaptée autant que possible à la production prévue de la carrière. Cette pratique a été adoptée avec succès en Islande et en Norvège.

L'utilisation de blocs artificiels (voir les Sections 3.12 et 6.1.4) et la construction de digues à berme (voir la Section 6.1.6) sont des exemples d'approches de conception qui favorisent cette adaptation. La Section 3.9 donne des informations sur l'évaluation de la production des carrières et sur les techniques d'extraction des enrochements naturels. Les digues à berme permettent d'utiliser la totalité de la production de la carrière. Les implications en matière de coûts sont abordées à la Section 6.1.8. Les blocs artificiels sont constitués de matériaux naturels dont la masse est inférieure à 1 kg et qui peuvent être transformés pour produire des granulats entrant

dans la fabrication du béton. Les granulats sont généralement peu chers comparés aux blocs d'enrochement naturel sélectionnés et il s'agit souvent d'un surplus de matériau de la production de la carrière, en particulier dans le cas où seuls les grands blocs sont nécessaires. Si les couches-filtres sont conséquentes il est possible que ce matériau plus petit ne convienne que dans le noyau (voir les Sections 5.2.2.10 et 5.4.3.6).

L'enrochement naturel peut également provenir de carrières permanentes (voir la Section 3.9). Il est à noter que la majorité de ces carrières fournissent des granulats et que l'abattage a pour objectif de fragmenter la roche au maximum. L'enrochement naturel est donc essentiellement un sous-produit dans ce cas. Certaines carrières permanentes peuvent ajuster leurs procédés d'abattage à l'aide des techniques de fragmentation décrites à la Section 3.9, afin de maximiser la production d'enrochement et de minimiser les dommages occasionnés aux blocs de plus grande taille.

Lorsque la production de la carrière est telle que le recours à des blocs artificiels est l'option la plus économique, le maître d'œuvre doit vérifier la disponibilité, le coût d'approvisionnement et la qualité du béton pour la durée des travaux. Il est recommandé que cette alternative soit évaluée dès que possible et au moins avant qu'un dimensionnement complet ou qu'un essai sur modèle des coupes transversales de l'ouvrage ne soit réalisé.

Outre la taille des enrochements naturels disponibles, il est important d'évaluer la qualité des sources d'enrochement. Si les blocs disponibles localement sont de qualité insuffisante, il peut être nécessaire de sur-dimensionner les blocs afin de tenir compte de leur dégradation sur la durée de vie de l'ouvrage, ou encore, il peut être nécessaire d'importer de l'enrochement naturel d'une autre source, ce qui influence le coût du projet. L'utilisation de blocs d'enrochement de qualité inférieure peut également avoir des implications sur les exigences en matière de maintenance pendant la durée de vie de l'ouvrage. La Section 3.6 analyse plus en détail les questions de durabilité de l'enrochement et la Section 10.5 les questions de maintenance.

#### 6.1.3.4 Analyse de la rupture

Le dimensionnement d'une digue nécessite une analyse hydraulique, structurelle et géotechnique, qui devrait couvrir tous les modes de rupture identifiés. Les mécanismes de rupture sont résumés à la Section 2.3.1. Les modes de rupture les plus fréquents, qui correspondent plus particulièrement aux digues à talus et aux digues en caisson sont présentés aux Figures 6.11 et 6.12.

La rupture peut être définie en termes de dépassement de l'**État-Limite de Service** (ELS) ou de l'**État-Limite Ultime** (ELU). L'ELS renvoie à la performance de l'ouvrage dans des conditions normales et définit la fonction que l'on demande à l'ouvrage de remplir. Ainsi il peut être demandé à une digue de fournir un certain degré de protection afin de limiter l'agitation d'un port à un niveau acceptable. Le dépassement de l'ELS peut ne pas entraîner un dommage ou une rupture de la digue mais signifiera qu'elle ne remplit pas la fonction requise.

L'ELU renvoie à la performance de l'ouvrage dans des conditions extrêmes et définit généralement la capacité de l'ouvrage à survivre à des conditions d'actions extrêmes. Le dépassement de l'ELU entraîne un dommage et éventuellement la rupture de l'ouvrage. Par exemple, le dépassement de la houle de dimensionnement peut causer un dommage sur la carapace et sur les sous-couches de la digue, entraînant un risque de rupture progressive.

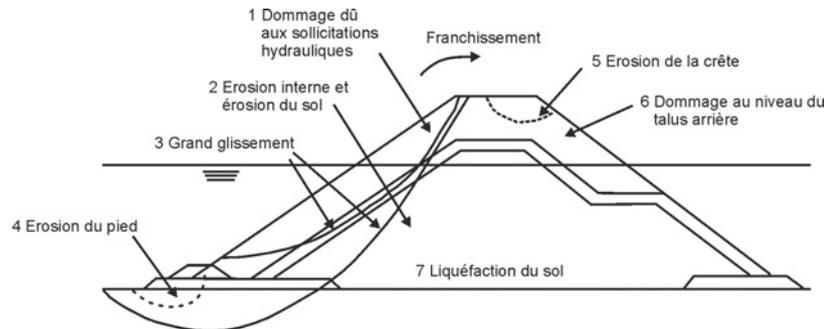
#### Digues à talus

Dans le cas des digues à talus, les ruptures sont généralement dues soit à l'action de la houle soit à des facteurs géotechniques (comme un grand glissement, une rupture des fondations ou une érosion interne) qui sont influencés par le poids propre, les actions hydrauliques et les actions sismiques. L'érosion de la butée de pied, les grands glissements, l'érosion interne, les dommages hydrauliques et un franchissement important pouvant entraîner l'érosion de la crête et du talus arrière sont les principales causes de dommage majeur. Il faut procéder à des vérifications pour chacun de ces modes de rupture potentiels. Les essais sur modèles physiques sont de la plus haute importance pour évaluer le comportement de l'ouvrage face à l'action de la houle. L'érosion des

fondations et les grands glissements qui en résultent est un cas de rupture fréquent qu'il convient d'évaluer avec soin.

En plus de ces modes de rupture 2D (qui peuvent être vérifiés en canal à houle), les effets 3D sont également importants, en particulier :

- au niveau de la partie arrière du musoir ;
- au niveau des transitions, jonctions et terminaisons, tels que les murs de couronnement, les caissons, les butées de pied, etc. (voir les Figures 6.16, 6.20 et 6.32) : ce sont des zones privilégiées pour l'apparition de dommage.

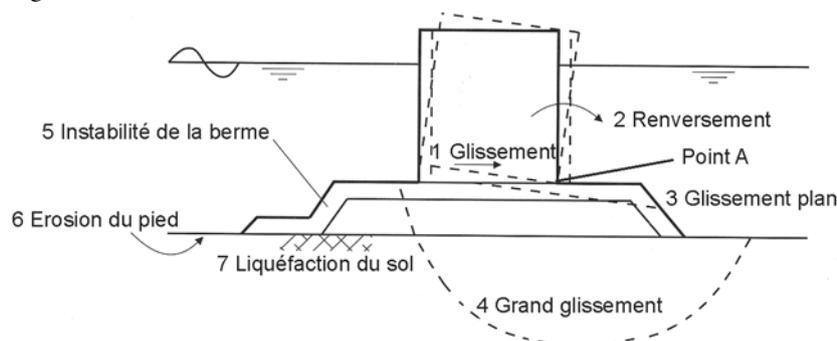


**Figure 6.11**  
Modes de rupture  
standard des  
digues à talus

### Digues en caisson

Certaines digues mixtes verticales ont rompu à cause des forces d'impact très importantes causées par les vagues déferlantes, qui peuvent être à l'origine de l'instabilité de l'ouvrage en caisson sur sa base en enrochement. Il existe une documentation spécialisée dans le calcul des actions qui s'exercent sur les ouvrages en caisson et dans l'évaluation de leur stabilité (Goda, 2000; Miyata *et al.*, 2003). Si, à un emplacement donné, les conditions de houle sont telles que des vagues peuvent déferler, une digue mixte horizontale peut constituer une variante viable. À l'origine, le concept a été mis au point au Japon dans le but de protéger les digues en caisson existantes contre des dommages (supplémentaires). Aujourd'hui, on l'applique encore dans des sites où l'enrochement naturel est rare et où les vagues déferlantes sont inévitables. D'autres analyses et de nouvelles recommandations sur la conception des digues en caisson, incluant l'évaluation des forces exercées par les vagues déferlantes, sont disponibles dans le rapport du projet européen sur les outils de dimensionnement probabilistes pour les digues verticales (PROBabilistic design tools for VERTICAL BreakwaterS ou PROVERBS) – voir Oumeraci *et al.* (2001).

L'instabilité de la berme en enrochement et l'érosion des fondations et du pied peuvent être causées par l'action de la houle. Elles sont abordées dans le présent guide (voir la Section 5.2.2.9). Le calcul de la stabilité du caisson et des grands glissements associés n'est pas traité dans le présent guide. L'effet du caisson sur la stabilité du soubassement en enrochement, notamment en ce qui concerne son effet sur la pression interstitielle, est néanmoins abordé à la Section 5.4.5. Les principaux modes de rupture pour les ouvrages en caisson mixte verticalement sont présentés à la Figure 6.12.



**Figure 6.12**  
Mécanismes de  
rupture d'une  
digue en caisson

### 6.1.4 Digue à talus conventionnelle

Après avoir choisi le tracé en plan, la détermination de la taille et de la disposition des éléments constitutifs de la section transversale est l'objectif principal du dimensionnement. Le choix des conditions de dimensionnement, des niveaux de dommage acceptables et de la stratégie de maintenance permet de calculer la taille de l'enrochement à l'aide des équations de dimensionnement de la stabilité de la carapace données à la Section 5.2.2.2 pour les digues non ou peu franchies, à la Section 5.2.2.3 pour les carapaces en enrochement artificiel et à la Section 5.2.2.4 pour les ouvrages à crête abaissée ou immergés. Les dimensions principales de la section transversale peuvent alors être estimées. Chaque coupe-type s'applique sur une portion de l'ouvrage. Il faut concevoir des coupes différentes si le niveau du fond de la mer et l'exposition à la houle varient fortement le long de l'ouvrage, c'est pourquoi il est nécessaire de connaître la bathymétrie et le climat de la houle le long de la digue. La bathymétrie doit être mesurée devant l'ouvrage et jusqu'à une distance couvrant plusieurs longueurs d'onde, dans la mesure où les caractéristiques du fond de la mer peuvent causer des concentrations localisées d'énergie de la houle (voir la Section 4.2.4.7).

La détermination des dimensions principales permet de calculer le coût prévisionnel de l'ouvrage, élément important pour comparer les différentes variantes. Une fois qu'une variante a été choisie, l'étape suivante consiste à définir le musoir et les détails constructifs de l'ouvrage.

#### 6.1.4.1 Dimensions principales

La Figure 6.13 présente le schéma d'une digue à talus conventionnelle. L'ouvrage est composé entre autre d'un noyau en tout-venant d'abattage (et éventuellement de matériaux alternatifs comme des galets dragués ou des matériaux secondaires) (voir la Section 3.4.4). Une carapace en enrochement naturel protège le talus côté mer, la crête et une partie du talus côté port. Un filtre – ou une sous-couche – est souvent nécessaire entre le noyau et la carapace, respectant les règles de filtre (voir les Sections 5.2.2.10 et 5.4.3.6) et de la nécessité de protéger le noyau de l'attaque de la houle pendant la construction. Une couche-filtre sera peut-être également nécessaire entre l'ouvrage et le fond de la mer. Une butée de pied est souvent mise en place pour soutenir la carapace. Il est également possible de placer une protection anti-affouillement côté mer afin d'empêcher l'affouillement du fond marin devant l'ouvrage qui affecterait la stabilité de la digue.

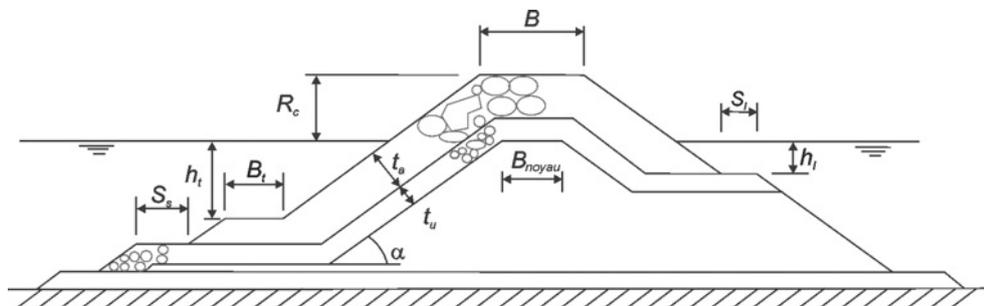


Figure 6.13 Schéma d'une digue à talus

Les paramètres définis à la Figure 6.13 sont les suivants :

- revanche de la crête,  $R_c$  (m) ;
- largeur de la crête,  $B$  (m) ;
- angle du talus,  $\alpha$  (°) ;
- épaisseur de la carapace,  $t_a$  (m) ;
- épaisseur de la sous-couche,  $t_u$  (m) ;
- hauteur d'eau au-dessus du pied de l'ouvrage côté mer,  $h_t$  (m) ;
- hauteur d'eau au-dessus de la berme ou de l'épaulement du talus arrière,  $h_l$  (m) ;
- largeur de la butée de pied,  $B_t$  (m) ;
- largeur des épaulements,  $S_s, S_l$  (m).

Ces paramètres sont traités plus en détail dans la présente section et à la Section 6.1.4.2.

### **Revanche de la crête, $R_c$**

La hauteur de la crête est généralement déterminée par le débit franchissant ou la transmission admissible de la houle, sur la base des exigences d'exploitation fixées pour l'ouvrage. Dans certaines situations, l'aspect visuel de l'ouvrage peut également entrer en ligne de compte. La revanche minimale de la crête,  $R_c$  (m), est déduite des exigences en matière de franchissement et vis-à-vis de la stabilité, de l'exploitation et de la sécurité (voir la Section 5.1.1.3). Les digues à talus conventionnelles sans mur de couronnement ne sont pas accessibles au public ou à des véhicules. Les seuils de franchissement acceptables sont dictés par l'agitation admissible à l'intérieur du port (voir la Section 5.1.1.4) et par les critères de stabilité de la crête et du talus arrière de l'ouvrage (voir la Section 5.2.2.11). Les seuils de franchissement appropriés pour ces critères sont donnés au Tableau 5.4 de la Section 5.1.1.3. Dans le cas où la digue doit être accessible, des seuils supplémentaires, quelques fois plus restrictifs, sont à appliquer. Estimer la hauteur de l'ouvrage est une problématique du dimensionnement essentielle; l'angle du talus et le type de carapace côté mer déterminent non seulement le franchissement mais aussi la stabilité de la carapace. Voir la note spéciale annexée à l'Encadré 5.4 de la Section 5.1.1.3 sur les considérations liées au calcul de franchissement.

La hauteur de la crête peut également être déterminée par la hauteur du noyau par rapport au niveau de l'eau, si l'ouvrage doit être construit à l'aide d'équipements terrestres. Ceux-ci peuvent normalement travailler à un niveau minimal d'1 m au-dessus du niveau des hautes eaux. Dans le cas d'utilisation d'équipements flottants, le niveau de la crête peut être choisi arbitrairement, en gardant à l'esprit que, au-delà de 3 m au-dessous du niveau des basses eaux, les matériaux ne peuvent pas être simplement déversés mais qu'ils doivent être mis en place à l'aide de grues sur ponton, par exemple.

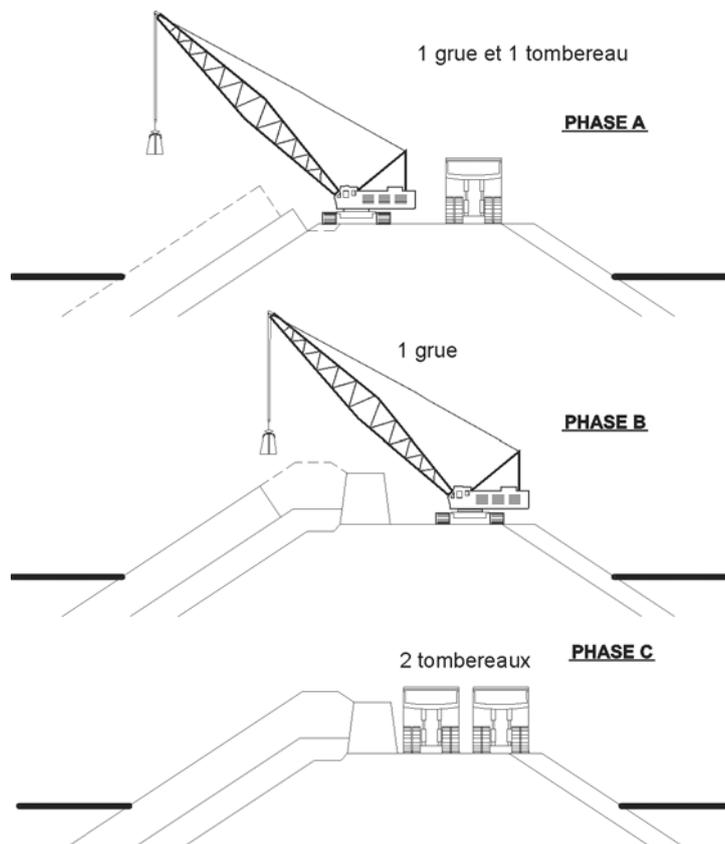
Les mêmes paramètres gouvernent la revanche de l'ouvrage dans le cas d'une carapace en blocs artificiels. Les blocs en simple couche exigent moins d'épaisseur de couche, le noyau peut donc être plus élevé et la crête du noyau plus large, ce qui facilite les travaux.

La hauteur de dimensionnement de la crête doit tenir compte du tassement post-construction (voir la Section 5.4) et l'élévation du niveau moyen des mers due au changement climatique (voir la Section 4.2).

La revanche peut occasionnellement se référer au tirant d'air de la carapace,  $R_{ca}$ , en particulier lorsqu'il y a un mur de couronnement (voir la Section 5.2.2.12).  $R_{ca}$  est la distance entre le niveau d'eau et le haut de la carapace.

### **Largeur de la crête, $B$**

La largeur de la crête,  $B$  (m), doit être suffisante pour permettre qu'au moins 3 blocs d'enrochement naturel ou artificiel soient placés sur la crête. Cet impératif est particulièrement important si l'on s'attend à un franchissement significatif. Dans le cas de l'enrochement naturel, une largeur de crête de trois ou quatre blocs est une valeur minimale classique. Les blocs situés sur la crête doivent être placés avec une imbrication ou une densité de pose maximale pour une stabilité optimale face à l'action de la houle. La densité de pose sur la crête peut être différente de celle du talus (voir la Section 3.5.1 pour une analyse des densités de pose). Dans le cas des blocs artificiels, une largeur de crête avec un minimum de 3 rangées est recommandée pour un placement et une imbrication sécurisés des blocs. Dans les deux cas, la largeur réelle de la crête dépend également de la largeur de la crête du noyau,  $B_{noyau}$ . Si le noyau est construit par déversement de camions,  $B_{noyau}$  doit permettre la circulation de deux camions ou d'un camion et d'une grue, comme cela est illustré à la Figure 6.14. Les dimensions des camions sont dictées par le volume de matériau à placer dans le noyau et les dimensions de la grue dépendent du poids des blocs d'enrochement et de la portée nécessaire pour leur placement (voir les Sections 9.3.2 à 9.3.6). Pour cela, la largeur de la crête du noyau,  $B_{noyau}$ , est mesurée au minimum 1 mètre au-dessus du niveau des hautes eaux tandis que, dans des conditions exposées, 2 à 3 m au-dessus de la pleine mer moyenne de vive-eau sont préférables.



**Figure 6.14**  
Largeur de la crête -  
Utilisation d'équipements terrestres

#### Angle du talus, $\alpha$

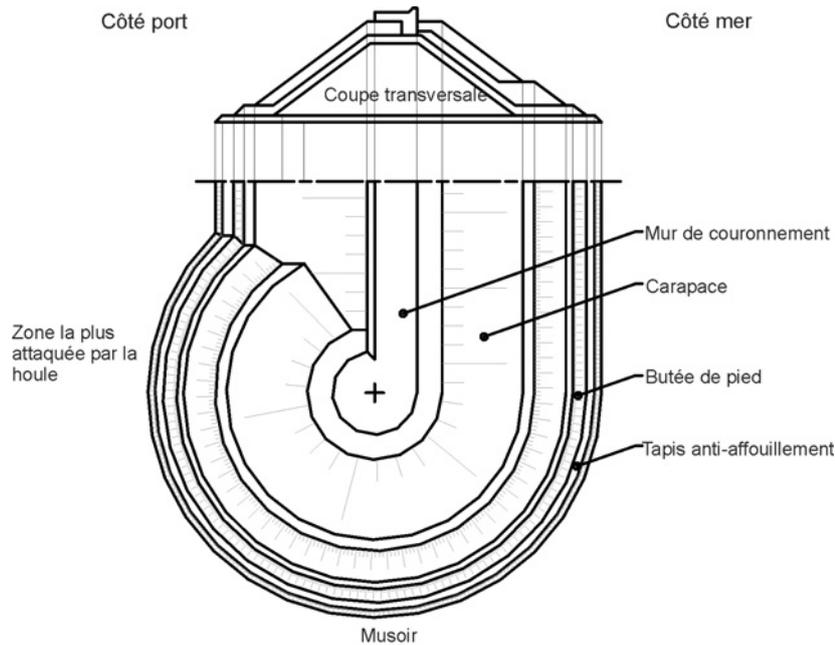
L'angle du talus,  $\alpha$  ( $^\circ$ ), adopté lors du dimensionnement de la face avant doit idéalement être aussi élevé que possible afin de minimiser le volume de l'ouvrage mais il dépend de la stabilité hydraulique et géotechnique. En règle générale, la pente n'est pas plus raide que 3/2, sauf dans le cas de blocs artificiels pour lesquels la pente la plus adaptée est généralement recommandée par le développeur du bloc. La pente peut alors aller jusqu'à 4/3. Cet angle peut être comparé à l'angle de repos naturel du matériau déversé sous l'eau (voir la Section 5.4.4.2), qui peut être équivalent à une pente de 1.2/1. Un ajustement pour atteindre le profil final requis peut être fait au niveau de la carapace secondaire ou au niveau de la sous-couche, mais ceci nécessite une épaisseur de couche plus importante que ce qui est théoriquement requis et ces blocs sont souvent les plus onéreux par unité de volume (voir la Section 6.1.3.3). Dans le cas des blocs artificiels, les blocs massifs en double couche sont placés sur des talus de pente comprise entre 5/2 à 3/2, et les blocs en simple couche à forte imbrication sont placés de préférence sur un talus de pente comprise entre 3/2 et 4/3. Les talus moins inclinés sont acceptables mais, dans le cas des blocs à forte imbrication, cela ne conduit pas à une réduction de la masse requise pour garantir la stabilité du talus moins incliné. Les tolérances peuvent varier en fonction des blocs mais elles doivent rester de l'ordre de  $D/5$ ,  $D$  étant la taille caractéristique du bloc. En règle générale, le talus arrière est construit aussi incliné que possible, mais toutefois rarement au-delà de 4/3.

S'il faut tenir compte de l'activité sismique, la pente des talus est généralement aussi faible que possible, afin que les accélérations horizontales attendues soient absorbées sans dommage (voir la Section 5.4.3.5). Il est également possible de rencontrer des problèmes de stabilité des fondations aux endroits où le sol de fondation est de mauvaise qualité et, dans ce cas, les talus ne doivent pas être trop inclinés.

#### Conception du musoir

Le musoir est l'extrémité côté mer à tracé circulaire d'une digue à talus connectée à la côte ou les deux extrémités d'une digue foraine. Les musoirs sont fortement exposés aux tempêtes à cause, d'une part, des vagues diffractées et, d'autre part, des franchissements; il faut donc y prêter une

attention particulière lors du choix de la taille des blocs d'enrochement. La Figure 6.15 ci-dessous présente une configuration type de musoir.



**Figure 6.15** Configuration type de musoir

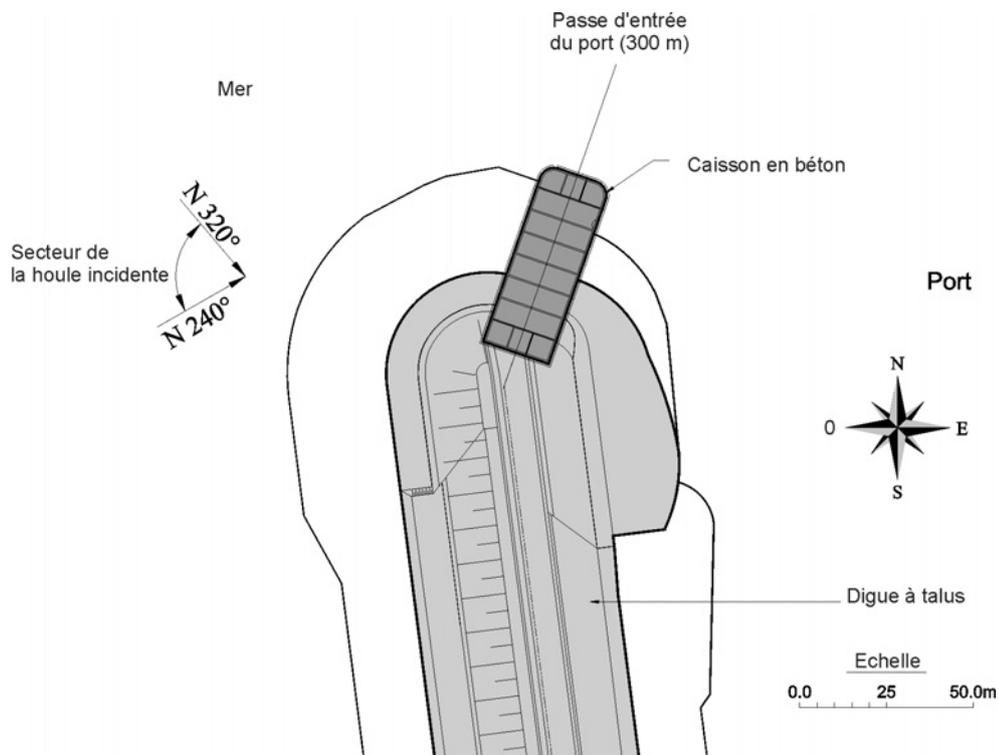
Les principaux paramètres d'un musoir sont le rayon et la pente du talus. Le rayon d'un musoir doit être choisi en fonction de  $H_s$  au niveau d'eau de projet (au repos). L'attaque la plus forte a lieu sur le quart de cercle à l'extrémité la plus éloignée côté port et la carapace principale doit être prolongée au moins jusqu'à cette section. Si le franchissement est autorisé, il est possible de détecter des concentrations d'énergie à cet endroit et il est recommandé de procéder à des essais physiques. La Section 5.2.2.13 contient des recommandations quant au dimensionnement des musoirs. Pour un talus donné, la taille d'enrochement requise pour un musoir sera normalement plus grande que pour la section courante adjacente.

Si l'on ne dispose pas de suffisamment de blocs de grande taille, la pente du talus du musoir devra être réduite par rapport à celle de la section courante afin de garantir la stabilité. Il faut alors prendre garde à ne pas réduire la largeur du chenal d'accès et à ne pas dépasser la portée de la grue utilisée pour la construction. Des blocs d'enrochement à densité élevée (voir la Section 3.5) ont parfois été utilisés dans les musoirs, auquel cas il n'a pas été nécessaire d'employer des blocs plus gros ou de réduire la pente du talus pour garantir la stabilité. Une variante consiste à utiliser des blocs artificiels si la section courante est en blocs naturels (voir la Section 3.12).

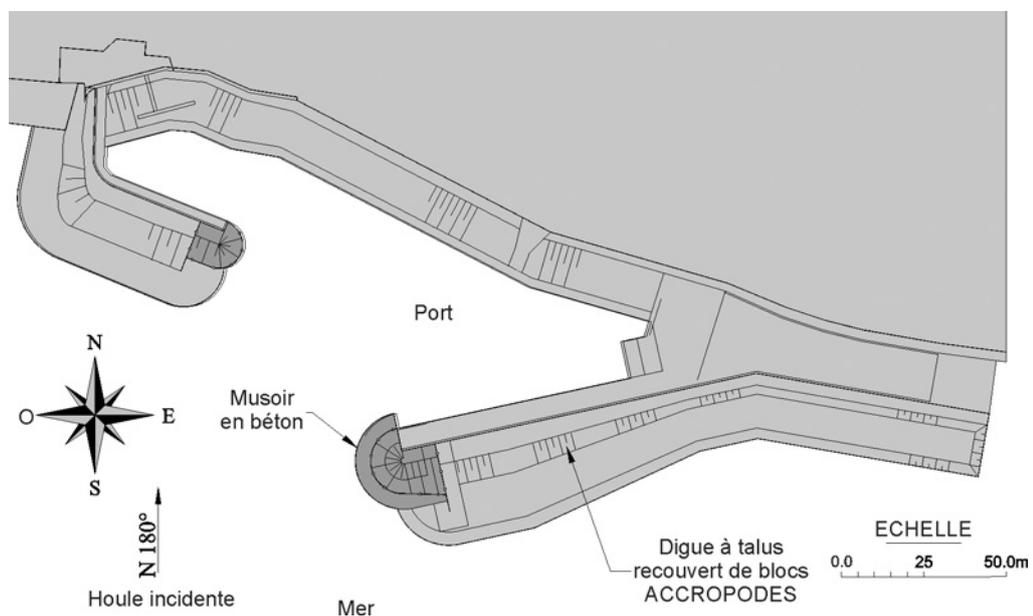
La réduction de la hauteur de la crête au niveau du musoir permet une plus grande dissipation de l'énergie grâce au franchissement et réduit l'impact sur l'ouvrage. Cette mesure permet d'élaborer un dimensionnement économique car elle réduit le volume de matériau et la taille requise des blocs d'enrochement. Une telle optimisation du dimensionnement doit être vérifiée par des essais sur modèles physiques. Un certain degré de franchissement peut souvent être toléré à proximité de l'entrée des ports.

Dans les zones où l'on ne dispose pas des tailles de blocs suffisantes pour protéger le musoir ou dans les ports où les réglementations de sécurité ou les pratiques locales imposent un alignement vertical pour la navigation, il est possible de construire des ouvrages en caisson aux extrémités, comme cela est illustré aux Figures 6.16 et 6.17. La Figure 6.16 montre la digue à l'entrée de Port 2000 au Havre, des caissons ont été utilisés au musoir d'une digue à talus dans le but de créer un mur vertical qui constitue un marquage visuel clair à l'entrée du port. La Figure 6.17 présente le tracé en plan de la digue du port de Saba aux Caraïbes. La digue d'origine a été détruite par un cyclone. Du fait des conditions de houle très intenses et des équipements de construction locaux, la nouvelle digue a été conçue avec un solide musoir en béton plutôt qu'un musoir en enroche-

ment classique (voir la Figure 6.17). La préparation doit être minutieuse et le nivellement des fondations en enrochement indispensable dans le cas où les caissons doivent être préfabriqués puis transportés à leur place par voie maritime.



**Figure 6.16** Musoir du chenal d'entrée de Port 2000 (sud) – Le Havre, France



**Figure 6.17** Entrée du port avec musoirs en béton - Saba, Antilles néerlandaises

Lors de la conception des musoirs, il faut également tenir compte des éventuels futurs prolongements de la digue. Le démantèlement et l'enlèvement de gros blocs dans le cadre de modifications futures n'est pas une tâche aisée, en particulier s'il s'agit de blocs à forte imbrication.

La transition entre la section courante et le musoir est un point singulier et sa conception doit faire l'objet d'une attention particulière. La transition peut présenter un changement de taille et de type de blocs d'enrochement du côté mer aussi bien que du côté terre. Les transitions sont analysées à la Section 6.1.4.3.

### 6.1.4.2 Détails constructifs

Une fois les dimensions principales de la digue, garantissant un faible risque de rupture, déterminées les considérations pratiques ci-dessous, qui renvoient aux dimensions présentées à la Figure 6.12, doivent être intégrées dans la conception.

#### Épaisseurs des couches, $t_a$ et $t_u$

Une fois la taille des blocs d'encrochement déterminée à l'aide des équations de la Section 5.2.2.2, les épaisseurs des couches (carapace :  $t_a$ , sous-couche :  $t_u$ ) découlent de la nécessité de disposer les blocs naturels de manière aléatoire en double couche afin que les couches intérieures soient convenablement protégées en chaque endroit, même si quelques blocs individuels sont emportés de manière occasionnelle. L'épaisseur de la couche est alors égale à  $2k_t D_{n50}$  où  $k_t$  est le coefficient d'épaisseur de la couche, qui prend en compte la densité de pose de la couche (voir la Section 3.5.1 et l'Encadré 3.7). Pour les blocs artificiels, les coefficients d'épaisseur de la couche sont donnés par le développeur du bloc. L'épaisseur de la couche est déterminée par  $nk_t D_n$ , où  $D_n = k_s^{1/3} D$ , où  $D$  est la dimension caractéristique du bloc et  $k_s$  le coefficient de forme (voir la Section 3.12).

#### Position des butées de pied, $h_t$ et $h_l$

La profondeur de la butée de pied côté mer,  $h_t$ , est généralement d'au moins  $1H_s$  à  $1.5H_s$  au-dessous du niveau des basses eaux et a une influence sur la taille requise des blocs comme cela a été étudié à la Section 5.2.2.9. La profondeur de la butée de pied côté terre dépend de l'agitation dans le port et de l'importance du franchissement. On estime par principe qu'une profondeur de 3 m peut être considérée comme acceptable dans la plupart des cas. Les effets du franchissement sur le pied côté terre ne peuvent être évalués qu'au cours d'essais sur modèles physiques. Pour déterminer  $h_t$  et  $h_l$ , il est nécessaire de tenir compte de la production d'abattage prévue afin que les volumes nécessaires correspondent autant que possible à la courbe de production de la carrière (voir la Section 6.1.3.3). Si l'on considère les formules de stabilité de la Section 5.2.2.9, on peut noter qu'une augmentation mineure des valeurs de  $h_t$  et  $h_l$  a un très fort impact sur la taille de l'encrochement de la butée de pied, et à mesure que la profondeur au-dessus de la butée de pied s'accroît il faut de l'encrochement de plus en plus petit.

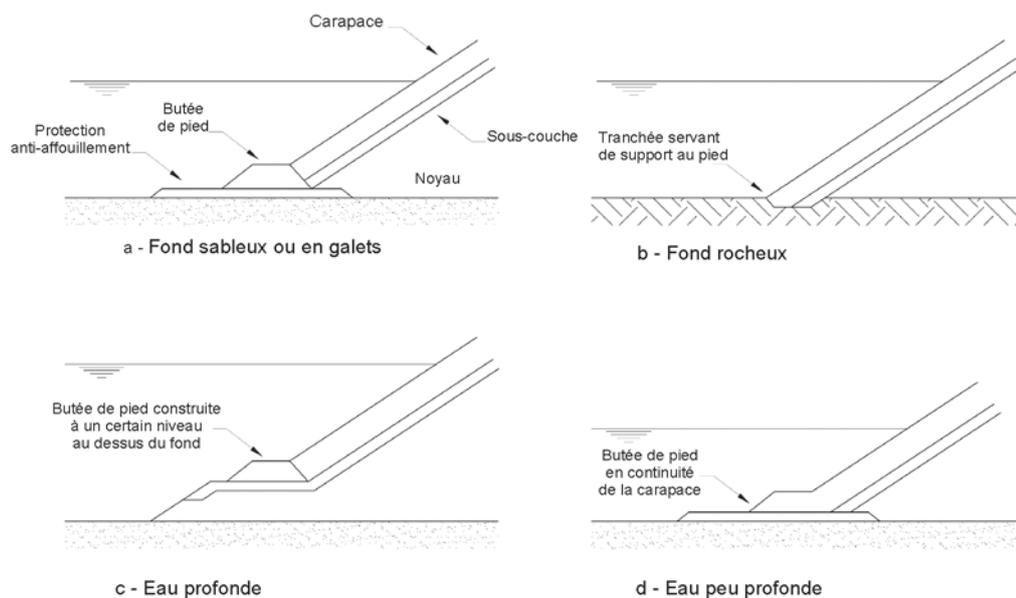
#### Largeur de la butée pied, $B_t$

Dans le cas des digues à talus, la largeur de la butée de pied,  $B_t$ , doit en règle générale permettre le placement d'au moins trois blocs (voir la Section 5.2.2.9 pour le calcul de la taille des blocs). L'épaisseur de la butée de pied doit être basée sur les recommandations en matière d'épaisseur des couches, évoquées ci-dessus.

Il est possible d'appliquer une plus grande largeur de butée de pied à des digues soumises à un fort affouillement, afin qu'il y ait suffisamment d'encrochement jouant le rôle de tapis de protection plongeant. D'autres mesures de protection contre l'affouillement sont abordées à la fin de la présente section, avec des recommandations concernant la largeur de l'épaulement (de la protection anti-affouillement).

#### Caractéristiques des butées de pied en encrochement naturel

Dans des eaux relativement profondes et lorsque le fond marin est sableux, il est souvent possible d'utiliser une plus petite taille de blocs dans la butée de pied de la digue pour soutenir la carapace principale. Cette configuration est présentée à la Figure 6.18a et analysée à la Section 5.2.2.9. Ceci s'applique également aux eaux profondes, bien que dans ce cas il n'est généralement pas nécessaire de couvrir l'intégralité du talus de la digue avec la carapace principale, ce qui fait que la butée de pied peut être construite à une certaine hauteur au-dessus du fond de la mer (voir la Figure 6.18c).



**Figure 6.18** Schémas de configuration de pieds de digues à talus

Dans les eaux moins profondes, la taille des blocs constitutifs de la butée de pied augmente, comme cela a été évoqué à la Section 5.2.2.9. Dans les eaux peu profondes où la houle peut déferler sur l'ouvrage, la butée de pied de la digue est souvent construite comme une extension de la carapace principale, comme cela est illustré à la Figure 6.18d. Dans le cas des eaux peu profondes, une solution plus onéreuse, consiste à construire le pied dans une tranchée, ce qui permet d'abaisser le niveau du pied et d'avoir recours à une taille de bloc inférieure.

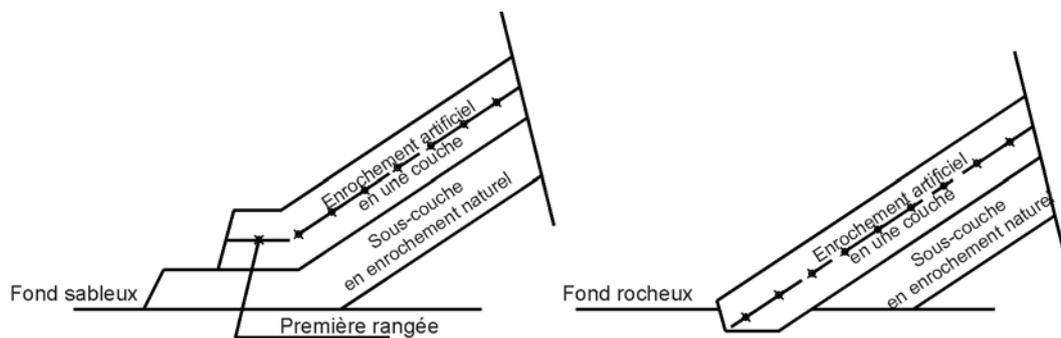
La situation se complique lorsque des eaux peu profondes coexistent avec des fonds marins très pentus (par exemple 10 % ou plus incliné au bord des canyons), où la houle peut venir déferler directement sur le pied de la digue. Dans ce cas, la question de la construction de la butée de pied est souvent résolue par le déplacement de la position de la digue en direction des eaux moins profondes ou sur des fonds où aucun déferlement ne se produit.

Les littoraux rocheux en pente et aux surfaces lisses, sont favorables au glissement des butées de pied. Dans ce cas, le pied peut être soutenu grâce à une excavation (voir la Figure 6.18b) ou par le biais de pieux fondés au rocher (voir l'Encadré 6.4).

#### Caractéristiques des butées de pied en enrochement artificiel

Les dispositions constructives des butées de pied composées de blocs artificiels ne diffèrent pas beaucoup de celles des butées de pied en enrochement naturel, mais elles sont spécifiques à chaque type de bloc artificiel et les dispositions doivent être fournies par le développeur du bloc. Il est important de prêter attention au scénario de construction. Il est toujours possible d'opter pour un placement le long d'une grille au niveau du pied mais la disposition selon une orientation donnée peut requérir l'aide de plongeurs et doit être restreinte à des profondeurs limitées ou à des zones dans lesquelles les conditions de travail sont satisfaisantes. La stabilité de la butée de pied est essentielle pour la stabilité de l'ensemble de la carapace. La Figure 6.19 présente des exemples de dispositions des butées de pied en blocs artificiels.

Une caractéristique importante des blocs d'enrochement à forte imbrication et en simple couche est que la carapace est bien plus stable au centre que sur les bords et en particulier au niveau du pied. Lorsqu'un pied de ce type se trouve dans des eaux peu profondes et qu'il est soumis à un déferlement plongeant agressif, on ne peut faire que peu de choses pour protéger les bords de la carapace. La solution consiste à placer le premier rang dans une tranchée creusée dans le fond rocheux de la mer, comme cela est indiqué dans la configuration de pied encastré de la Figure 6.19, ou à créer des solutions de stabilisation spécifiques comme cela est présenté dans l'étude de cas présentée à l'Encadré 6.4.



**Figure 6.19** Différents types de construction de pieds constitués de blocs d'enrochement artificiel en simple couche.

### Largeur des épaulements, $S_s$ et $S_l$

Sauf en cas de conditions d'érosion spécifiques, la largeur de l'épaulement côté mer,  $S_s$ , est essentiellement déterminée par les tolérances de placement et n'excède habituellement pas 2 m. La largeur correspondante,  $S_l$ , du côté terre est déterminée par les tolérances et dans la pratique on utilise souvent  $S_l = 0.5 t_u$  ( $t_u$  est l'épaisseur de la sous-couche). Si l'on tient compte des problèmes d'affouillement en eau peu profonde, l'épaulement devient un dispositif anti-affouillement et son étendue ne doit pas être inférieure à 6 m ou à  $H_s$ , comptée à partir du pied de l'ouvrage. Cette configuration de dimensionnement reste inchangée dans le cas où l'on utilise des blocs artificiels.

#### Encadré 6.4 Études de cas: butée de pied particulière pour des blocs artificiels

##### Pied en pieux :

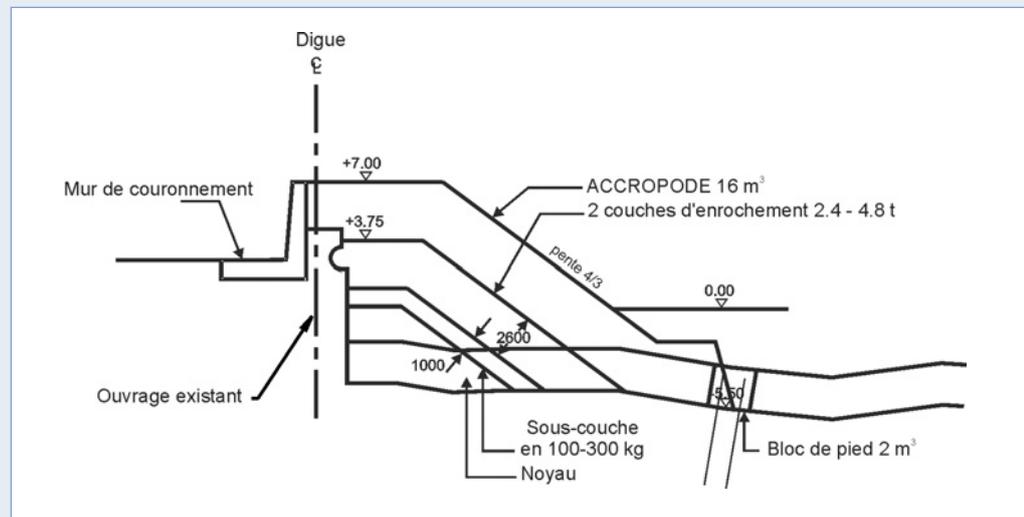
Un ouvrage en enrochement artificiel a été construit afin de réduire les franchissements. Le pied de l'ouvrage est situé sur un fond rocheux très peu profond. La méthode traditionnelle d'ancrage du pied consisterait à creuser une tranchée et à y enterrer la première rangée de blocs ou à sécuriser le pied à l'aide de cubes en béton ancrés au rocher. Les solutions ont toutes été testées en laboratoire. Plutôt que les cubes, des pieux en béton préfabriqués ont été utilisés. Ces pieux en béton sont constitués d'un profil en H coulé dans un pieu en béton circulaire de 800 mm (voir la Figure 6.20).



**Figure 6.20** Vue des essais physiques d'un pied en pieux béton (source : HR Wallingford)

**Encadré 6.4** Études de cas : butée de pied particulière pour des blocs artificiels (suite)**Pied en blocs de béton ancrés :**

L'enracinement de la digue de Cirkewwa (Malte) repose sur un fond rocheux incliné très peu profond. L'attaque de la houle sur l'ouvrage est très oblique. Les essais sur modèles ont montré que le seul moyen de sécuriser le pied était de mettre en place des cubes en béton ancrés dont la taille est environ 60 % de la hauteur des blocs ACCROPODE, comme cela est montré sur la coupe-type de la Figure 6.21.



**Figure 6.21** Pied-type de la digue de Cirkewwa

**6.1.4.3 Transitions**

Des transitions sont nécessaires le long d'une digue à talus :

- lorsque l'orientation de la digue change relativement rapidement ;
- entre différents types d'enrochement ;
- entre différentes tailles d'un même type d'enrochement.

Les transitions au sein d'ouvrages en enrochement artificiel sont généralement plus complexes que les ouvrages en enrochement naturel car les blocs artificiels sont souvent placés selon un maillage particulier qui est essentiel à leur imbrication. Les problématiques spécifiques aux transitions des carapaces en blocs artificiels sont donc abordées en premier et illustrées à la Figure 6.22, suivies des transitions pour les carapaces en enrochement naturel.

Il est conseillé de garder le profil extérieur constant au niveau de la transition, bien que ceci implique des changements de profil des sous-couches, du filtre et du noyau. Lorsque des changements du profil extérieur sont nécessaires, ils doivent être aussi progressifs que possible. Toutes saillies ou protubérances de blocs d'enrochement artificiel ou naturel sur le talus au niveau de la transition doivent être évitées car les actions hydrauliques peuvent extraire ces blocs et ainsi endommager progressivement la carapace.

**NOTE :** les transitions sont des points de faiblesse dans les ouvrages et il est recommandé que les essais physiques incluent ces transitions pour vérifier qu'elles ne se trouvent pas dans des zones de concentration des actions hydrauliques. Le modèle doit aussi représenter précisément la forme de la transition, les techniques de placement et la densité de pose des enrochements artificiels ou naturels.

**Changements d'orientation d'un ouvrage en enrochement artificiel**

Les transitions d'orientation en plan de la digue sans changement de taille de l'enrochement artificiel doivent être construites en plaçant les blocs de la section droite selon un maillage classique, en terminant la carapace suivant un angle de 45° environ sur la hauteur du talus (voir la Figure 6.22a). Les blocs artificiels sont ensuite placés dans la zone en coude ou de transition, laissant un

triangle entre la section courante et la zone en coude. Celui-ci est ensuite rempli du pied à la crête, en s'assurant que l'imbrication est convenable entre les blocs qui sont déjà placés. En général ceci est effectué par petits triangles jusqu'au remplissage complet de la transition. Les blocs doivent être placés conformément aux instructions de pose correspondant aux types de blocs artificiels employés.

Des transitions sont aussi nécessaires dans les coudes prononcés, on utilise dans ces zones des enrochements plus lourds que dans les sections courantes adjacentes car la stabilité dans ces zones est réduite par les effets 3D et par la réduction des frottements entre les blocs de carapace (similaire à la réduction de stabilité des musoirs). Ces transitions sont mises en place de la même manière que celles exposées ci-dessus, c'est-à-dire en s'assurant qu'à l'interface les blocs plus petits de la section courante sont placés au-dessus des blocs plus gros du coude (voir la Figure 6.22b).

### **Changement de type de carapace**

Des transitions particulières sont aussi nécessaires entre des carapaces de type différent, par exemple entre une carapace en enrochement naturel et une carapace en enrochement artificiel. Il est à noter que normalement il n'est mis en place qu'un type d'enrochement artificiel dans un même ouvrage. De telles transitions ne sont pas traitées ici. Les transitions entre des enrochements naturels et des enrochements artificiels se trouvent typiquement derrière le musoir. Les blocs artificiels (par exemple du musoir) doivent être mis en place en premier suivant une ligne de transition à 45° sur la hauteur du talus (comme décrit au-dessus), ensuite l'enrochement naturel est placé au-dessus et contre les blocs artificiels (voir la Figure 6.22c). Ceci signifie également que les blocs les plus stables doivent être placés en premier. La transition avec les différentes sous-couches nécessite une attention particulière car les différences de niveau interne peuvent être importantes, dues à la différence d'épaisseur des carapaces et des sous-couches, en supposant que le profil extérieur est gardé constant (ce qui est préférable – voir au-dessus).

### **Changement de tailles de blocs artificiels en section courante**

Les transitions sont également nécessaires au sein de la section courante entre des blocs artificiels de même type mais de tailles différentes. Pour ces types de transitions, les blocs les plus petits doivent toujours être placés au-dessus des blocs les plus gros (voir la Figure 6.22d).

### **Transitions dans les ouvrages en enrochement naturel**

Les transitions entre des blocs d'enrochement naturel peuvent être soit en biais sur la hauteur du talus comme cela a été décrit pour les enrochements artificiels (voir la Figure 6.22d) ou soit plus raide (souvent quasiment vertical). La forme de la transition est généralement dictée par des facteurs pratiques tels que les équipements de construction utilisés, selon si différentes grues sont nécessaires pour poser les blocs de taille différente et selon la portée des grues utilisées. Comme noté précédemment, tout changement du profil extérieur doit être aussi progressif que possible.

La séquence de construction décrite précédemment pour les changements d'orientation de digue en enrochement artificiel est moins applicable aux carapaces en enrochement naturel car le placement des enrochements naturels est plus souple que celui des enrochements artificiels qui doivent être placés selon un maillage prédéfini. La séquence de construction pour les carapaces en enrochement naturel est par conséquent généralement définie par la méthode de construction.

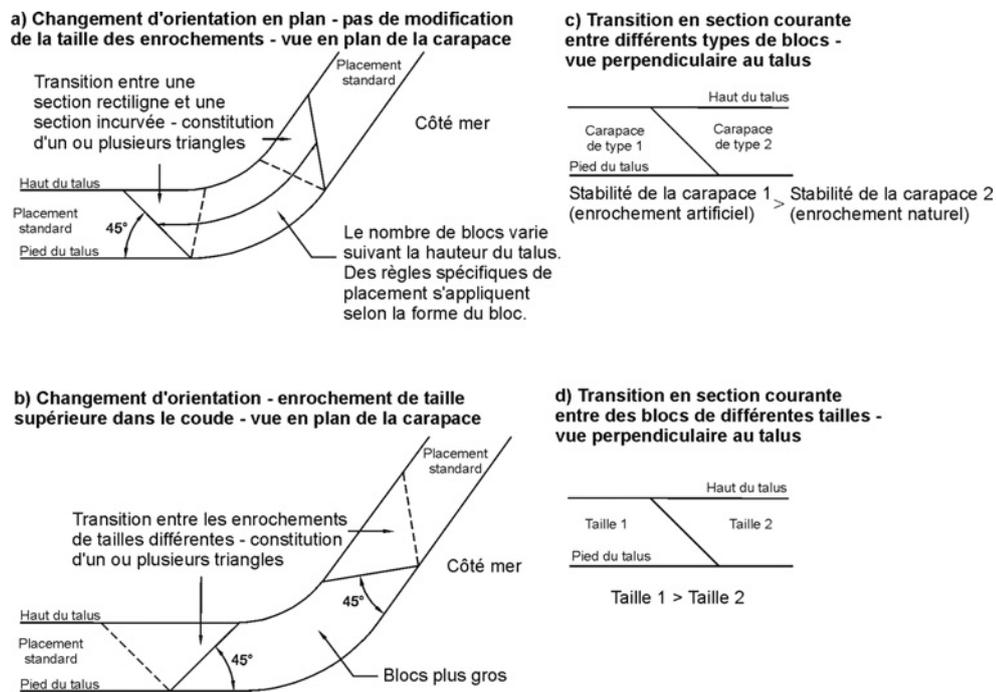


Figure 6.22 Transitions-types des carapaces en enrochement artificiel

### 6.1.5 Digue à talus avec mur de couronnement

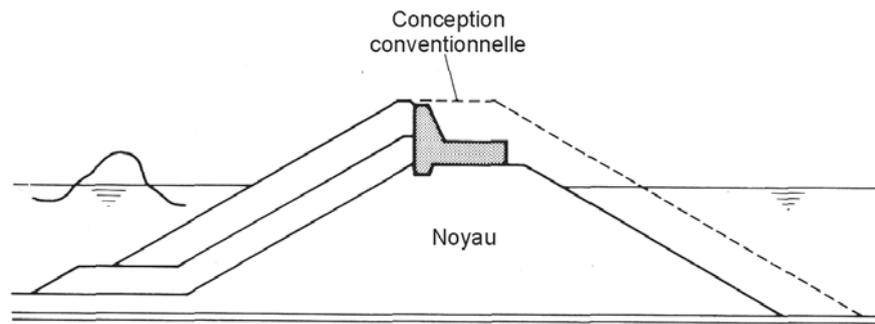
Les digues à talus dotées d'un mur de couronnement sont généralement conçues comme des digues à talus conventionnelles, la principale différence étant que l'accès des véhicules ou des piétons est possible sur l'ouvrage. Par conséquent, seules les différences avec les digues conventionnelles en enrochement sont analysées ci-dessous.

Les murs de couronnement sont des superstructures composées d'un bloc de couronnement en béton ou d'un mur chasse mer. La détermination des principales dimensions d'un ouvrage à talus composé d'un mur de couronnement est assez semblable aux indications données à la Section 6.1.4.

La cote de la crête à prendre en compte pour le franchissement est la cote d'arase du mur. Des recommandations spécifiques sont données à la Section 5.1.1.3 pour le calcul du franchissement par-dessus des murs de couronnement. La largeur de la crête est déterminée en tenant compte des mêmes éléments que pour les digues à talus sans mur de couronnement, bien que les dimensions du mur de couronnement requises pour éviter le glissement ou le franchissement puissent dicter la conception du mur. La Section 5.2.2.12 fournit des recommandations pour le calcul des forces de la houle qui s'exercent sur les murs de couronnement. Ce mur peut fournir un accès aux piétons ou aux véhicules le long de la crête de l'ouvrage. On exige en général une largeur minimale de 2 m pour un accès piéton et de 4 m pour un accès routier (voie unique).

La construction d'un mur de couronnement sur une digue à talus est une étape logique pour plusieurs raisons :

- comme cela a été mentionné auparavant, les digues à talus sont souvent conçues pour supporter un certain niveau de dommage et l'accès le long de l'ouvrage est nécessaire pour les réparations ;
- un mur de couronnement avec parapet peut entraîner une réduction substantielle de la quantité de blocs d'enrochement qui seraient sinon nécessaires (voir la Figure 6.23) ;
- si le franchissement est autorisé, le mur de couronnement peut limiter la largeur du corps de digue et, par sa forme, protéger le talus arrière (voir les Figures 6.21 et 6.23) ;
- l'accès le long de la digue peut être nécessaire pour des opérations portuaires ou pour des activités de loisir.



**Figure 6.23** Concept de digue à talus avec mur de couronnement

Dans le cas où des postes à quai sont construits immédiatement derrière une digue, il est courant que le mur de couronnement porte des équipements permettant le chargement/déchargement du fret (conduites, bandes transporteuses) ainsi que des réseaux (eau, électricité, etc.).

Certains inconvénients liés à la présence d'un mur de couronnement doivent être pris en considération lors des étapes de sélection des variantes et de dimensionnement :

- le mur de couronnement représente un élément rigide dans un ouvrage souple par nature. Des tassements inégaux peuvent entraîner des problèmes structurels pour les éléments du mur de couronnement, qui sont bien plus importants pour les servitudes qui se trouvent sur la superstructure ;
- l'imbrication du rang supérieur de l'enrochement placé immédiatement à côté du mur de couronnement est réduite ;
- la tendance à agrandir le parapet pour réduire le volume d'enrochement peut conduire à de très importantes forces d'impact de la houle sur ce mur ;
- la réduction du franchissement par le mur de couronnement entraîne une augmentation de l'attaque de la houle sur la carapace ;
- le mur de couronnement aggrave le risque de surpressions interstitielles dans le corps de digue ;
- l'eau franchissante se concentre sous la forme de jets, ce qui constitue un danger potentiel pour la carapace côté port si la dalle de couronnement n'est pas assez large. Les jets peuvent être brisés par des blocs de dissipation disposés à l'extrémité intérieure de la dalle (côté port) (voir la note spécifique en introduction à la Section 5.2.2.12 et la Figure 6.25c) ;
- les coûts sont plus élevés et la construction plus longue que pour une digue à talus conventionnelle ;
- il y a interruption du phasage de la construction de la carapace et augmentation du risque de dommage jusqu'à ce que la carapace principale soit terminée.

Le dimensionnement des murs de couronnement doit commencer par une évaluation de leur stabilité à l'aide des méthodes et des recommandations relatives aux forces fournies à la Section 5.2.2.12. Le poids du mur de couronnement et la force de la houle sont les charges les plus importantes. La force horizontale exercée sur le parement vertical du mur de couronnement est soit une action dynamique (force d'impact de courte durée causée par le front de la vague) soit une action quasi-statique, due au franchissement de la houle. Selon la cote inférieure de la dalle du mur de couronnement, le remblai se trouvant en dessous peut être saturé ou non. Les forces de la houle et les écoulements à travers la digue à talus peuvent également entraîner une augmentation de la pression sur le bas du mur de couronnement, ce qui se traduit par une sous-pression ascendante considérable. En tenant compte du fait que les forces hydrauliques ne se produisent généralement que sur un nombre limité d'éléments du mur de couronnement à un moment donné et pas simultanément sur toute la longueur de l'ouvrage, il est recommandé d'avoir recours à un couplage horizontal ou à l'insertion de clavettes entre les sections afin de faciliter le transfert des charges.

Jensen (1983) et Palmer et Christian (1998) font les recommandations suivantes :

- le mur de couronnement ne doit pas dépasser le niveau de la carapace côté mer afin de minimiser les forces sur la superstructure (voir la Figure 6.24). À l'arrière, la carapace doit être retenue par le mur sur une hauteur au moins égale à 0.6 fois l'épaisseur de la carapace ;
- le mur de couronnement doit être ancré au noyau à l'aide d'une bêche, comme celle présentée à la Figure 6.28 ;
- le noyau doit être élevé jusqu'au-dessous de la dalle du mur de couronnement ;
- l'arrière du mur de couronnement doit être prolongé au-delà du talus arrière afin que les projections d'eau franchissantes dépassent la carapace arrière et qu'elles retombent directement dans le plan d'eau (voir Figure 6.25c).

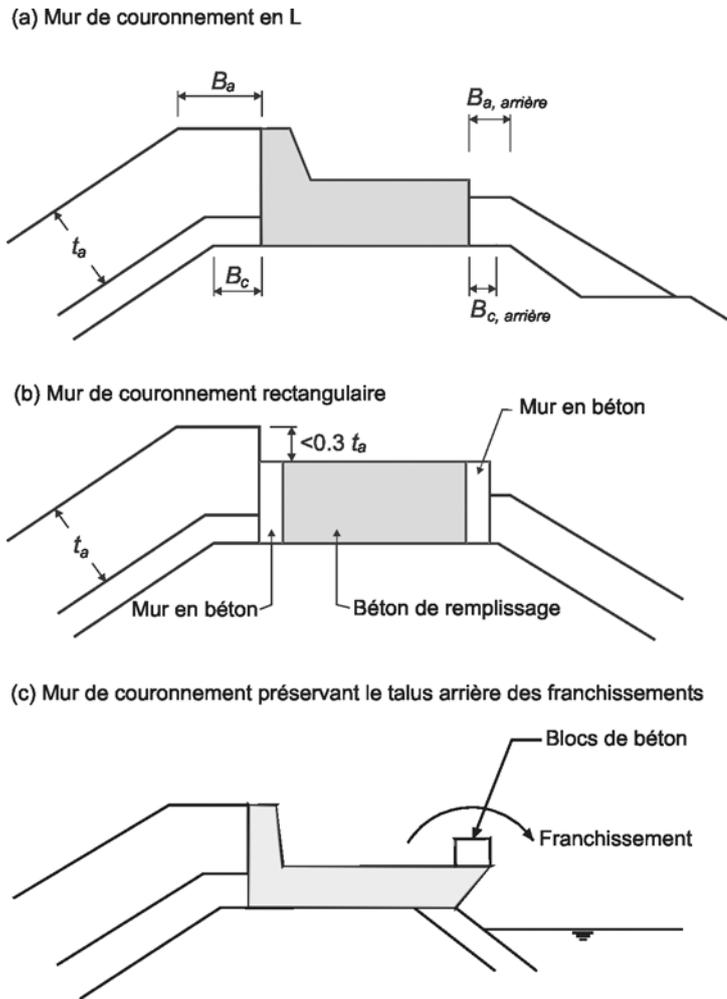


**Figure 6.24**

*Digue avec mur de couronnement. Ici, l'arase du mur de couronnement est au même niveau que celle de la carapace (source : Clive Orbell Durrant)*

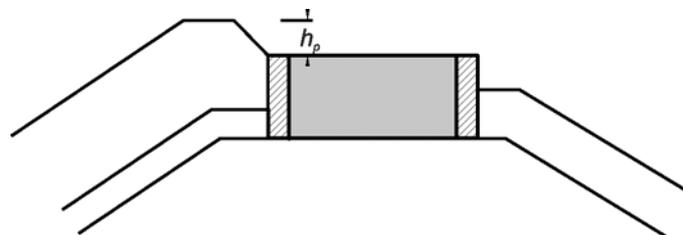
La circulation de l'eau et la pression interstitielle sous le mur de couronnement doivent être contrôlées, soit à l'aide d'un matériau imperméable permettant d'éviter le contact avec le dessous de la dalle du mur de couronnement, soit à l'aide d'un matériau extrêmement perméable permettant un drainage. Baird *et al.* (1981) font des remarques utiles à ce propos.

En ce qui concerne les géométries pratiques des murs de couronnement, on dispose d'une option en L et d'une autre rectangulaire, comme le montre la Figure 6.25. La configuration en L peut être construite en deux phases : tout d'abord la dalle horizontale, puis le parapet. Il faut cependant prêter une grande attention aux joints dans la mesure où les forces hydrauliques peuvent causer des dommages sur le parapet. La configuration rectangulaire peut être constituée d'éléments préfabriqués en béton servant de moule et ensuite remplis de béton de masse. Il est également possible d'utiliser des dalles de béton préfabriquées qui permettent une construction très rapide du mur de couronnement par rapport à la méthode traditionnelle de coulage en place.



**Figure 6.25** Configurations de murs de couronnement

À la Figure 6.25,  $B_a$  correspond généralement à trois rangées de blocs. La hauteur de dépassement du mur de couronnement par la carapace,  $h_p$  (voir la Figure 6.26), doit être au maximum de  $0.3 t_a$ , sous peine d'un risque de basculement des blocs sur le mur de couronnement. Cette hauteur doit être cependant minimisée pour éviter que les blocs les plus proches du mur ne soient délogés par la houle incidente. Si  $h_p$  ne peut être limitée, il faut concevoir un talus entre la carapace et le mur de couronnement (voir la Figure 6.26).



**Figure 6.26** Géométrie du talus entre la carapace en enrochement et le mur de couronnement

On utilise en général une grande grue à câbles pour placer les éléments préfabriqués. On peut travailler à reculons depuis le musoir ou à l'avancement en déversant le noyau avec la même grue (p. ex. avec des bacs). Le choix de la méthode de placement influe sur la stabilité requise du noyau pendant la construction étant donné que les durées d'exposition sont différentes. La largeur et la hauteur du noyau et du mur de couronnement doivent bien entendu être suffisantes pour la grue.

Il est normalement préférable de placer le mur de couronnement non sur la sous-couche mais sur le noyau afin d'éviter une plus forte pénétration des sous-pressions sous le mur, qui se produit dans le premier cas. Une couche de matériau de plus petite taille est souvent placée sur le noyau afin de fournir une surface à niveau pour le mur de couronnement. La base du mur doit être maintenue suffisamment haute au-dessus du niveau de l'eau au repos pour réduire la sous-pression à des valeurs acceptables, afin de garantir la stabilité du mur de couronnement. Une autre option est que l'élément du mur de couronnement ait une section suffisamment profonde - et donc un poids suffisamment important - ou qu'il soit suffisamment fixé au corps de digue pour que les actions stabilisatrices soient suffisantes.

L'élément de crête consiste parfois en une simple dalle de béton de masse, comme dans les cas où la hauteur de la crête est suffisante pour éviter la pression de la houle sous la dalle. Il est préférable d'éviter les parapets élevés dépassant le niveau de la carapace principale, dans la mesure où l'on peut s'attendre à des forces élevées d'impact de la houle sur ces murs. Lorsqu'il est absolument nécessaire que le parapet soit élevé, l'ouvrage doit être renforcé de manière appropriée.

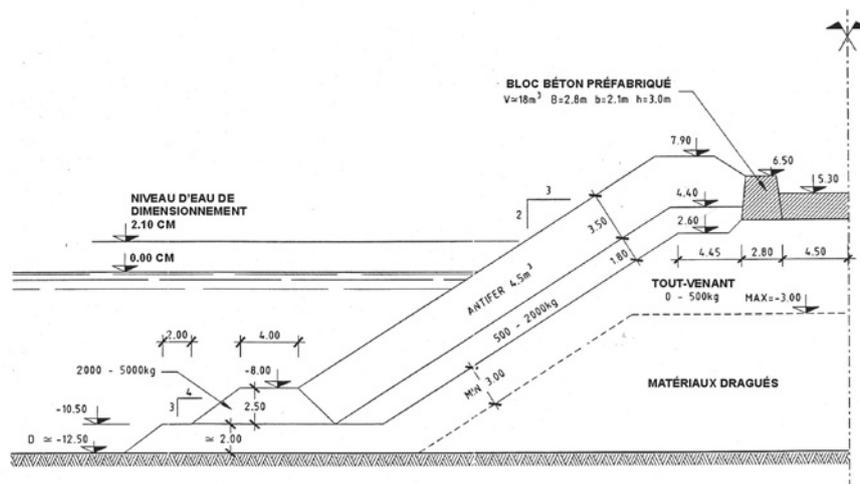
À la base du mur de couronnement, il faut intégrer des épaulements  $B_c$  et  $B_{c,arrière}$  (voir la Figure 6.25) dont les largeurs sont déduites des tolérances, mais ne doivent pas être inférieures à 0.5 m. Pour éviter qu'un tassement ne puisse exposer le mur de couronnement à un impact de la houle, il convient de construire une berme horizontale au sommet de la carapace du côté mer,  $B_a$  (voir la Figure 6.25), d'une dimension approximativement égale à l'épaisseur de la carapace ou à trois rangées de blocs. Du côté port, l'épaulement,  $B_{a,arrière}$ , peut être évité si la dalle du mur de couronnement s'étend jusqu'à un point où les jets dus au franchissement plongent directement dans le plan d'eau sans éroder le talus arrière.

On utilise souvent des blocs d'enrochement artificiel avec un mur de couronnement monolithique. Les méthodes de dimensionnement sont classiques (voir la Section 5.2.2.3), mais la nécessité d'obtenir une pose correcte des blocs adjacents au mur peut être une contrainte géométrique. L'espace entre la dernière rangée supérieure et le mur dépend de la densité de pose de la carapace et de la position relative du mur. Différentes options sont possibles :

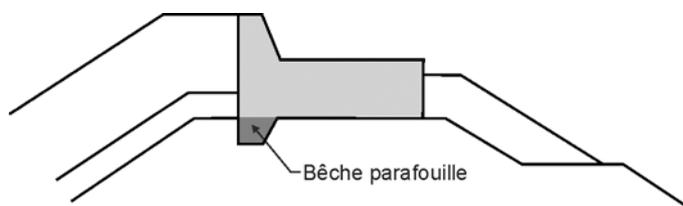
- il y a juste assez d'espace pour un bloc. Cette option est recommandée mais rarement réalisable ;
- il y a trop peu d'espace pour un bloc. L'intervalle peut être comblé à l'aide de blocs partiellement cassés ou à l'aide d'enrochements naturels de très grande taille. La stabilité hydraulique d'un tel arrangement devra être vérifiée ;
- il y a trop d'espace pour un rang unique, il faut donc prendre des dispositions spéciales. Pour certains blocs, des règles de positionnement spécifiques ont été mises au point afin de garantir que les blocs sont correctement disposés sur la crête.

Il n'est pas possible de connaître avec précision le nombre exact de blocs artificiels mis en place jusqu'à ce que le travail soit achevé car il dépend du nombre exact de rangées entières remplissant l'espace disponible sur la crête. Il est donc conseillé d'ajuster le nombre de blocs à préfabriquer au cours d'une phase avancée du processus de construction.

La Figure 6.27 montre un exemple de dimensionnement avec une double couche de cubes en béton, dans lequel la sous-couche a été réduite de manière substantielle immédiatement devant la base du mur de couronnement. Il convient d'éviter ce type de situation car cette configuration réduit l'efficacité du filtre en ce qui concerne sa capacité de rétention d'eau. En outre, de forts écoulements résultent généralement de la discontinuité de perméabilité causée par le mur de crête. Enfin, différentes méthodologies de construction sont impliquées dans la construction du point de contact entre le noyau, le filtre et le mur de couronnement, ce qui en fait une zone difficile à réparer. La Figure 6.28 propose une autre solution de conception, recommandée, dans laquelle le filtre a une épaisseur constante et le mur de couronnement est muni d'une bêche parafouille. Il faut signaler que ce type de mur de couronnement peut être difficile à construire.



**Figure 6.27** Digée en enrochement artificiel en double couche avec une sous-couche d'épaisseur réduite près du mur de couronnement



**Figure 6.28** Digée avec mur de couronnement composé d'une bêche parafouille, la sous-couche est d'épaisseur constante

### 6.1.6 Digée à berme ou à talus en S

Les premières digées à berme ont été construites avec une berme homogène, comme la digée à berme de St George en Alaska (Gilmann, 1987). Les premières digées à berme « modernes » ont été des digées reprofilables dynamiquement stables. Le concept de digée à berme a évolué en digée à berme à couches multiples. L'avantage des digées à berme à couches multiples est qu'il est possible d'utiliser plus efficacement la production de la carrière, jusqu'à près de 100 %. L'approche la plus avancée consiste à concevoir une digée à berme comme une digée à couches multiples statiquement stable ou comme une digée reprofilable statiquement stable, comme, par exemple, la digée à berme de Sirevåg, en Norvège (voir l'Encadré 6.5). L'AIPCN (2003) présente une analyse détaillée des techniques de conception et de construction des digées à berme actuelles.

Les digées à berme offrent une grande flexibilité au maître d'œuvre. La conception repose sur l'approvisionnement, c'est-à-dire sur la production de la carrière, plutôt que sur la demande - qui est basée sur les besoins en enrochement définis par le projet. Par conséquent, les spécifications doivent être *fonctionnelles* et non pas *basées sur la demande*. Il est ainsi essentiel que la production des carrières potentiellement dédiées au projet (ou des autres carrières) soit analysée à un stade précoce du processus de conception. Les méthodes d'étude et de prévision de la production d'une carrière sont traitées à la Section 3.9.5.

Il existe trois grands types de digées à berme :

- non-reprofilable statiquement stable ;
- reprofilée statiquement stable ;
- reprofilable dynamiquement stable.

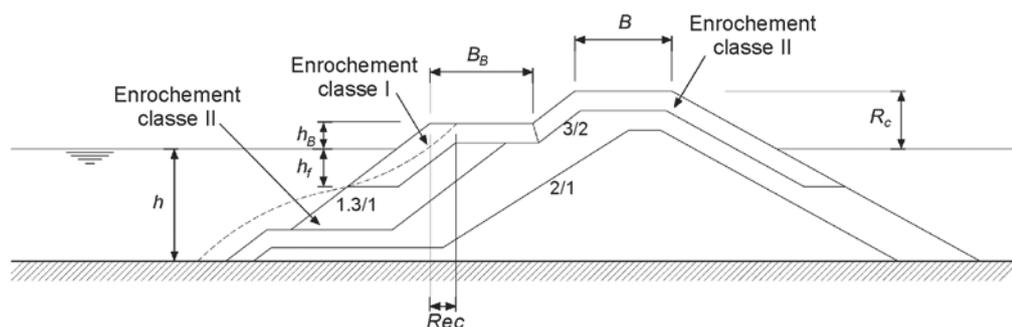
L'approche de dimensionnement suivante peut servir à choisir la forme de digée à talus qui convient :

1. Les sources locales (ou autres) d'enrochement naturel doivent être étudiées avant le choix du concept.

2. Il faut évaluer s'il est économique de concevoir une digue à talus conventionnelle (comme cela a été abordé à la Section 6.1.4), en utilisant les méthodes de dimensionnement de la Section 5.2.2.2 pour choisir la taille de l'enrochement qui convient.
3. Il peut être plus économique de concevoir une digue à berme avec la classe d'enrochement la plus grande, similaire aux prédictions issues des équations données à la Section 5.2.2.6 pour les carapaces classiques en enrochement naturel non franchies, ou avec le nombre de stabilité  $Ho = H_s / (\Delta D_{n50})$  inférieur ou égal à 2, soit une digue à berme **non-reprofilable statiquement stable**. Pour cette option, la demande en blocs de grande taille est généralement inférieure à la demande pour une digue à talus conventionnelle et elle peut souvent être plus économique, en particulier s'il existe une carrière dédiée au projet.
4. Si l'on ne dispose pas d'assez de blocs de taille suffisante, on peut opter pour une digue à berme **reprofilée statiquement stable**, dont la section transversale est plus large et le volume plus important.
5. Si les options ci-dessus sont impossibles, on peut choisir une digue à berme **reprofilable dynamiquement stable**, dont la base est encore plus large et qui exige un plus grand volume d'enrochement naturel.

### 6.1.6.1 Dimensions principales

La Figure 6.29 présente les dimensions principales d'une digue à berme. Les recommandations strictes relatives à ces dimensions n'ont pas évolué. La taille des blocs de classe I est déterminée par la production de la carrière, par la régression de la berme et par le mode de reprofilage (statiquement stable, reprofilé statiquement stable et dynamiquement stable). Ces paramètres sont calculés et évalués selon les méthodes données à la Section 5.2.2.6. De préférence, **la digue à berme doit être non reprofilable et statiquement stable**, mais une digue à berme reprofilée et statiquement stable peut convenir. En règle générale, il est préférable d'éviter les digues à berme reprofilables et dynamiquement stables car le roulement des blocs sur le talus peut entraîner des ruptures inacceptables des blocs. L'intégrité de l'enrochement et la résistance à l'attrition sont des facteurs clés pour les digues à berme en raison de la mobilité potentielle des blocs. La Section 3.8.5 décrit les méthodes d'estimation de la résistance - et par conséquent de l'adéquation - des blocs en provenance d'une carrière donnée pour une digue à berme. L'AIPCN (2003) présente des études permettant de quantifier le risque de rupture.



**Figure 6.29** Dimensions principales d'une digue à berme à couches multiples et principales classes des enrochements naturels. Les pentes indiquées sont représentatives des pentes classiques, mais il est possible d'opter pour d'autres pentes.

La position la plus basse des enrochements de classe I côté mer doit de préférence être à un niveau,  $h_f$ , défini à la Section 5.2.2.6. Il existe toutefois des exemples où ce n'est pas le cas : dans la digue à berme de Sirevåg, la position la plus basse des blocs de classe I côté mer se trouve 1 m au-dessous du niveau de référence (niveau de marée astronomique le plus bas).

Les blocs de classe II servent pour l'enrochement de la crête et de la zone située juste au-dessous des blocs de classe I. Leur taille a été calculée à l'aide des méthodes décrites aux Sections 5.2.2.9 et 5.2.2.11. Cette zone peut être dimensionnée comme une butée de pied relativement haute, avec

$h_f$  comme hauteur d'eau au-dessus du pied, correspondant à  $h_t$  dans les Équations 5.187 et 5.188. Plus bas encore sur le talus en direction du pied, il est possible d'utiliser des blocs de plus en plus petits étant donné que l'exposition aux actions hydrauliques diminue.

La largeur de la berme,  $B_B$ , doit être déterminée en équilibrant le coût de la digue avec la probabilité qu'elle subisse un dommage. La largeur minimale doit correspondre à la régression causée par la houle de projet maximale. Il est préférable que la berme soit aussi large que possible et l'augmentation des coûts peut n'être que marginale si l'on construit une berme dont la largeur est au moins égale à la régression prévue dans le cas d'une tempête plus forte, par exemple avec une houle de période de retour 1000 ans.

La hauteur de la berme doit être de l'ordre de  $h_B \approx (0.5 - 0.9)H_s$  au-dessus du niveau d'eau de projet mais, d'après les quelques essais ayant été effectués avec des hauteurs de berme variables résumés par Tørum (1999), la variation de la hauteur de la berme n'a aucun effet significatif sur la régression pour  $h_B/D_{n50}$  compris entre 2 et 4.

La hauteur de la crête,  $R_c$ , est déterminée par le débit franchissant admissible. Le franchissement est calculé à l'aide des méthodes exposées à la Section 5.1.1.3. La hauteur de la crête est souvent fixée aux alentours de  $R_c = (1.0 - 1.4)H_s$ , mais elle doit être déterminée dans une large mesure par le débit franchissant admissible pour les installations portuaires situées à l'arrière de la digue.

Le musoir de la digue à berme requiert une attention particulière. Juhl *et al.* (1997) ont mené des essais approfondis sur modèles sur la section courante et sur le musoir d'une digue à berme homogène reprofilée dynamiquement stable, avec  $Ho$  inférieure ou égal à 4. Dans ce cas, on a constaté un déplacement des blocs de la berme jusque dans la zone qui se trouve derrière le musoir de la digue. Le dimensionnement des musoirs de digues à berme est abordé à la Section 5.2.2.13.

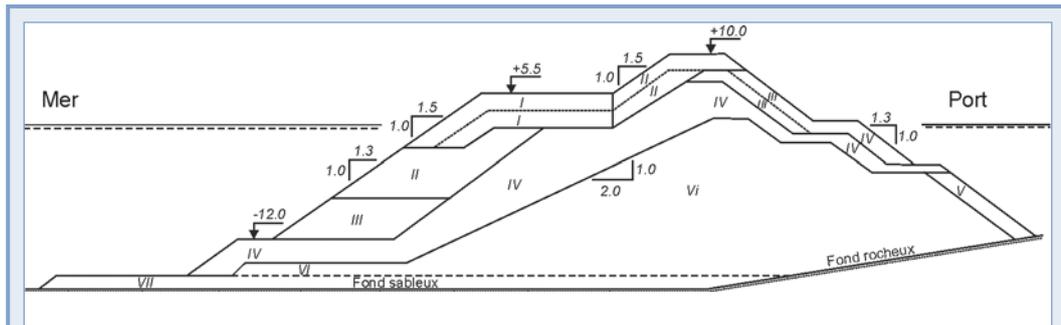
#### Encadré 6.5 La digue à berme de Sirevåg



**Figure 6.30** Digue de Sirevåg, Norvège. (source : HR Wallingford)

La digue à berme de Sirevåg (voir la Figure 6.30) a été conçue comme une digue à berme statiquement stable (avec un reprofilage minimal) pour  $H_s = 7$  m,  $T_p = 14.2$  s (période de retour de la houle de 100 ans), voir Sigurdarson *et al.* (2004, 2005). L'ouvrage devait également pouvoir résister à une houle ayant une période de retour de 1000 ans sans subir une rupture catastrophique. La digue fait environ 500 m de long et les niveaux du fond de la mer sur sa longueur varient entre 3 et 22 m.

L'objectif du dimensionnement de la digue était de parvenir à un concept économique basé sur une correspondance optimale avec les prévisions de production des carrières locales. Trois carrières potentielles ont été évaluées et des prévisions de production ont été établies pour les 640 000 m<sup>3</sup> de blocs d'enrochement naturel nécessaires à la construction de la digue. Le dimensionnement de la section transversale a ensuite été élaboré sur la base des productions relatives des classes de tailles de blocs définies ci-dessus. La plus grande classe de bloc était située sur la berme, près du niveau de l'eau au repos, puisqu'il s'agit de la zone où l'attaque de la houle est la plus forte. La coupe est présentée à la Figure 6.31.

**Encadré 6.5** La digue à berme de Sirevåg (suite)

**Figure 6.31** Coupe de la digue à berme de Sirevåg (statiquement stable avec une berme à couches multiples)

**NOTE :** classes de blocs d'enrochement naturel : classe I : de 20 à 30 t, classe II : de 10 à 20 t, classe III : de 4 à 10 t, classe IV (filtre) : de 1 à 4 t, classe V : de 0.4 à 1 t, classe VI : noyau : tout venant d'abattage.

Lors de son premier hiver en service, la digue a subi une tempête plus forte que la tempête de dimensionnement, avec une hauteur significative maximale,  $H_s$ , estimée à 7.9 m à la digue ( $H_s \approx 9.3$  m mesurée au niveau d'un houlographe au large de la digue). La digue s'est bien comportée pendant cette tempête, avec un reprofilage minimal de la berme et du talus avant (Tørum *et al.* (2003b, c), Sigurdarson *et al.* (2004)).

Si aucun essai sur modèle n'a été réalisé dans le cadre du processus de dimensionnement, ils ont été effectués plus tard dans le cadre d'une étude de recherche qui a permis d'évaluer le comportement de la digue au cours de tempêtes plus fortes que les tempêtes de dimensionnement. Les essais sur modèles ont montré que la digue était reprofilée en un profil statiquement stable dans les conditions de tempête subies par la digue -  $H_s \approx 9.3$  m,  $T_p = 16.4$  s (houle dont la période de retour est de 10000 ans). Le modèle physique indiquait que la régression due à cette tempête était en moyenne de  $Rec = 8.2$  m ou  $Rec/D_{n50} \approx 4$ , soit moins de la moitié de la largeur de la berme  $B_B \approx 20$  m. La régression est apparemment déterminée dans une large mesure par les blocs de classe I sur le dessus de la berme. Ceci est conforme aux conclusions de Westernen (1995) et de Tørum (1997), selon lesquelles les forces de la houle sur chaque bloc d'enrochement dans une digue à berme reprofilée sont plus importantes dans la partie supérieure de la berme, où se trouvent, dans le cas présent, les blocs les plus gros (de classe I). Lorsque cette zone contient des blocs de grandes dimensions, la régression est contenue par rapport à celle qui affecte une zone composée de blocs plus petits, comme par exemple ceux de classe II.

Au cours du processus de reprofilage, la plupart des blocs de classe I et II ayant bougé ont été déplacés vers le bas du talus, ce qui indique que le profil en S est le meilleur profil d'équilibre. Les méthodes de construction actuellement disponibles ne permettent pas de bâtir un profil en S de manière économique.

Le musoir et la section courante de la digue à berme de Sirevåg ont le même profil. Les essais de stabilité effectués sur cette digue ont montré qu'il n'y avait presque aucun transport de blocs dans la zone située à l'arrière du musoir de la digue (Menze (2000), Tørum *et al.* (2003a)).

D'après les essais sur modèles (Menze (2000), Tørum *et al.* (2003c)), on s'attendait à un certain degré de reprofilage sur le prototype de la digue dans ces conditions de tempête, mais le reprofilage réel a été nettement moindre. Les blocs étaient disposés différemment dans le modèle et dans le prototype. Les causes potentielles de ces différences ont été analysées. Il en a été conclu que la manière dont l'enrochement était disposé sur l'ouvrage - en particulier les blocs de classe I placés sur la berme - était un facteur clé à l'origine de cette différence de comportement. Dans le modèle, ces blocs étaient placés de manière aléatoire sur la digue, tandis que l'ouvrage réel présentait un placement plus régulier, ce qui a contribué à limiter le reprofilage. Il semble donc qu'il soit préférable de placer les blocs de la berme de manière ordonnée, mais l'impact des différences dans les méthodes de construction sur la stabilité ou sur le reprofilage n'a pas encore été étudié de manière approfondie.

### 6.1.7 Digués en caisson

Les digués en caisson ont trouvé de nombreuses applications dans certains pays méditerranéens comme l'Italie et en Asie, par exemple au Japon. La Figure 6.3 présente les différents types de digués mixtes, avec les trois concepts différents ou sous-types, qu'il faut distinguer, chacun ayant ses propres conditions et critères de dimensionnement.

En règle générale, les ouvrages en caisson sont plus économiques en eau profonde. Il faut une profondeur d'eau suffisante pour pouvoir acheminer le caisson par flottaison à son emplacement. Pour les profondeurs d'eau de l'ordre de 15 m et plus, le caisson est souvent plus économique qu'une digue à talus. Pour les profondeurs de l'ordre de 10 m et moins, c'est la digue à talus qui est généralement plus économique.

Les enrochements naturels représentent souvent une partie importante de chacun des trois sous-types de digues en caisson, c'est pourquoi cet aspect des digues en caisson est abordé dans le présent guide. Dans le cas du sous-type 5a de la Figure 6.3, l'utilisation de l'enrochement naturel est exclusivement limitée à une couche de fondation. Ce concept est donc intéressant dans des pays ne disposant pas de quantités suffisantes d'enrochement de bonne qualité pour la construction de digues à talus conventionnelles.

La largeur du caisson augmente avec la profondeur de l'eau et la digue mixte verticalement (sous-type 5b de la Figure 6.3) peut dans certains cas représenter une solution économique.

Dans le passé, de nombreuses ruptures ont affecté les digues en caisson ou les digues mixtes verticalement à cause des forces d'impact importantes causées par les vagues déferlantes. Si, à un emplacement donné, les conditions de houle sont telles que des vagues déferlantes peuvent apparaître, une digue mixte horizontalement peut constituer une alternative viable. À l'origine, le concept a été mis au point au Japon pour protéger les digues en caisson existantes contre des dommages (supplémentaires). Aujourd'hui, on continue à y avoir recours dans des sites où l'enrochement naturel est rare et où l'on ne peut pas exclure l'éventualité de vagues déferlantes.

#### Digues en caisson sur fondations en rip-rap

La Figure 6.12 présente les principaux modes de rupture :

- le glissement horizontal sur la base (1) se produit si la force horizontale totale de la houle dépasse la résistance au frottement au niveau de l'interface entre le caisson et les fondations;
- le renversement (2) implique une rotation autour de l'extrémité côté port de l'ouvrage en béton (point A), ce qui correspond, de manière concrète, à une augmentation de la contrainte effective autour du point A telle que les blocs sont écrasés;
- si aucun glissement horizontal ne se produit sur la base du caisson (par exemple grâce à la présence de clavettes), la partie supérieure des fondations peut rompre, ce que l'on appelle un glissement plan (3);
- il peut y avoir une instabilité géotechnique le long d'un cercle de glissement (4) si le sol de fondation existant est très médiocre, voir la Section 5.4.3.2;
- les forces d'impact de la houle sur le caisson peuvent se traduire par une liquéfaction si le fond est constitué de sable lâche;
- enfin, l'action de la houle devant le caisson peut entraîner un dommage hydraulique sur le pied (5), voir la Section 5.2.2.9, ou un affouillement du fond de la mer non loin du pied (6).

Le dimensionnement de la stabilité du caisson, qui implique les mécanismes (1) à (4), est déterminé par une combinaison extrême de la hauteur et de la période de la houle. L'instabilité du pied est quant à elle liée à l'apparition d'une tempête de dimensionnement, caractérisée par une hauteur significative de la houle habituellement associée à une faible hauteur d'eau. Cette différence est due au fait qu'une vague unique peut être à l'origine de la rupture du caisson, contrairement au processus plus progressif de dommage hydraulique sur un talus en enrochement. Par conséquent, on appliquera différentes probabilités de dépassement lors de la définition de la hauteur de la vague unique,  $H_{d,c}$ , pour le dimensionnement du caisson et de la hauteur significative de la houle,  $H_s$ , pour le dimensionnement du pied.

Les mécanismes de rupture (1) et (2) ne sont pas directement influencés par les fondations en enrochement et ne présentent donc pas d'intérêt dans le cadre du présent guide. Oumeraci *et al.* (2001) donnent des indications pour déterminer les forces hydrodynamiques qui servent dans les calculs de ces mécanismes. La Section 5.2.2.12 donne toutefois des équations générales de stabilité pour ces mécanismes en ce qui concerne les murs de couronnement. La sélection des angles de frottement appropriés au niveau des interfaces entre les matériaux est abordée à la Section 5.4.4.5.

En ce qui concerne la stabilité hydraulique des fondations en enrochement, il convient de se référer à la Section 5.2.2.9, qui contient des formules de dimensionnement préliminaires. Pour un

dimensionnement plus détaillé, il faut normalement procéder à des essais sur modèles, qui permettent de mesurer la pression exercée par la houle sur le caisson et d'évaluer la stabilité du matériau de fondation.

L'érosion du pied peut être causée par des vitesses élevées qui apparaissent dans le nœud de la vague stationnaire du côté mer de la digue. Une approche empirique suggère qu'une surface pouvant atteindre les trois huitièmes d'une longueur d'onde, mesurée à partir du parement vertical, pourrait être soumise à un éventuel affouillement. La nécessité d'une protection de fond dépend fortement de la largeur de la structure de pied et de sa flexibilité à suivre une érosion se produisant au voisinage immédiat côté mer.

#### Digue mixte verticalement

Comme cela a été mentionné ci-dessus, ce type de digue devient intéressant lorsque la profondeur d'eau augmente. Ce concept présente un danger potentiel : la houle incidente est forcée de déferler sur le soubassement en enrochement, ce qui entraîne des forces d'impact de la houle sur le caisson. C'est pour cette raison que le soubassement ne doit pas être trop élevé et que la largeur de la berme côté mer ne doit pas excéder  $1/20 L$ , où  $L$  est la longueur d'onde de la houle de dimensionnement la plus cambrée pouvant atteindre la digue. Il est nécessaire de vérifier le dimensionnement final à l'aide d'essais sur modèles pour différentes conditions de houle afin de s'assurer qu'aucun front de vague vertical ne viendra heurter le caisson.

Les mécanismes de rupture des digues en caisson mixtes verticalement sont très similaires à ceux qui affectent les digues en caisson classiques (présentés à la Figure 6.12) et l'approche de conception pour les mécanismes (1) à (4) et (6) est également la même. La Section 5.2.2.9 fournit des informations de dimensionnement pour la stabilité de la carapace principale qui protège la berme et le soubassement d'un dommage hydraulique (5).

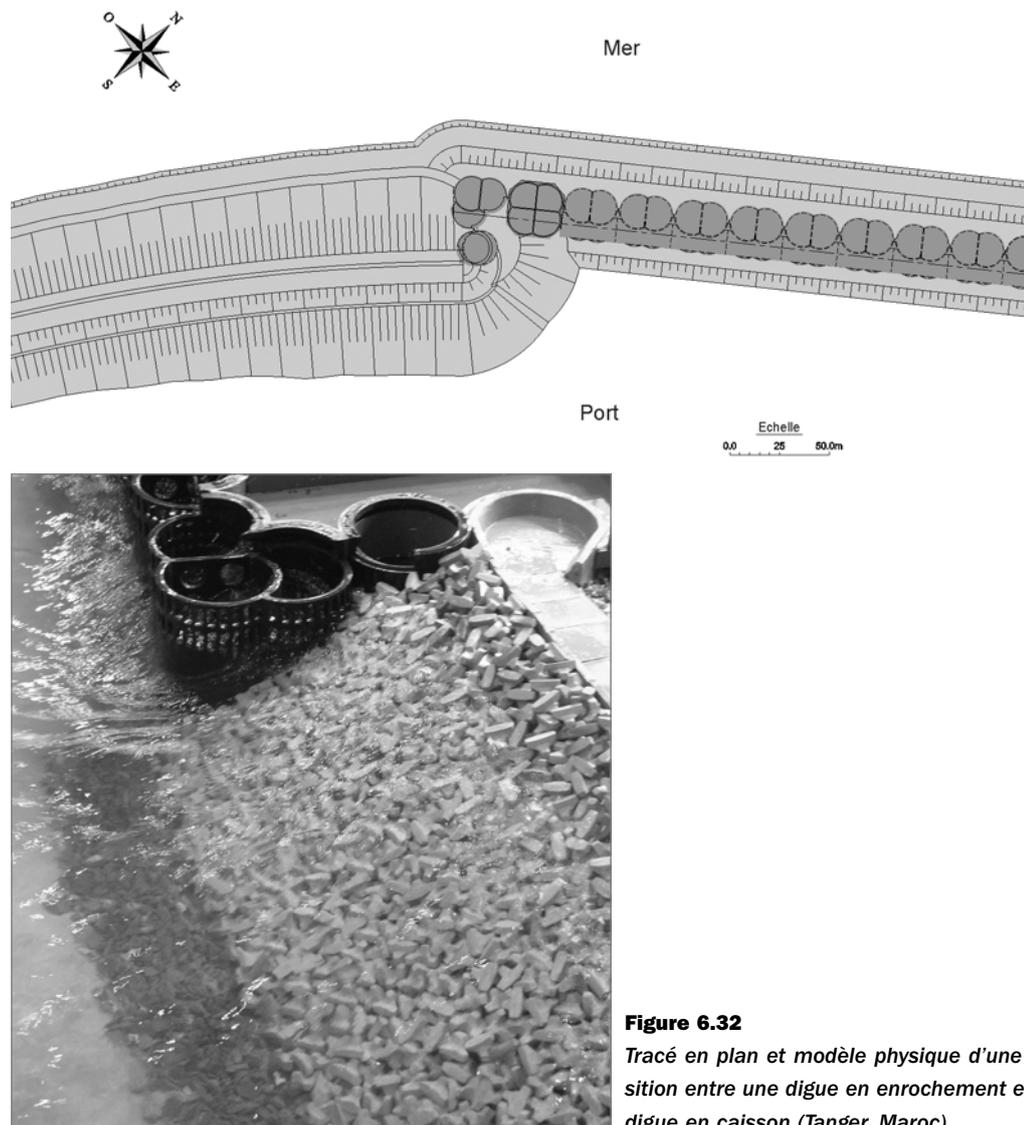
#### Digue mixte horizontalement

Le talus situé devant un caisson doit faire déferler la houle et absorber efficacement une partie de l'énergie de la houle. Dans la plupart des exemples de ce type construits au Japon, le talus est constitué d'un seul type de blocs d'enrochement (artificiel), sans noyau ou couches-filtres, afin que la porosité soit élevée. Les blocs artificiels massifs sont privilégiés. Il est également possible de construire un talus en enrochement naturel. Grâce à cette protection, les forces d'impact de la houle sur le caisson sont considérablement réduites. Toutefois, les mêmes mécanismes de rupture s'appliquent à ce type de digue, dans la mesure où des pressions quasi-statiques de la houle pénètrent le corps du talus. Dans l'ensemble, la stabilité hydraulique du talus est semblable à celle de la carapace principale d'une digue classique. Toutefois, les coefficients de stabilité dans les formules de dimensionnement (voir la Section 5.2.2.2) sont différents à cause de la porosité élevée, d'une part, et du parement réfléchissant du caisson, d'autre part. Les résultats des essais effectués au Japon, qui se présentent sous la forme d'un coefficient de dommage,  $K_D$ , en fonction d'un pourcentage de dommage, montrent une très forte dispersion (Tanimoto *et al.*, 1983). Aucune relation concluante ne peut en être déduite ; il faut donc procéder à des essais sur modèles pour confirmer un dimensionnement donné. Des études spécifiques à l'ouvrage doivent être effectuées dans le but de vérifier la résistance des blocs d'enrochement au sein d'un dispositif multi-couches.

#### Éléments spécifiques à prendre en considération au niveau des jonctions avec les ouvrages en enrochement

Les ouvrages en caisson ne pouvant être construits que dans des profondeurs d'eau suffisantes, il est possible dans certains cas de construire une digue à talus qui part du rivage, suivie d'une transition avec un caisson dès lors que la profondeur de l'eau est suffisante. La jonction avec le caisson est une zone où l'action de la houle peut se concentrer et où le contact avec le béton crée une zone de faiblesse à cause du manque d'imbrication au niveau de la transition entre le caisson et la carapace en enrochement.

À la jonction entre le caisson et la digue à talus, le rayon de la transition de la carapace doit être similaire à celui du musoir (voir la Figure 6.32).



**Figure 6.32**

*Tracé en plan et modèle physique d'une transition entre une digue en enrochement et une digue en caisson (Tanger, Maroc)*

### 6.1.8 Considérations économiques

Il est nécessaire de s'intéresser aux coûts dès la phase d'étude de conception. La Section 2.4 analyse les méthodes d'évaluation des coûts des ouvrages tout au long de leur durée de vie de projet.

Parce qu'il est souvent impossible d'émettre des hypothèses précises sur les techniques de construction lors de la phase de dimensionnement, la méthode d'évaluation des coûts du projet pendant cette période repose essentiellement sur des quantités et des prix par unité pour les différents éléments constitutifs de l'ouvrage (voir le Tableau 2.6). Pour procéder à des estimations de coûts basées sur des ratios unitaires, il est important de noter que, dans certains cas, une forte augmentation du volume peut entraîner une réduction des coûts par rapport à des techniques de construction locales spécifiques.

Pendant la phase de soumissionnement, l'entreprise devra mener une analyse des coûts plus précise. Elle pourra également modifier les plans de l'ouvrage proposés en se basant sur ses techniques de construction et dans le but d'optimiser l'utilisation des équipements ou d'accroître la rentabilité du dimensionnement.

Une fois que les volumes ont été estimés et que les prix unitaires sont connus avec un degré de précision raisonnable, le maître d'œuvre doit comparer le coût de chaque composant de l'ouvrage à l'analyse des modes de ruptures (voir la Section 6.1.3), et aux exigences en matière d'exploitation et de performance. Une nouvelle analyse de chaque zone de l'ouvrage par rapport au coût

et au risque peut alors permettre de réajuster le dimensionnement de l'ouvrage. Par exemple, il est possible d'évaluer l'effet d'un surdimensionnement des éléments de l'ouvrage qui permet de réduire le risque de rupture. Dans certains cas, le surdimensionnement peut ne pas avoir un impact proportionnel sur les coûts, puisque cela peut se traduire par un nombre d'éléments inférieur et par conséquent par une réduction du nombre d'opérations de construction, en particulier dans le cas où ces opérations sont pratiquées à l'aide de moyens nautiques.

Il faut effectuer une analyse similaire pour les risques qui existent au cours des travaux, en ce qui concerne l'achat de matériaux, les dommages sur l'ouvrage, les retards et tout autre type d'aléa pouvant raisonnablement être anticipé pendant toute la durée des travaux, depuis la disposition du matériau du noyau jusqu'à ce que l'ouvrage soit intégralement construit.

Lors de la phase de prédimensionnement, les coûts totaux peuvent être estimés à l'aide des prix unitaires et des quantités. Le Tableau 6.2 donne des valeurs indicatives de quantités unitaires pour deux types de digues à talus. À partir de ce tableau, on peut remarquer que la carapace, d'ordinaire la partie la plus chère de l'ouvrage, représente une proportion relativement faible des volumes totaux de matériaux nécessaires pour la construction. L'Encadré 6.6 propose d'autres exemples de quantités unitaires.

**Tableau 6.2** Ratios de volumes (données empiriques)

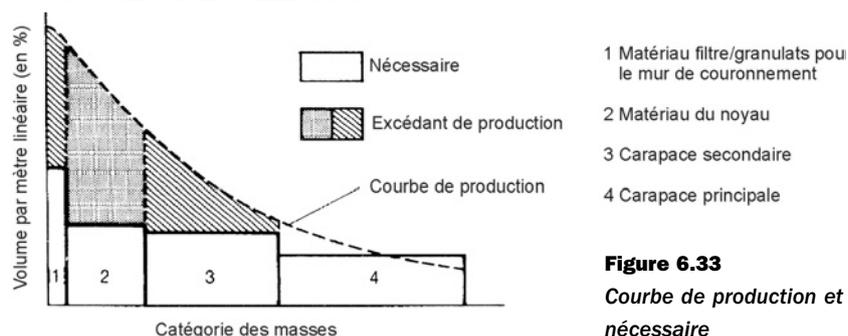
Matériau	Digue à talus en double couche	Digue à talus en simple couche	Rapport du volume par rapport à la hauteur
Carapace	10 % à 30 %	5 % à 15 %	volume $\propto$ hauteur
Sous-couche et couches-filtres	5 % à 20 %	5 % à 20 %	volume $\propto$ hauteur
Butées de pied et couches anti-affouillement	0 % à 10 %	0 % à 10 %	
Noyau	40 % à 70 %	50 % à 30 %	volume $\propto$ hauteur <sup>2</sup>

Les prix unitaires dépendent fortement de la qualité du matériau, de sa source et des méthodes de pose.

Les prix unitaires peuvent être convenablement établis dans certains pays mais, dans les régions plus isolées, ou si l'enrochement naturel n'est pas facilement disponible, il peut être nécessaire d'effectuer une étude locale pour obtenir des informations sur les coûts. Les changements de conditions des marchés peuvent avoir un impact significatif sur les coûts, c'est pourquoi aucun exemple de prix n'est donné ici.

### 6.1.8.1 Coûts liés à la production de l'enrochement destiné aux digues

Si l'on ouvre une carrière dédiée au projet, les prix unitaires dépendent principalement des coûts de production. Dans ce cas, le volume de production total à extraire de la carrière dépend du volume théorique nécessaire dans chaque classe de taille de bloc, des pertes et de la courbe de production obtenue de la carrière (voir la Section 3.9). Si l'impératif de volume dans une catégorie donnée dépasse la courbe de production, il faudra compter avec une production supplémentaire proportionnelle dans toutes les catégories (voir la Figure 6.33). L'excès de production dans les autres catégories doit être considéré comme un déchet à moins qu'il ne soit possible de trouver d'autres utilisations commerciales.



**Figure 6.33**  
Courbe de production et quantité nécessaire

La situation de coût optimale est bien entendue celle dans laquelle les besoins en blocs de carrière correspondent exactement à la courbe de production. Étant donné que seule une petite fraction de la production totale fournit des blocs de grande taille, la quantité requise de ces blocs est cruciale, et elle entraîne souvent une surproduction de blocs plus petits. L'Encadré 6.6 donne un exemple d'optimisation et Vrijling et Nooy van der Kolff (1990) analysent le procédé plus en détail.

Tous les efforts doivent être faits pour adapter le dimensionnement à la courbe de production prévue. Il faut en outre garder à l'esprit que la courbe de production réel est souvent très différente des courbes de production estimées (voir la Section 3.9).

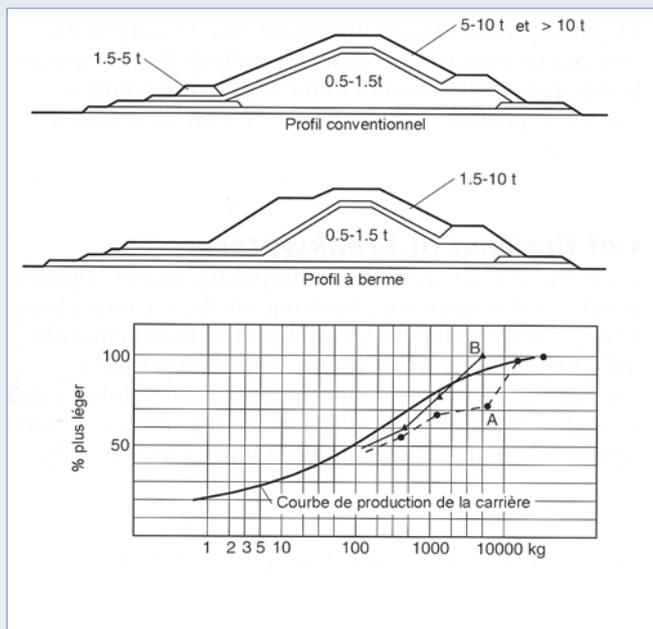
En particulier dans le cas de travaux sur des digues de grande envergure, le maître d'œuvre doit vérifier que le volume d'enrochement à placer sur l'ouvrage n'est pas excessif par rapport à la production standard des carrières locales si l'on prévoit leur utilisation. Une demande excessive en ressources limitées peut accroître les coûts de manière significative.

Il est parfois possible d'obtenir des blocs d'enrochement provenant de carrières permanentes. Pour les carrières à granulats, de loin les plus fréquentes, les grands blocs sont considérés comme des déchets ou des sous-produits. Il peut être intéressant du point de vue économique de récupérer ces déchets (de préférence dans des blocométries standard) dans plusieurs carrières, pour des projets de petite envergure. Néanmoins, il n'est pas inhabituel qu'une digue exige des capacités de production de 10000 à 20000 t par semaine, ce chiffre pouvant atteindre 50000 t généralement pour les digues de grande dimension. Il est donc souvent nécessaire d'avoir une carrière dédiée au projet pour faire face à une telle demande.

**Encadré 6.6** Demande en blocs correspondant aux courbes de production de la carrière

La production réelle de blocs de carrière dépend non seulement du volume théorique total requis mais également de la correspondance entre la courbe de demande et la courbe de production de la carrière. Étant donné que les carrières moyennes ne produisent que peu de gros blocs d'enrochement, c'est cette catégorie qui détermine pour une grande part la production requise. Il est possible de réaliser des économies importantes en établissant la meilleure correspondance possible lors du dimensionnement.

À titre d'exemple, on compare deux sections de digues dont le niveau de sécurité est similaire, l'une de type conventionnel et l'autre du type digue à berme (voir la Figure 6.34). La production de la carrière et les besoins en enrochement pour les deux coupes sont donnés ci-dessous ainsi qu'au Tableau 6.3.



**Figure 6.34** Coupes des digues et courbe de production de la carrière comparée à la courbe de la demande pour une digue à talus conventionnelle et pour une digue à berme.

**Encadré 6.6** Demande en blocs correspondant aux courbes de production de la carrière (suite)**Tableau 6.3** Comparaison du niveau de correspondance entre la demande de dimensionnement et la production de la carrière.

Catégories	Type conventionnel			Type à berme	
	Rendement moyen (%)	Volume requis (%)	Volume à produire (%)	Volume requis (%)	Volume à produire (%)
Filtre	–	11	–	11	
Noyau	70	45	350	48	98
0.5 – 1.5 t	15	16	75	20	21
1.5 – 5 t	10	3	50	21	21
5 – 10 t	5	25	25		
Total	100	100	500	100	140

**Note :** les blocométries importantes sont en gras

Pour produire la quantité de blocs d'enrochement de la catégorie 5 à 10 t nécessaire pour la digue à talus conventionnelle (25 %), il faut produire 400 % de matériaux en plus, les volumes en excès concernant les classes de blocs inférieures. Pour la digue à berme, il faut une production supplémentaire de 40 % afin d'obtenir la quantité requise de la taille de blocs la plus grande.

Il n'est pas irréaliste de considérer que les coûts de forage, d'abattage à l'explosif et de manutention dans la carrière représentent 30 % des coûts totaux des blocs de carrière en stock. Ces coûts de production des blocs en carrière peuvent généralement représenter 25 à 35 % du coût unitaire de l'enrochement placé sur la digue, par conséquent, les coûts de forage, d'abattage et de manutention dans la carrière se montent à  $0.3 \times (0.25 \text{ à } 0.35)$ , soit environ 10 % des coûts totaux de la digue sont liés à la carrière.

Ainsi, l'excès de production de la carrière de 400 % nécessaire pour la digue classique, comparé à l'excès de 40 % nécessaire pour la digue à berme, représente un coût supplémentaire de  $0.1 \times (400 - 40) = 36 \%$  dans ce cas.

**6.1.8.2 Coûts liés à la conception et à la construction des digues**

L'optimisation des coûts a lieu lors de différentes étapes du projet, comme cela a été expliqué à la Section 2.4. Quelques exemples de recommandations pour optimiser le coût d'une digue, en terme d'optimisation de la conception et d'optimisation du processus de construction sont donnés ci-dessous.

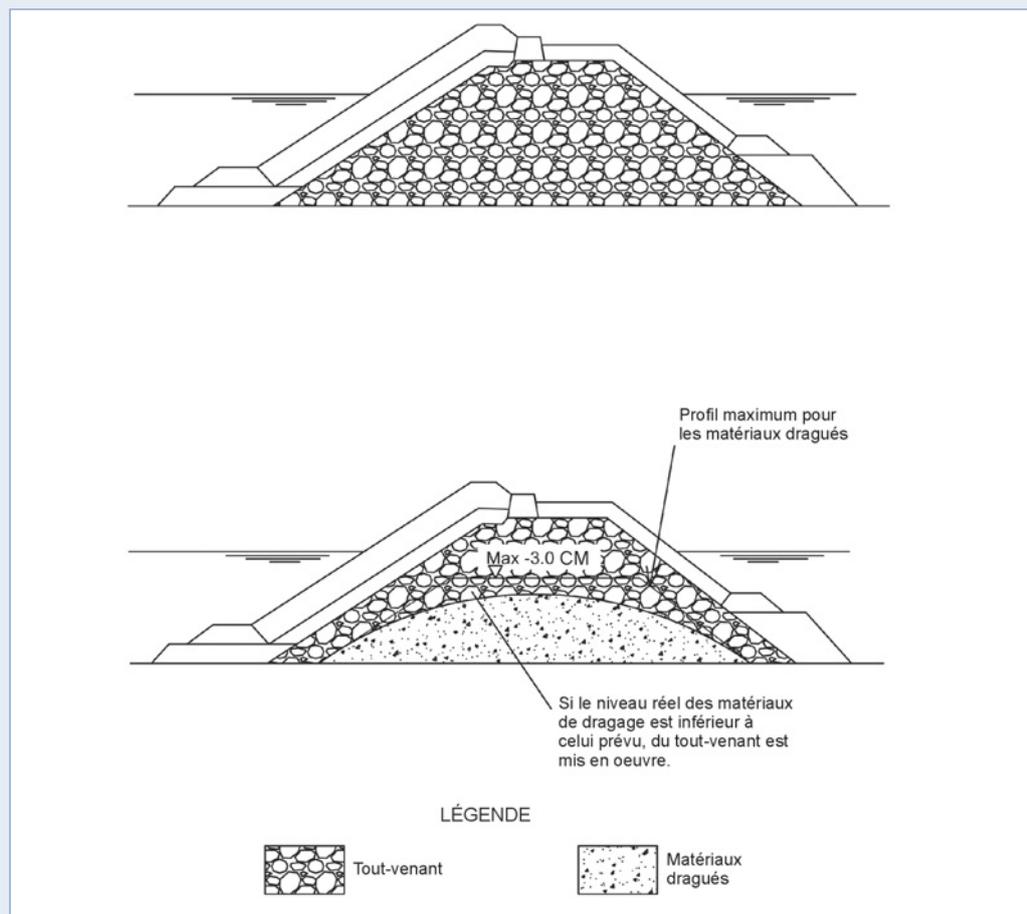
**Matériau du noyau**

Dans le processus de dimensionnement, l'accent est mis sur la stabilité de la carapace de la digue. Toutefois, au regard de la construction et des coûts totaux, la carapace n'est souvent pas si importante. C'est surtout le noyau de la digue, mais également la protection du pied et les sous-couches qui peuvent représenter une grande partie du coût total.

Le matériau du noyau est généralement constitué de la catégorie de blocs la moins chère, puisqu'il s'agit de tout-venant d'abattage (voir la Section 3.4.4). Toutefois, ce type d'enrochement en limite la constructibilité jusqu'à une certaine hauteur significative de la houle. Les hauteurs supérieures de houle peuvent causer un dommage et une perte de matériau pendant la construction du noyau. Pour réduire la durée d'indisponibilité, il peut donc parfois être avantageux d'utiliser des blocs plus gros et par conséquent plus chers pour construire le noyau si la houle dépasse la limite acceptable pour le tout-venant d'abattage. Un exemple d'utilisation de galets issus de dragages comme noyau pour réduire les quantités de matériaux de noyau provenant de carrière, réduisant les coûts, est donné à l'Encadré 6.7.

**Encadré 6.7** Utilisation de matériau de dragage pour remplacer le tout-venant d'abattage

Pour être économique, un projet doit idéalement tirer parti de la présence locale de matériaux de construction. En volume, le noyau est la partie la plus importante d'une digue à talus. L'utilisation de matériau de dragage convenable et disponible localement peut constituer un avantage significatif en termes de coûts puisqu'il permet d'éviter l'extraction et le transport terrestre de matériau et qu'il fait intervenir un matériau qui, s'il n'était pas utilisé, serait envoyé en décharge. En règle générale, le matériau de dragage est un matériau plutôt fin par rapport au matériau de carrière, avec une plus faible performance en matière de stabilité (talus moins incliné sous l'eau) et un potentiel de tassement plus élevé, mais il peut remplacer le matériau de carrière, comme cela est illustré à la Figure 6.35, en prenant quelques dispositions pour éviter que le matériau ne migre à travers les couches de tout-venant au niveau du pied côté mer. En particulier, lorsque l'utilisation de sable est envisagée, des mesures telles que la mise en place d'un géotextile doivent être prises pour limiter le risque de migration des fines et de tassement que cela impliquerait dans tout l'ouvrage. La hauteur du point le plus élevé du matériau de dragage dépend de la méthode et des équipements utilisés pour son déversement. Dans certains cas, il est économique d'opter pour des talus de digue moins raides pour pouvoir avoir recours à des matériaux de dragage (en particulier des galets) et construire un profil stable avec un matériau qui présente une performance inférieure en matière de stabilité.



**Figure 6.35** Utilisation de matériau de dragage dans le noyau à la place du tout-venant de carrière. En haut: l'utilisation de matériaux de dragage moins chers n'a pas été envisagée; en bas: autre concept avec matériau de dragage déversé (source: Sogreah).

**Blocs d'enrochement**

Les blocs d'enrochement utilisés sur le talus côté mer des digues à talus sont souvent gros et leur placement doit être fait de manière prédéfinie et avec beaucoup de soin. Le rythme de progression de la construction est donc défini par le temps nécessaire pour placer les blocs d'enrochement. Chaque enrochement demande à peu près la même durée de placement indépendamment de la masse (à l'intérieur d'un intervalle assez large). La progression dépend donc du nombre de blocs à placer par mètre linéaire d'ouvrage. Un talus très incliné avec un petit nombre de gros blocs permet donc une progression plus rapide qu'un talus moins incliné contenant un grand nombre de blocs plus petits. Dans certains cas, il peut même être rentable de surdimensionner la masse de l'enrochement pour réduire le nombre de blocs à placer et ainsi gagner du temps.

Ces considérations tendent à privilégier les gros blocs d'enrochement sur des talus raides. Il va sans dire que les blocs plus lourds peuvent nécessiter l'emploi d'une grue plus grande et plus chère, ce qui peut limiter la taille de l'enrochement à utiliser d'un point de vue pratique. Il faut envisager la possibilité que la sensibilité aux dommages augmente, en particulier pour les blocs d'enrochement artificiel, dans la mesure où les blocs de grande taille sont plus susceptibles de se casser (voir la Section 3.12). Cet inconvénient peut toutefois être compensé par la faible probabilité de dommage, grâce à l'augmentation du facteur de sécurité de la stabilité qu'entraîne le recours à des blocs plus gros.

### **Largeur de la crête**

Si l'on utilise des équipements terrestres pour placer les blocs d'enrochement, la largeur de la digue doit être déterminée en tenant convenablement compte de la possibilité d'établir une route de construction suffisamment large pour permettre aux tombereaux qui déversent les blocs de dépasser la grue et de faire demi-tour (voir la Section 9.7.2.2). Si la largeur de la crête est insuffisante à cet égard, il faut concevoir un ouvrage plus large ou placer la route de construction à un niveau inférieur. Dans ce dernier cas, il y a réduction de la portée de la grue nécessaire pour déposer les blocs au pied du talus mais cela implique également de plus longues durées d'indisponibilité à cause du franchissement.

Bien qu'il puisse y avoir un critère de dimensionnement spécifique pour la crête, il convient d'évaluer cette largeur en fonction de l'accessibilité pour la construction et pour les réparations futures. Placer l'enrochement à partir d'un ponton flottant disposé côté mer, plus exposé, coûte à peu près trois fois plus cher que l'utilisation d'une grue terrestre qui, pour sa part, exige une crête large. Bien que la crête la plus économique dépende du cas étudié, la tendance est aux crêtes étroites.

## **6.1.9 Prise en compte de la construction dans la conception**

### **6.1.9.1 Méthode de construction**

Les dimensions minimales générales de la section transversale d'une digue sont déterminées par les interactions hydrauliques et les exigences d'exploitation, abordées aux Sections 6.1.3 à 6.1.7. Les dimensions réelles de l'ouvrage sont déterminées en fonction des méthodes de construction utilisées. Dans certains cas, les dimensions minimales établies lors du dimensionnement suffisent pour permettre l'utilisation d'équipements de construction standard. Toutefois, dans d'autres cas, il peut être nécessaire d'augmenter les dimensions de l'ouvrage afin de s'assurer qu'il pourra être construit. Il est essentiel que le maître d'œuvre comprenne comment l'ouvrage va être construit et prévoie des dimensions et des spécifications adéquates.

Le choix entre des équipements terrestres et des équipements flottants - ou une combinaison des deux - influencera la conception de la digue. La Section 9.7.2 contient des éléments qui aident à la sélection des techniques de construction appropriées, et la Section 6.1.8.2 propose quelques exemples liés au coût.

Quand on construit un ouvrage à l'aide d'équipements terrestres, l'exigence principale est que la largeur de la crête à 1 m ou plus au-dessus du niveau maximal de l'eau doit être suffisante pour permettre la circulation nécessaire. Le type de grue à utiliser devient une condition-limite pour le dimensionnement de la crête de l'ouvrage, car la grue devra être placée sur une voie suffisamment large pour pouvoir travailler (voir la Section 6.1.4.1). Le type et la taille de la grue dépendent de la taille des blocs d'enrochement naturel ou artificiel à placer au pied et sur la crête de l'ouvrage. La Section 9.3 contient des informations sur la capacité des grues.

Lorsqu'il n'est pas économique de fournir une largeur de crête suffisante au-dessus de l'eau, on peut employer des équipements flottants pour la butée de pied (voir également la Section 6.1.8.2). Cette option devient plus appropriée lorsque l'on utilise des blocs artificiels, dont le poids peut facilement atteindre voire dépasser 50 tonnes. Ces blocs artificiels servent souvent dans le cas d'ouvrages en eau profonde. L'utilisation d'équipements de levage de charges très lourdes devient alors essentielle et il est difficile et non économique d'effectuer tout le travail avec des équipements terrestres.

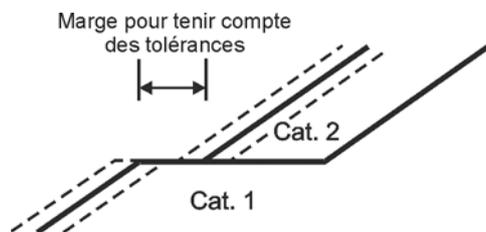
L'utilisation d'équipements flottants est pratique pour le déversement de matériaux. La principale contrainte est que les matériaux ne peuvent pas être déversés de manière continue si la profondeur d'eau de la zone de déversement est inférieure à 3 m sous le niveau des basses eaux. Ceci devient donc un problème au moment où l'on choisit le niveau du noyau. En règle générale, on évite les grues flottantes pour les parties les plus hautes de la digue car leur facilité d'utilisation est limitée et leur précision de placement est faible.

### 6.1.9.2 Tolérances de pose

Les tolérances de pose dépendent des équipements, de la méthode de pose des blocs, de la taille et de la forme des matériaux. Le choix des tolérances qui conviennent lors de la phase de dimensionnement repose sur l'équilibre entre ce qui peut être réalisé dans la pratique, ce qui est requis pour la stabilité de l'ouvrage et les coûts.

Les tolérances acceptables dans la pratique sont données à la Section 9.3.7 pour différents types d'équipements et de tailles de blocs. Ces tolérances doivent être prises en compte dans le dimensionnement. Par exemple, les tolérances liées à l'épaisseur des couches sont importantes parce qu'elles éliminent la possible accumulation de déviations négatives par rapport au profil de dimensionnement, ce qui pourrait alors conduire à des couches bien trop fines. L'interface entre différentes activités de construction doit être conçue en tenant compte de ces tolérances, par exemple au niveau d'une berme de transition, comme cela est illustré à la Figure 6.36. Cette figure montre une berme située entre des blocs plus légers de catégorie 1 sur la partie basse de l'ouvrage et des blocs plus gros de catégorie 2 sur la partie haute du talus. La stabilité de la carapace de catégorie 2 repose sur la présence de la berme. Le maître d'œuvre doit donc prendre en compte la possible déviation par rapport au profil de dimensionnement pendant la construction afin de garantir que la berme sera réellement construite. La berme doit donc être suffisamment large pour intégrer des tolérances tout en continuant à fournir un soutien approprié aux blocs de catégorie 2.

L'épaisseur de la couche peut constituer une importante cause de dommage potentiel. Il est essentiel que le dimensionnement donne une épaisseur correcte aux différentes couches d'un ouvrage et il est essentiel que le contrôle de la qualité sur le site permette de détecter et de corriger toute déviation éventuelle.



**Figure 6.36**

*Tolérances d'épaisseur des couches au niveau d'une berme de transition*

### Carapace en enrochement artificiel

Les tolérances de placement pour les blocs artificiels sont spécifiques à chaque type de bloc. La plupart d'entre eux sont placés individuellement et les tolérances doivent s'appliquer au placement de chaque bloc. Il faut définir les tolérances absolues au niveau du profil extérieur de la carapace et les tolérances relatives entre les blocs à l'intérieur de la carapace.

Les tolérances relatives de placement peuvent être données sous la forme d'un pourcentage de la grille de placement, comme 10 à 15 % pour les Tétrapodes dans les sens horizontaux,  $\Delta x$ , et parallèlement au talus,  $\Delta y$ , et 13 à 15 % de la distance horizontale centre à centre,  $\Delta x$ , pour les blocs ACCROPODE et les blocs CORE-LOC, ou en fonction du pourcentage du nombre de blocs par unité de surface nécessaire,  $N = N_a / A = \phi / D_n^2$ , qui est aussi appelé *densité de pose relative* (voir les Sections 3.5.1 et 3.12).

Les limites requièrent une attention particulière car le balancement des blocs et les mouvements libres sont fréquents et sont à éviter à cause du risque de fracture des blocs. Le contact avec les ouvrages voisins (comme avec le mur de couronnement) est nécessaire mais peut être difficile à

obtenir. Les techniques ACCROPODE et CORE-LOC ont recours à un procédé de placement spécial afin de garantir ce contact quelles que soient les tolérances. On peut également opter pour une interface en matériau naturel entre les blocs artificiels et l'ouvrage pour garantir un contact et une imbrication convenables.

La butée de pied de la carapace est un élément très important pour la stabilité de l'ouvrage. Les tolérances, comme celles présentées à la Figure 6.36, doivent toujours permettre une base stable aux blocs d'enrochement et doivent tenir compte de toutes les possibilités d'affouillement au niveau du pied de l'ouvrage. Au niveau de la transition entre le talus supérieur de la sous-couche et la berme horizontale une tolérance faible sur les profils à construire doit être adoptée telle que +0.0 m (**au-dessus**) et -1/10 à 1/5 de l'épaisseur de la carapace (**en dessous** du profil).

### 6.1.9.3 Risques liés à la construction

Les risques liés à la construction doivent être étudiés dès la phase de conception puisqu'il pourra y avoir des opportunités de modification des plans pour supprimer ou atténuer certains risques donnés. La Section 9.5 analyse les risques liés à la construction auxquels on peut s'attendre en milieu aquatique. Étant donné que les digues sont souvent construites dans des sites exposés, les principaux risques peuvent inclure l'utilisation d'équipements flottants ou les dommages subis par des ouvrages inachevés. Les frais d'assurance sur les travaux inachevés sont un facteur de coût significatif pour les entreprises et il faut les réduire autant que possible. Une planification minutieuse lors de la conception peut contribuer à diminuer les risques au maximum, par exemple en minimisant la longueur de l'ouvrage non couverte par la carapace ou en minimisant le nombre et le type d'opérations de construction différentes qui se déroulent au-dessus de l'eau.

Dans le cas des sites exposés ou dans les régions soumises à la mousson ou à des cyclones, il peut être nécessaire d'interrompre ou de protéger de manière temporaire les travaux pendant la saison présentant les risques climatiques les plus importants. Pour les grands projets de digues, des essais sur modèles physiques peuvent permettre une évaluation de l'impact des tempêtes sur les ouvrages inachevés.

Pendant la construction, il n'est pas exclu que la sous-couche ne doive tenir lieu de carapace temporaire pour l'ouvrage inachevé. La stabilité hydraulique de la sous-couche doit donc être contrôlée dans des conditions de tempête auxquelles on peut habituellement s'attendre pendant la période de construction et il est nécessaire de procéder à une analyse des risques pour la phase de construction. Il est également envisageable de poser une carapace temporaire, éventuellement avec des matériaux qui pourront être réutilisés dans l'ouvrage permanent. Parce qu'elle est de nature temporaire, il est normalement acceptable que cette protection subisse un dommage et les exigences en matière de stabilité sont de fait grandement inférieures à celles des ouvrages permanents. Il est à noter que les blocs artificiels à forte imbrication ne conviennent généralement pas à ce type d'application car leur enlèvement (en vue d'une réutilisation) est rendu difficile par le fort degré d'imbrication.

Il est recommandé d'adopter un coefficient de sécurité élevé pour les travaux qui seront entrepris dans des conditions de construction délicates (action permanente de la houle, pas de visibilité sous-marine ou main-d'œuvre non qualifiée).

### 6.1.10 Prise en compte de la maintenance dans la conception

La nécessité d'une maintenance pendant toute la durée de vie d'une digue doit être prise en compte pendant la phase de conception dans la mesure où elle est susceptible d'influencer les décisions relatives à cette dernière. Lors de l'évaluation des variantes de digue, la sélection de la variante doit idéalement reposer sur la minimisation des coûts sur toute la durée de vie de l'ouvrage, grâce à la sélection de conditions de dimensionnement appropriées qui équilibrent le coût du capital initial avec les coûts de maintenance pendant l'exploitation de l'ouvrage (voir la Section 2.4). Dans la réalité, cela n'est pas toujours faisable puisque d'autres contraintes existent, par exemple la disponibilité des fonds pour les opérations de maintenance, la disponibilité des

équipements adéquats et l'accessibilité de l'ouvrage. Ces deux dernières contraintes sont particulièrement importantes pour les digues de grande envergure car celles-ci peuvent ne pas être accessibles à des équipements terrestres et mobiliser des équipements maritimes onéreux à la disponibilité réduite. Les activités de maintenance peuvent également avoir un impact sur les opérations portuaires, comme l'indisponibilité des postes à quai ou la limitation de l'accès pendant les périodes de réparation. La question de la maintenance est approfondie au Chapitre 10.

Si le maître d'ouvrage exige que la maintenance de l'ouvrage soit limitée, il faut utiliser des méthodes de dimensionnement standard avec un coefficient de sécurité convenable. Ainsi, la probabilité d'une rupture au cours de la durée de vie de l'ouvrage est faible et il n'y a aucune raison de prendre en compte plus spécifiquement des méthodes de réparation dans le processus de dimensionnement. Inversement, lorsque l'on considère la construction d'un ouvrage à bas coût ou lorsqu'il est nécessaire d'avoir recours à des coefficients de sécurité moins élevés - par exemple s'il faut utiliser des enrochements localement présents dont la taille maximale disponible est limitée - le dimensionnement doit alors intégrer le fait que des réparations sont susceptibles d'être requises à un moment donné. Une analyse de l'étendue probable et de l'évolution possible du dommage doit être entreprise afin de quantifier le risque. Si le dommage est confiné et qu'il est possible d'accéder à la zone à réparer à un coût raisonnable, le risque peut alors être acceptable. Si le dommage est susceptible de s'étendre de manière incontrôlable, si bien que l'ouvrage pourrait se rompre avant que les réparations ne puissent être effectuées, alors le risque est généralement inacceptable. Si les réparations impliquent que d'autres parties essentielles de l'ouvrage doivent être retirées, ou qu'une partie de l'activité portuaire doit être suspendue pendant l'intervention, le risque n'est probablement pas acceptable du point de vue économique.

La surveillance de l'ouvrage est indispensable pour identifier où et quand les travaux sont nécessaires. Un accès régulier à l'ouvrage avec les équipements de mesure est essentiel pour pouvoir entreprendre les activités de surveillance. Pour limiter le coût de la maintenance, il est possible de garantir l'accès à l'ouvrage grâce à la construction d'un mur de couronnement, dans le cas d'une digue en enrochement. Si la digue est connectée au rivage, un accès piéton ou routier est possible.

Dans certains cas, il est impossible - de manière aussi bien pratique qu'économique - d'intégrer une voie d'accès à l'ouvrage. L'accès peut également présenter des risques en matière de sécurité, par exemple lorsque la digue est à crête abaissée ou si elle n'est pas connectée au rivage. Dans ce cas, l'installation d'équipements de surveillance contrôlés à distance peut être une solution. La surveillance implique l'utilisation de points de référence afin d'analyser les changements subis par l'ouvrage. Ces points de référence doivent être intégrés à l'ouvrage dès la phase de conception. Si l'on a recours à une surveillance aérienne, des cibles adéquates doivent être intégrées dans la conception de l'ouvrage. Les Sections 10.3.4 et 10.3.5 contiennent plus d'informations sur les méthodes de levés.

### 6.1.11 Réparation et modernisation des ouvrages existants

Les réparations et la réhabilitation des ouvrages en enrochement font l'objet de la Section 10.5. En règle générale, la **réparation** d'une digue est entreprise lorsque l'ouvrage a subi un dommage tel qu'il n'atteint plus la performance requise ou qu'il y a un risque que la détérioration se poursuive et compromette la stabilité de l'ouvrage. On effectue généralement une réhabilitation avant qu'un dommage significatif ne se produise, ce genre d'opération peut ainsi être considéré comme préventif. Il est possible qu'un certain niveau de dommage soit acceptable sans détérioration des performances de l'ouvrage et ceci est généralement pris en compte lors de la sélection d'un niveau de dommage approprié dans les formules de dimensionnement (voir la Section 5.2.2.2). Le besoin en réparation est normalement identifié à l'aide d'une évaluation des risques. La réparation d'une digue n'implique généralement pas une révision de sa conception, bien que les conditions de dimensionnement doivent être réexaminées lors de la mise au point des réparations afin de s'assurer qu'elles n'ont pas changé de manière significative.

Au contraire, une **modernisation** exige généralement une modification du dimensionnement, par exemple une modification de la section de l'ouvrage ou un changement de longueur de la digue – ou les deux. Les raisons sous-jacentes à une modernisation du dimensionnement de la digue

peuvent inclure un allongement de la durée de vie qui entraîne un changement des conditions de dimensionnement (comme une élévation du niveau de la mer), ou des évolutions dans les activités portuaires.

La réparation et la modernisation des digues peuvent se manifester à différents niveaux :

- une maintenance simple qui n'exige généralement pas l'enlèvement et la manutention d'un volume important de matériau ;
- des réparations impliquant de lourds travaux voire la reconstruction d'une partie ou de plusieurs parties des couches externes de l'ouvrage ;
- la réhabilitation et la reconstruction d'une partie significative de l'ouvrage ;
- la reconstruction ou le remplacement de la longueur totale d'une digue.

Dans certains cas, on prend la décision d'abandonner une partie ou toute la longueur de l'ouvrage (p. ex. l'extrémité extérieure de la digue de Sines au Portugal).

Du point de vue de la conception, la réparation d'un ouvrage à talus existant est similaire à la conception d'un nouvel ouvrage à l'exception des points suivants :

- l'ouvrage précédent a été endommagé, s'est rompu ou n'a pas été suffisamment robuste. Il faut tirer les leçons des causes possibles de la rupture par le biais d'une analyse du processus de détérioration et du mécanisme de rupture ;
- l'ouvrage existe déjà et il doit rester stable pendant toute la durée des travaux de réparation. Dans la mesure où il peut être nécessaire d'enlever une partie de l'enrochement, l'ouvrage peut temporairement courir le risque d'être endommagé par des tempêtes dont les périodes de retour sont nettement inférieures à la période de retour de dimensionnement proprement dite ;
- les installations portuaires sont en service et les interférences avec les opérations portuaires doivent rester minimales ;
- l'accès terrestre sur la partie supérieure de l'ouvrage est généralement bien plus ardu puisque les larges voies d'accès réservées aux travaux de construction ont disparu et peuvent désormais être limitées à un accès final réservé aux véhicules légers et aux piétons.

La Section 10.5.1.2 présente les principes de planification des réparations, y compris les données qui doivent être rassemblées puis utilisées dans la planification et dans l'élaboration des travaux de réparation. Les plans de récolement, la bathymétrie mise à jour (surtout pour les fonds meubles ou fortement mobiles) et les enregistrements relatifs aux tempêtes, seront particulièrement utiles pour comprendre les causes du dommage. Les dommages doivent être inspectés, et les observations ainsi faites seront utilisées dans la mise au point des travaux de réparation.

Les réparations sur les digues peuvent exiger le démantèlement d'une partie de la surface endommagée avant que les réparations ne commencent. Dans d'autres cas, par exemple si la carapace est endommagée, la réparation peut simplement recouvrir la surface endommagée. Dans le cas des blocs artificiels, on peut envisager d'utiliser une taille différente, par exemple, s'il est nécessaire d'accroître la masse ou la stabilité.

Différents types de blocs artificiels ne sont généralement pas mélangés dans la mesure où les coefficients de stabilité de ces carapaces sont inconnus et qu'il existe de fait un fort degré d'incertitude quant au comportement de l'ouvrage. À l'origine, les blocs CORE-LOC ont été inventés pour remplacer les blocs Dolos dans les cas où ces derniers s'étaient cassés. Si le dommage est localisé, l'enrochement cassé doit être enlevé et remplacé par l'enrochement choisi. Si le dommage est étendu, la même méthode de réparation doit être appliquée, avec récupération des vieux blocs intacts en vue d'une réutilisation à un endroit approprié.

Les Sections 10.5.3 et 10.5.4 abordent les méthodes de réparation et de réhabilitation majeure sur des ouvrages en enrochement, elles sont applicables aux digues.

## 6.2 PROTECTION EN ENROCHEMENT DES OUVRAGES PORTUAIRES

### 6.2.1 Considérations et définitions générales

#### 6.2.1.1 Types d'ouvrages

L'enrochement peut être utilisé pour les types d'ouvrages suivants, dans les ports et les marinas :

1. Les digues conçues pour protéger le port contre une action inacceptable de la houle ou des courants (voir la Section 6.1).
2. Les revêtements en enrochement qui empêchent l'érosion du matériau constitutif des berges ou des remblais qui protègent les terres, par exemple dans le cadre d'une poldérisation (voir la Section 6.3).
3. La protection des quais, des appontements et des ducs d'Albe conçus pour l'amarrage des navires et le chargement/déchargement des marchandises, des passagers et des véhicules. À l'intérieur des ports, les actions hydrauliques qui s'exercent sur les ouvrages sont généralement dominées par les vagues induites par la navigation et par les vitesses induites par les hélices de propulsion. Les différents types de protection incluent :
  - a. **la protection de talus** sur les remblais, y compris ceux qui se trouvent au-dessous des quais sur pieux,
  - b. **la protection de pied** des quais verticaux et de certains types d'appontements afin d'empêcher la perte de matériau qui pourrait réduire la stabilité de l'ouvrage,
  - c. **la protection de fond** devant les quais verticaux et les talus en enrochement, autour des pieux des appontements ou des ducs d'Albe, afin d'empêcher l'érosion du fond et de protéger le volume de sol qui fournit une résistance passive,
  - d. **les soubassements en enrochement** qui se trouvent sous les quais-poids, soit dans le but de former une couche de nivellement afin d'aplanir les variations du niveau du fond, soit pour répartir les fortes charges d'appui du mur vers le fond, soit pour réduire la hauteur du mur afin que son dimensionnement soit économique.

La Section 6.2 analyse les ouvrages qui entrent dans les catégories 3.a à 3.c ci-dessus. La fonction de ces types de protection est de résister aux actions hydrauliques afin de maintenir la stabilité soit de l'ouvrage vertical soit du remblai. La catégorie 3.d n'est pas explicitement abordée dans cette section mais ses principes sont similaires à ceux des digues en caisson mixtes verticales évoquées à la Section 6.1.7.

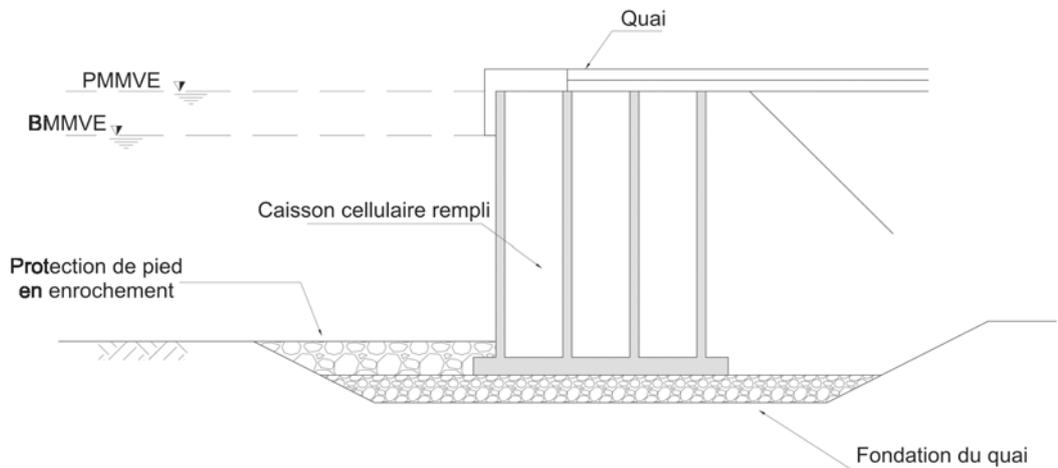
L'affouillement devant un talus peut entraîner un recul de la ligne de pied. Il peut également causer un raidissement excessif du talus pouvant provoquer une rupture par grand glissement.

L'affouillement devant un ouvrage vertical (p. ex. un mur de quai) peut le déstabiliser par le biais des mécanismes suivants :

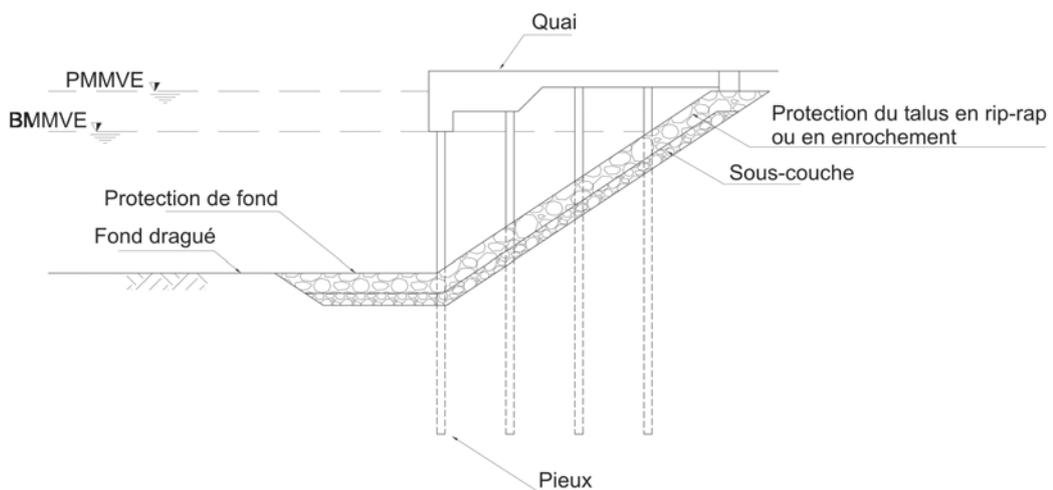
- perte de sol sous les ouvrages-poids, ce qui cause une instabilité (glissement, renversement) et/ou un tassement ;
- perte, devant les murs de soutènement, de la butée qui contribue à la stabilité de l'ouvrage (en opposant une résistance passive), ce qui se traduit par une déformation horizontale ou un déplacement du mur ;
- perte de matériau derrière les murs de soutènement, ce qui entraîne un tassement à cet endroit et peut causer un affaissement soudain. Cette perte de sol peut être le résultat des phénomènes suivants :
  - a. dégraphage lors de la construction des palplanches, qui n'avait pas été détecté au moment de la construction,

- b. renard sous le mur (voir la Section 5.4.3.6) causé par une trajectoire d'infiltration plus courte entre le point le plus bas du mur et le fond de la fosse d'affouillement.

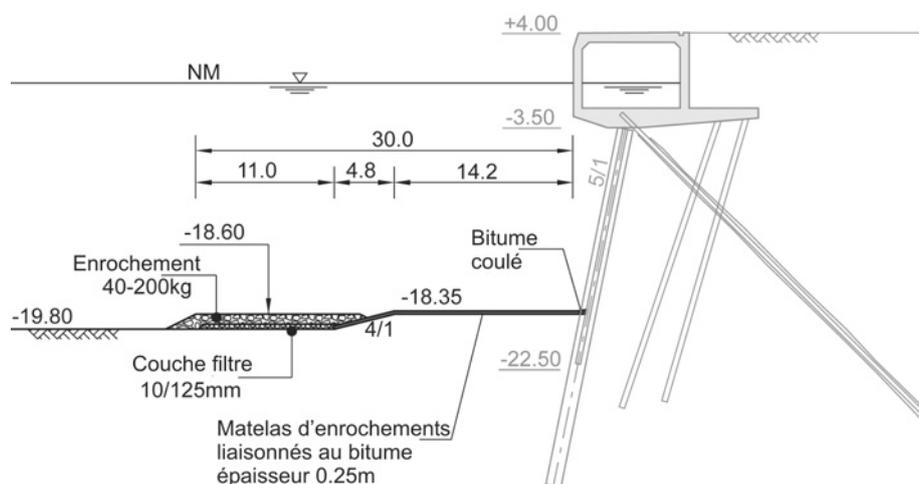
Les protections en enrochement classiques de différents types d'ouvrages portuaires sont présentés sous forme de coupes-types aux Figures 6.37 à 6.39. Il est à noter que, pour les quais en palplanches qui mettent en jeu un volume important de sol passif, il est nécessaire de prévoir une protection de fond plutôt large (voir la Figure 6.39). La Section 6.2.3.3 analyse ce point plus en détail.



**Figure 6.37** Protection en enrochement du pied d'un quai-poids



**Figure 6.38** Protection en enrochement du talus sous un quai sur pieux



**Figure 6.39** Quai en palplanches avec protection de fond en enrochement (Amazon Harbour, Rotterdam)

### 6.2.1.2 Principales caractéristiques

Les éléments suivants doivent être pris en considération lors du dimensionnement des protections en enrochement des ouvrages portuaires :

- résistance à l'attaque de la houle et des courants, naturelle aussi bien qu'induite par la navigation ;
- résistance aux actions hydrauliques causées par les hélices principales et les propulseurs (étrave et poupe) ;
- perméabilité pour permettre à l'eau de s'écouler dans la couche en enrochement naturel à cause des changements de pressions interstitielles ;
- prévention des pertes de matériau sous-jacent ;
- capacités d'installation et de maintenance sous-marines ;
- flexibilité afin de s'adapter au tassement ;
- résistance aux mouvements après le placement (glissement ou délogement) ;
- résistance mécanique aux impacts accidentels ;
- constructibilité, y compris les conditions d'exposition temporaires du site ;
- facilité de réparation après une détérioration causée par des événements extrêmes ;
- durabilité en service ;
- rapport qualité/prix.

Il est toutefois à noter que ces propriétés ne sont pas toutes essentielles dans chaque situation, par exemple, il peut être acceptable dans certains cas que la protection ne soit ni flexible ni perméable.

Le point de départ de la conception consiste à établir les exigences d'exploitation. Le lecteur est invité à se reporter au Chapitre 2 pour une analyse des points à prendre en compte.

## 6.2.2 Tracé en plan

Le tracé en plan des protections en enrochement des ouvrages portuaires est normalement dicté par l'agencement des ouvrages à protéger. La configuration des installations portuaires est dictée par les dimensions du quai et des postes à quai nécessaires pour accueillir les navires et opérations portuaires prévus.

La Section 6.2.3.3 contient des informations utiles pour la détermination des dimensions horizontales des protections de fond pour les ouvrages portuaires.

## 6.2.3 Géométrie des sections transversales

### 6.2.3.1 Charges de dimensionnement et taille des blocs

Afin de pouvoir concevoir des protections en enrochement, il faut quantifier les actions hydrauliques (Chapitre 4) qui serviront de données d'entrée dans les équations de dimensionnement (Chapitre 5). Les principales actions hydrauliques sont analysées ci-dessous.

#### Houle

Trois sources de houle doivent être prises en considération lors du dimensionnement des ouvrages portuaires :

- la houle s'étant développée en eau profonde et se propageant dans le port (voir la Section 4.2.4) ;
- la houle localement levée par le vent (voir la Section 4.2.4) ;
- les vagues localement induites par les mouvements des navires (voir la Section 4.3.4).

Les trois types de houle peuvent être importants, selon la situation locale et les caractéristiques du port. Les actions hydrauliques sont souvent particulièrement critiques sur la partie supérieure des talus (autour et juste au-dessous du niveau de l'eau).

Les conditions de houle calculées peuvent être utilisées dans les formules de dimensionnement du Chapitre 5 afin de déterminer les tailles de l'enrochement stable. Les sections correspondantes du Chapitre 5 sont les suivantes :

- talus en enrochement naturel ou artificiel – Sections 5.2.2.2 et 5.2.2.3;
- protection de pied – Section 5.2.2.9;
- protection de fond – Sections 5.2.2.5 et 5.2.2.9.

### Variations des courants et du niveau d'eau

Le dimensionnement doit tenir compte de deux types de courants :

- les courants générés par les marées, le débit fluvial ou le déferlement (Section 4.2.3);
- les courants induits par la navigation (Section 4.3.4).

Les courants de marée et de houle sont relativement peu importants dans les bassins portuaires fermés ( $< 0.5$  m/s), mais ils peuvent être plus importants pour les ouvrages portuaires qui se trouvent le long des berges de rivières ou d'estuaires (ils peuvent atteindre jusqu'à 1.5 m/s). Les courants de retour autour des navires en mouvement peuvent également être de l'ordre de 1 m/s (cela dépend fortement de la surface de la section du chenal navigable et de la distance par rapport au navire).

Les vitesses des courants de dimensionnement calculées à partir des différentes sections du Chapitre 4 et mentionnées ci-dessus doivent servir de données d'entrée pour les équations du Chapitre 5, afin de déterminer la taille de l'enrochement stable. Les Sections correspondantes du Chapitre 5 sont les suivantes :

- enrochement sur un talus – Section 5.2.3.1;
- protection de pied – Section 5.2.3.3;
- protection de fond – Sections 5.2.3.1 à 5.2.3.3.

Il faudra peut-être également tenir compte des variations de niveau d'eau causées par les marées ou par la navigation, en particulier pour le dimensionnement géotechnique (voir la Section 5.4).

### Jets d'hélice et de propulseur

À proximité des postes à quai des navires, les jets d'hélice sont généralement les actions de courant dominantes, avec des vitesses pouvant atteindre jusqu'à 5 m/s et un fort degré de turbulence. L'impact des jets d'hélice est généralement maximal lorsqu'ils sont dirigés, à une faible distance, perpendiculairement à un mur vertical ou à un talus.

Les jets de propulseurs d'étrave ont habituellement une orientation perpendiculaire aux quais (verticaux ou sur pieux). Les hélices principales peuvent également être dirigées perpendiculairement aux quais. Cela peut être le cas aux postes à quai des ferries et des navires rouliers, à l'extrémité côté terre des jetées et dans les angles au bout des quais.

L'attaque des jets d'hélice peut être importante dans les situations suivantes :

- devant les postes à quai des navires rouliers et des ferries, dans la mesure où ces navires accostent et repartent très fréquemment, toujours exactement dans la même position, sans utiliser de remorqueur et avec les hélices principales souvent orientées face à un mur vertical ou à un talus sous la poupe;

- devant les quais pour les porte-conteneurs, car ceux-ci accostent et repartent souvent sans avoir recours à un remorqueur (ou de manière limitée), en utilisant leurs propres propulseurs d'étrave, qui sont relativement puissants;
- près des quais et des infrastructures d'amarrage pour les bateaux de navigation intérieure parce que ceux-ci peuvent être équipés de propulseurs d'étrave relativement grands et que l'orifice d'écoulement de ces propulseurs peut se trouver très près du fond ou de la berge;
- lorsque les navires sont amarrés avec la poupe dirigée vers une berge ou vers un quai.

On peut supposer que les propulseurs sont utilisés à pleine puissance au cours des manœuvres d'accostage. Il est rare, en revanche, que les hélices principales soient utilisées à pleine puissance hormis dans le cas des ferries. L'AIPCN (1997) et l'EAU (1996) proposent de plus amples renseignements sur la puissance au cours des manœuvres d'accostage.

La Section 4.3.4.3 donne des recommandations pour déterminer la vitesse des jets d'hélice. La Section 5.2.3.1 propose des méthodes de calcul de la taille de l'enrochement stable face aux jets d'hélice.

### 6.2.3.2 **Dimensions verticales**

L'épaisseur minimale requise de la protection est déterminée par l'action hydraulique et la taille de l'enrochement requise, elle-même déterminée à l'aide des recommandations données à la Section 6.2.3.1.

L'épaisseur maximale qui peut être construite est déterminée par la distance verticale disponible entre la cote de dragage au contrat et la cote de calcul qui tient compte des tolérances en matière de niveau de dragage, de l'épaisseur de la protection de fond et de la précision des levés effectués (Voir la Figure 6.40).

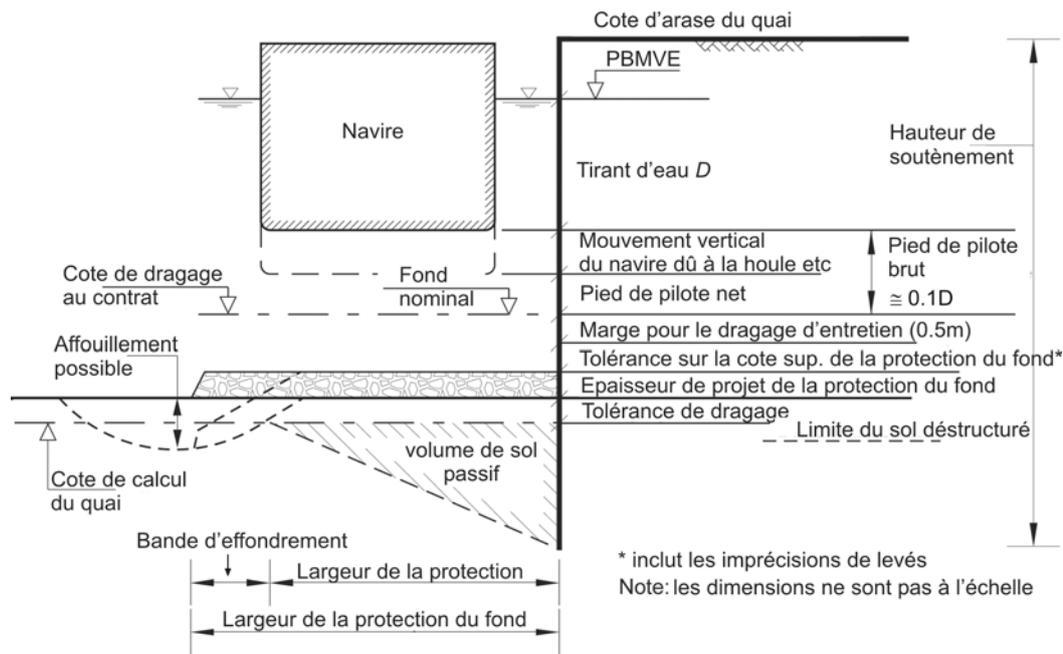
La **cote de dragage au contrat** au niveau du quai est la hauteur d'eau minimale nécessaire à l'amarrage des navires, en tenant compte d'un pied de pilote minimal sous la quille pour les navires et de conditions d'exploitation (p. ex. niveau d'eau le plus bas et climat de la houle). La cote de dragage au contrat est généralement fixée par l'exploitant.

La **cote du sol déstructuré** est la cote jusqu'à laquelle le sol est déstructuré par le dragage. La cote admissible de dragage indiquée est la cote du fond du port la plus basse acceptable après dragage. Le déversement de matériau pendant le dragage signifie que le fond a été dragué au-delà de la cote du sol déstructuré.

La **cote de calcul** est la cote supérieure du volume de sol passif nécessaire pour garantir la stabilité géotechnique horizontale du quai (voir la Figure 6.40). Pendant la construction de la protection de fond, la cote de calcul peut être plus profonde que pendant l'exploitation complète du quai, si la charge verticale sur le quai est inférieure à la charge de projet pour l'exploitation complète du quai.

L'épaisseur de la protection de fond peut constituer un facteur critique pour le dimensionnement. Lorsque les matériaux sont disponibles, on peut réduire l'épaisseur en utilisant des blocs d'enrochement de densité supérieure ou des matériaux artificiels, comme le béton ou des matériaux recyclés ou secondaires (voir la Section 3.13). Certains de ces matériaux peuvent être actifs d'un point de vue environnemental et peuvent exiger une étude spécifique avant d'être placés. La Section 6.2.4 présente d'autres matériaux qu'il est possible d'utiliser.

Il faut également prendre en considération les tolérances de construction et de dragage.



**Figure 6.40** Profondeur contractuelle et profondeur de construction au niveau du quai

### Tolérances verticales

Il y aura toujours des variations dans l'épaisseur et dans la cote supérieure de la protection de fond. L'écart type statistique des variations de la cote supérieure d'une protection de fond est le résultat d'une sommation (quadratique) de l'écart type (1) de la cote supérieure du fond d'origine (après dragage et/ou profilage), (2) de l'épaisseur de la protection de fond et (3) de la surveillance.

$$\sigma_{\text{cote supérieure}} = \sqrt{\sigma_{\text{sous-sol}}^2 + \sigma_{\text{épaisseur du filtre}}^2 + \sigma_{\text{épaisseur de la couche externe}}^2 + \sigma_{\text{surveillance}}^2} \quad (6.1)$$

Les valeurs de tolérance prescrites pour la construction de la protection de fond dépendent de la probabilité acceptable de dépassement. Si l'on accepte que la tolérance soit dépassée sur 2.5 % de la surface, elle est alors théoriquement égale à deux fois l'écart type statistique. Pour obtenir des valeurs typiques de l'écart type, on peut se référer à la Section 9.7.3 et à la publication de Rotterdam PWED *et al.* (2001).

S'il est possible qu'une sédimentation (locale ou temporelle) se produise sur la protection de fond, il convient d'intégrer une marge de dragage (p. ex. 0.5 m) à la cote au contrat, afin que le dragage de maintenance puisse enlever les sédiments (voir la Figure 6.40). Le dragage de maintenance est un problème particulier lorsque les souilles ont été construites afin d'offrir une hauteur d'eau suffisante pour l'amarrage lors des marées basses, dans la mesure où elles sont susceptibles d'envasement.

La protection peut subir des chocs mécaniques accidentels causés par les navires (à des hauteurs d'eau extrêmement basses) ou par le dragage de maintenance. Ils ne doivent pas entraîner la rupture de l'ouvrage.

### 6.2.3.3 Dimensions horizontales

#### Protection de talus sous un quai sur pieux

Lorsque l'on applique une protection en enrochement aux talus proches des postes à quai, les points où le pied du talus intercepte le fond horizontal doivent être éloignés de la ligne d'amarrage afin de garantir que d'éventuels blocs saillants ou qu'un effondrement de la protection du talus se trouvera à un pied de pilote minimal de la coque du navire. On suggère une distance horizontale minimale de 1 m, bien que cela dépende de la taille de l'enrochement, de l'irrégularité du

talus et de la précision de placement qui peut être atteinte sous l'eau, en particulier en eau très profonde. Lorsqu'il y a plus d'incertitudes quant au profil final, les marges intégrées au dimensionnement doivent être plus grandes.

### **Protection de fond**

Il est possible d'utiliser une protection de fond devant les quais verticaux et les talus en enrochement ou autour des pieux des appontements ou des ducs d'Albe, afin d'empêcher l'érosion du fond et/ou le transport du matériau constitutif du fond.

La largeur de la protection du fond qui se trouve près des quais verticaux et des talus doit être au minimum égale à la largeur du volume de sol passif situé devant l'ouvrage, élargie d'une bande dans laquelle la protection du fond est déformable et suit (plonge dans) la fosse d'affouillement du fond adjacent non protégé. La largeur de cette bande peut être calculée comme étant le produit de la profondeur d'affouillement attendue et de la pente prévue du talus de la fosse d'affouillement, lorsqu'elle est recouverte d'une protection de fond. Habituellement, il est raisonnable de supposer un talus de pente 3/1 à 5/1, bien que cela doive être évalué pour l'état du sol spécifique du site. La Section 6.3.4.1 analyse en détail les différents types de butée de pied et les tapis de protection plongeants.

La coupe du quai en palplanches de la Figure 6.39 montre qu'une large protection de fond est nécessaire pour protéger le volume de sol passif.

### **Protection de pied**

La largeur de la protection de pied est principalement déterminée par la profondeur d'affouillement attendue près de l'ouvrage. La protection du pied des quais et des appontements a une largeur typiquement équivalente à un minimum de 3 blocs pour les plus grandes tailles d'enrochement, comme du gros enrochement standard (300 à 1 000 kg et plus, voir le Tableau 3.5). Pour les tailles d'enrochement inférieures (enrochement petit et moyen), une largeur minimale de 1 à 2 m convient. Comme à la limite extérieure de la protection du fond, il est possible de concevoir un tapis plongeant pour protéger le talus de la fosse d'affouillement qui se développe et pour limiter la progression de l'affouillement (voir la Section 6.3.4.1 pour de plus amples informations sur les tapis plongeants).

#### **6.2.3.4 Pente de talus**

Dans le cas des talus situés sous les quais sur pieux, leur pente est déterminée par la stabilité géotechnique du matériau de remblayage (voir les Sections 5.4.3.2 et 5.4.4.5). Dans le cas de remblais constitués de sable, la pente du talus est également influencée par la résistance à l'érosion pendant la construction du remblai, si le matériau de remblayage est exposé à la houle et aux courants avant le placement de la carapace. Les talus de sable stables sont habituellement plutôt peu profonds, avec des pentes de l'ordre de 2/1 à 3/1, bien que l'on puisse opter pour des pentes plus douces de 4/1 à 6/1 si l'ouvrage partiellement achevé doit être exposé. Lorsque le remblai est constitué de tout venant d'abattage, l'érosion de l'ouvrage dans sa phase temporaire est rarement problématique et les talus peuvent être plus inclinés. On choisit habituellement une pente de 3/2 mais il existe des exemples de talus atteignant jusqu'à 5/4 (soit la limite pratique).

#### **6.2.3.5 Carapaces**

La carapace peut être en rip-rap ou en enrochement naturel (voir la Section 3.4.3.1). Le rip-rap est habituellement utilisé comme protection de talus pour les revêtements soumis à une faible action de la houle et pour lesquels le dimensionnement est généralement régi par les effets des courants. Il est donc largement utilisé dans les voies navigables intérieures et les ports soumis à une action modérée de la houle. L'enrochement naturel est généralement utilisé dans les ports côtiers.

La carapace en enrochement est normalement placée en double couche. Les dimensions de la carapace sont données par  $2 k_t D_{n50}$  où  $k_t$  est un coefficient d'épaisseur de la couche qui dépend de la forme des blocs et de la méthode de placement (voir la Section 3.5.1). La Section 3.4.3 inclut des indications sur les blocométries standard et la Section 3.4.3.9 des indications sur les blocométries non-standard.

Pour les ouvrages portuaires soumis à des vitesses de jets d'hélice très élevées, il peut être préférable d'opter pour des solutions autres que le rip-rap et l'enrochement naturel, comme les enrochements liés et les matelas bitumineux (voir la Section 6.2.4).

Dans les ports, on utilise également des blocs artificiels. Les blocs artificiels creux servent souvent de protection de talus situés dans les ports puisque ce type de bloc contient facilement l'action de la houle qui est, normalement, relativement faible, et les jets d'hélice qui agissent sur la partie inférieure du talus. La Section 3.12 aborde de manière plus approfondie la question des blocs artificiels et la Section 5.2.2.3 présente leur dimensionnement.

### 6.2.3.6 **Sous-couches et filtres**

La carapace est habituellement placée sur un filtre ou sur une sous-couche, afin de garantir que les critères en matière de filtration sont respectés (voir la Section 5.4.3.6). La sous-couche peut être constituée d'enrochement naturel ou bien d'un géotextile. Lorsque l'épaisseur de l'ouvrage est problématique à cause des contraintes spatiales, un géotextile permet de minimiser l'épaisseur, mais il existe un risque qu'il soit perforé au moment où les blocs sont placés si son utilisation ne s'accompagne pas de l'ajout d'une couche protectrice d'enrochement. Il est à noter, toutefois, que lorsqu'ils sont utilisés sous l'eau, les géotextiles doivent être placés selon des techniques appropriées afin d'éviter les difficultés (voir la Section 9.9.1.2).

Aux Pays-Bas, les géotextiles sont placés sous l'eau à l'aide d'un matelas de fascine. Il s'agit d'un matelas flexible constitué de bottes de tiges de jeunes saules, liées ensemble pour former une matrice composée de modules de 1 m × 1 m dont la surface inférieure est fixée à un géotextile. Pour couler le matelas en position, on le ballaste de matériau granulaire d'une taille de 100 mm environ. Une couche finale de rip-rap est ajoutée qui tient lieu de carapace. Le système ne convient pas pour les talus dont la pente dépasse 5/2 à cause du risque de glissement. Lorsque la construction a lieu à sec, il est possible d'enfoncer de courts piquets de bois dans le talus afin d'éviter ce phénomène de glissement. Néanmoins, à cause de cette technique, le géotextile risque d'être déchiré au niveau des piquets.

Les règles relatives aux filtres, énoncées à la Section 5.4.3.6, doivent être vérifiées afin de déterminer la granulométrie d'une sous-couche granulaire. Les transitions de la sous-couche à la carapace et du matériau sous-jacent à la sous-couche doivent être inspectées.

### 6.2.3.7 **Butées de pied et limites extérieures**

La limite extérieure de la protection de fond ou de la butée de pied se trouve rarement hors de la zone présentant un risque d'affouillement. Dans ce cas, la limite extérieure doit être flexible afin de permettre des déformations résultant de l'affouillement du fond non protégé, sans perte de l'intégrité de la protection. Ceci peut être obtenu en ajoutant un surplus de matériau qui tombe dans la fosse d'affouillement en développement, mais cela peut être impossible lorsque la profondeur – et par conséquent les dimensions de l'ouvrage – est limitée. La protection peut également être prolongée à l'extérieur de la zone d'affouillement, ce qui entraîne toutefois une augmentation des coûts.

La protection du fond doit de préférence être flexible non seulement à son extrémité mais également sur toute sa superficie. L'avantage d'une protection flexible est qu'elle peut épouser les tassements inégaux et donc donner un avertissement précoce (sous la forme d'un affaissement) en cas de perte du matériau de fond situé sous la protection (p. ex. à cause d'une filtration inappropriée).

La Section 6.3.4.2 donne des indications sur les détails constructifs typiques des butées de pied, en particulier lorsque la construction se fait en milieu aquatique ou lorsque le phénomène d'affouillement est problématique.

### 6.2.3.8 **Transitions et jonctions**

La transition entre la protection de fond et l'ouvrage vertical adjacent doit être de bonne qualité afin que le lessivage du sous-sol soit impossible. Le géotextile, s'il y en a un sous la protection de fond, doit s'appuyer contre le parement de l'ouvrage vertical et être fixé, en prenant garde d'éviter des trous à travers lesquels le matériau de fond pourrait passer. Il s'agit parfois d'un détail difficile à construire. Les blocs doivent être placés avec soin (par une grue ou par un dispositif de déversement) le long du profil des palplanches. Les interstices entre la protection de fond et l'ouvrage peuvent être comblés par du bitume ou du béton.

À l'emplacement des transitions entre la protection de talus et le fond exposé, il convient d'utiliser des éléments flexibles, en particulier lorsque l'on est en présence d'une protection de talus rigide, constituée par exemple d'enrochements liés (voir la Section 6.2.4). Cela évitera l'affouillement du sol non protégé qui peut causer l'affouillement de la carapace plus rigide.

Les transitions entre les talus en enrochement naturel (et enrochement artificiel) et des ouvrages rigides, tels que des quais, des murs de couronnement, etc. demande une attention particulière. De telles jonctions sont une zone privilégiée pour le développement de dommages lorsque la surface de béton est lisse. Un système d'ancrage (p. ex. un profil adéquat du mur en béton) doit être mis en place pour s'assurer que les blocs d'enrochement restent en place.

### 6.2.3.9 **Crête**

Les détails constructifs de la crête d'une protection de talus peuvent être semblables à ceux qui sont donnés pour les revêtements côtiers à la Section 6.3.4.2. Toutefois, lorsque la protection de talus se trouve sous un quai sur pieux, les contraintes spatiales peuvent exiger d'autres caractéristiques de construction. La jonction entre le haut du talus en enrochement et le quai sur pieux est souvent vulnérable face aux dommages, à cause de l'énergie de la houle qui se concentre à cet endroit. Parmi les types de dommage classiques, on compte la perte de blocs d'enrochement, le tassement et la détérioration du quai à cause de la houle qui vient frapper la dalle inférieure du quai. Les dispositions constructives doivent donc être robustes afin d'empêcher la rupture progressive du talus en enrochement ou une détérioration de la dalle située au-dessus. Les mesures suivantes sont recommandées pour la construction de la crête des talus situés sous des quais :

- l'arrière du talus en enrochement doit comporter un rideau de palplanches ou une poutre béton afin d'empêcher la perte de matériau de remblayage en cas de détérioration de la carapace en enrochement ou de tassement du matériau du talus ;
- il est possible d'utiliser des blocs d'enrochement plus gros en haut du talus car cette zone est celle qui présente le plus grand potentiel d'instabilité ;
- la dalle du quai au-dessus du talus peut comporter des événements ou autres ouvertures pour permettre l'évacuation de la pression de la houle et de l'air emprisonné entre la dalle et le talus ;
- la géométrie des poutres doit être définie avec soin pour dévier la houle et éviter la présence de zones où les vagues peuvent être emprisonnées et accentuer les charges.

### 6.2.4 **Autres matériaux**

Cette section se concentre sur l'utilisation d'enrochement naturel dans la protection des ouvrages portuaires. Il est possible d'utiliser d'autres matériaux dans les ouvrages de protection des ports, énumérés ci-dessous :

- l'enrochement lié ;
- les gabions ;

- les matelas bitumineux préfabriqués;
- les blocs de béton, reliés entre eux par des câbles;
- les matelas remplis de bitume.

### Enrochement lié

On peut avoir recours au liaisonnement d'enrochement relativement léger (5 à 40 kg ou 10 à 60 kg) dans le but de résister à des actions hydrauliques importantes lorsque l'espace vertical de construction est trop étroit pour placer des blocs plus grands ou lorsqu'on ne dispose pas d'enrochement ou de rip-rap du poids requis pour assurer la stabilité. La perméabilité peut être maintenue en appliquant ce que l'on appelle une injection *à motifs*. Il s'agit là toutefois d'un procédé qui requiert une grande technicité, en particulier lorsqu'il est mis en œuvre sous l'eau. Si l'on applique une injection *intégrale*, le poids de la carapace liée doit être suffisant pour résister aux pressions de l'eau sous la couche ou la couche-filtre, ou bien il faut prévoir un système de drainage pour éviter l'accumulation de pressions sous la carapace. Le liaisonnement peut ne pas convenir aux talus dont la pente atteint 3/2. La Section 5.2.2.7 présente les méthodes de dimensionnement.

Le coulis peut être du bitume ou du béton (colloïdal). Ce dernier est généralement bien meilleur marché que le bitume, mais sa rigidité est un inconvénient. Le bitume présente une certaine plasticité qui lui permet d'accompagner les lentes déformations du sous-sol.

Lorsque l'on applique un liaisonnement au béton colloïdal ou au bitume sur un talus, la composition du coulis doit être choisie avec soin : si le liaisonnement n'est pas assez rigide, il s'écoulera vers le bas du talus. Des procédures de contrôle minutieuses sont également nécessaires lors de la construction.

La Section 3.15 traite plus en détail des matériaux liés. Les recommandations de l'AIPCN concernant les voies navigables intérieures (AIPCN, 1987) incluent des méthodes de conception détaillées.

### Gabions

Il n'existe que peu de références concernant l'utilisation des gabions en protection de fond (Dossche *et al.*, 1992). Les gabions peuvent présenter un risque de rupture aux bords, où ils s'enroulent à cause des vitesses élevées de l'eau. Comme il est difficile d'emboîter étroitement le gabion avec l'enrochement, il y a un risque que, dans certaines conditions de houle, le balancement des blocs individuels abrase le grillage. Il y a également un risque de rupture des gabions, due à la détérioration du grillage à cause de la corrosion (surtout dans les eaux salées s'il est métallique), de l'usure (p. ex. par un matériau en suspension dans une eau en mouvement) et des dommages mécaniques (p. ex. par chocs de navires ou des opérations de dragage). La Section 3.14 développe le sujet des gabions et la Section 5.2.2.7 propose des méthodes de conception.

### Matelas bitumineux préfabriqués

Les matelas bitumineux préfabriqués sont relativement chers, mais ils peuvent fournir une bonne protection de fond dans les situations où une épaisseur minimale de construction est requise, capable de résister à des vitesses de courants élevées. En règle générale, ils ont une épaisseur de 150 à 250 mm et sont constitués d'un matelas bitumineux à structure ouverte rattaché à un géotextile. Il faut accorder une attention particulière à la perméabilité de ces matelas et s'assurer que tous les bords en sont convenablement fixés. Les interstices entre le matelas et le mur de quai et entre matelas voisins doivent être minutieusement remplis d'un enduit ou d'un mastic bitumineux. Le bord du matelas qui jouxte le fond non protégé peut être maintenu en place grâce à un rip-rap (comme cela est par exemple illustré par la Figure 6.39). Les recommandations de l'AIPCN concernant les voies navigables intérieures (AIPCN, 1987) incluent des méthodes de conception détaillées.

Les matelas bitumineux peuvent être fabriqués sur le site de construction. Ils ont ainsi de grandes dimensions horizontales ( $10 \times 20 \text{ m}^2$ ) et les intervalles entre les différents matelas placés sont alors minimisés.

#### **Blocs de béton liaisonnés par câbles**

Les blocs de béton reliés entre eux par des câbles peuvent également être utilisés pour former une fine protection qui peut résister à des vitesses de courants élevées (Pilarczyk, 1998). Une fois positionnés, il faut relier les matelas voisins les uns avec les autres pour garantir l'intégrité du système. Il est plus difficile de combler les interstices entre des matelas constitués de blocs qu'entre des matelas bitumineux.

#### **Matelas remplis de coulis**

Les matelas en tissu synthétique rempli de coulis sont une autre possibilité. Le lecteur est invité à se référer aux travaux de l'AIPCN (1997) pour les méthodes de conception en cas d'utilisation de ce type de matériau.

### **6.2.5 Considérations économiques**

La Section 2.4 analyse les considérations économiques générales pour les aménagements en enrochement. Les considérations économiques spécifiques aux ouvrages portuaires sont liées à l'équilibre entre les coûts initiaux d'investissement et les coûts de maintenance, y compris l'impact économique pour le port de l'indisponibilité des postes à quai imputable à la maintenance. Par exemple, lors de la construction d'un nouveau quai, il existe plusieurs scénarios permettant d'écartier les risques liés à l'affouillement :

1. Il n'existe aucune protection de fond, un affouillement limité est acceptable, une surveillance régulière est nécessaire.
2. Il existe une *légère* protection de fond granulaire, un affouillement limité est acceptable, une surveillance régulière est nécessaire.
3. Il existe une *lourde* protection de fond, l'affouillement et la détérioration de la protection sont inacceptables.
4. Il n'existe aucune protection de fond, on augmente (a) la longueur des palplanches ou (b) la profondeur totale des fondations du mur de quai, afin de contenir la profondeur d'affouillement attendue.

Au moment du choix de l'un de ces scénarios, il convient de tenir compte des coûts complets du cycle de vie (voir la Section 2.4.1). Ce faisant, il est important de s'assurer que la maintenance régulière pendant l'exploitation de l'ouvrage est une option réalisable du point de vue pratique, en termes à la fois d'accès à l'ouvrage et d'impact sur le fonctionnement des installations.

Le scénario 1 peut être préférable dans les cas où le pied de pilote est important, où les propulseurs d'étrave ont peu d'impact, où la charge de dimensionnement ne se produit que très occasionnellement et où le matériau du fond n'est pas soumis à une forte érosion. Le scénario 2 peut être préférable si la charge de dimensionnement ne se produit pas fréquemment au même endroit. Le scénario 4b permet l'éventualité d'un futur accroissement de la profondeur d'eau devant le mur de quai.

### **6.2.6 Prise en compte de la construction dans la conception**

La mise en pratique des exigences de construction doit être étudiée au cours du processus de conception. Le Chapitre 9 aborde de manière plus approfondie les problématiques de construction, en particulier la Section 9.9.1.2 qui traite de la construction des protections de fond. La présente section analyse les principaux éléments de la construction qui peuvent influencer la conception des protections en enrochement dans les ports.

Dans le cas des ouvrages portuaires, l'un des principaux facteurs sera le phasage des travaux de construction, qui peut influencer le degré de protection lors de l'exécution de certaines opérations de construction. Par exemple, l'ouvrage en question est-il protégé par une digue pendant sa construction ou le programme de construction est-il tel que la digue n'existera qu'après l'achèvement du quai/de la jetée/du revêtement, ce qui signifie que les charges pendant la construction seront supérieures aux charges en service ? La protection doit être conçue en tenant compte des charges les plus fortes, que ce soit pendant ou après la construction.

Le séquençage de construction suivant est conseillé pour la protection en enrochement d'un talus :

- placer la protection de fond ou de pied en premier lieu, qui servira de support à la protection du talus ;
- placer la sous-couche et la carapace sur le talus, de préférence en remontant le talus depuis le pied et en s'assurant que le placement et l'imbrication sont corrects.

Dans le cas où la protection du talus est construite sous un quai sur pieux, les options de construction suivantes sont également possibles :

1. Battre les pieux à travers le remblai puis disposer la protection en enrochement.

Si l'on choisit cette approche, il est important d'empêcher le mouvement et la détérioration éventuelle des pieux. Avant de placer la protection de talus, il est recommandé de renforcer convenablement les têtes de pieux, soit à l'aide de constructions temporaires, soit en coulant certaines des poutres permanentes du quai ;

2. Placer la protection du talus puis installer les pieux.

Battre les pieux à travers la protection en enrochement risque de rompre l'alignement des pieux et d'en endommager les extrémités, bien qu'il soit possible de réaliser cette opération avec soin. Il est généralement possible de battre des pieux ouverts à travers des matériaux dont le diamètre peut atteindre 100 mm, bien qu'il soit probable que cela soit inférieur à la taille de l'enrochement de la carapace dans la plupart des cas.

On peut intégrer des manchons dans la protection en enrochement, qui constituent des ouvertures provisoires, à l'aide de conduites ou de tubes à travers lesquels les pieux peuvent être battus une fois que la construction de la protection en enrochement aura été achevée. Des couvercles temporaires peuvent couvrir ces ouvertures pendant le placement de l'enrochement. Il peut être nécessaire d'arrimer temporairement ces ouvertures afin de les empêcher de descendre le long du talus, par exemple à l'aide de câbles d'acier rattachés à des blocs d'ancrage en haut du talus. Pour parachever la protection, l'espace qui sépare le pieu du manchon est comblé avec un sac rempli de ciment ou de sable.

Des risques financiers peuvent exister si différentes entreprises sont responsables des travaux de protection du talus, par exemple dans le cadre d'un contrat de poldérisation, et de la construction de l'ouvrage sur pieux. Ces travaux doivent de préférence être intégrés afin de garantir que le battage des pieux, la construction du talus et la protection sous le quai soient coordonnés et menés à bien avant l'achèvement de la structure du quai (dalles). Le niveau de l'eau est souvent très proche de la dalle inférieure du quai, par conséquent l'accès pour une construction complète ou pour des interventions de réparation sur le talus est difficile une fois que la dalle est en place.

Les matériaux d'un poids supérieur à 500 kg sont difficiles à placer correctement sur un talus par déversement depuis un camion-benne, et ils représentent généralement la limite supérieure du rip-rap. Au-dessus de cette limite, il faut adopter la technique de placement individuel des blocs d'enrochement.

Si l'on fait une utilisation sous-marine des autres matériaux proposés à la Section 6.2.4, il faut habituellement plus d'interventions de plongée que dans le cas de l'enrochement ou du rip-rap.

Il est parfois nécessaire d'utiliser des géotextiles afin de répondre aux impératifs en matière de filtration, lorsque le recours à des filtres granulaires n'est pas pratique (p. ex. à cause de contrain-

tes spatiales). Il peut être nécessaire de lester le géotextile, par exemple en y fixant des poids en béton, en attachant le géotextile à un matelas de fascine ou en demandant à des plongeurs de lester le géotextile avec des enrochements ou des pierres à certains intervalles. Les Sections 6.3.3.6 et 9.9.1.2 traitent de manière plus détaillée de l'utilisation des géotextiles.

Lorsqu'une excavation est nécessaire pour la construction de la protection de pied ou de fond, il convient de s'assurer qu'il n'y a pas eu d'envasement avant de placer la protection. Les opérations de placement doivent donc suivre le dragage d'aussi près que possible. Il peut être approprié de travailler par bandes, afin d'éviter de laisser de grandes excavations ouvertes sur de longues périodes.

### 6.2.7 **Prise en compte de la maintenance dans la conception**

Les exploitants du port peuvent entreprendre des interventions intermédiaires de surveillance et d'inspection afin d'identifier les besoins en maintenance des infrastructures. La surveillance et la maintenance des ouvrages en enrochement dans les ports sont généralement difficiles dans la mesure où les ouvrages sont souvent sous l'eau ou à des endroits difficiles d'accès, comme sous des quais sur pieux ou au niveau de postes à quai utilisés en permanence. La nécessité de procéder à la surveillance et à la maintenance peut être à l'origine de la mise en indisponibilité d'un poste à quai, avec les implications économiques que cela représente.

Il peut donc être préférable de prévoir un dimensionnement qui intègre des blocs d'une taille supérieure à celle qui avait été anticipée, afin que la maintenance ne soit plus nécessaire. Cela peut faire augmenter le coût de l'investissement pour l'exploitant, mais il en résultera une diminution des coûts de maintenance et des coûts liés à la mise en indisponibilité, sur toute la durée d'exploitation de l'ouvrage. S'il faut augmenter la taille de l'enrochement, il convient d'examiner les implications de cette décision sur l'épaisseur de l'ouvrage ainsi que la nécessité de procéder à une excavation. La Section 3.6.6 présente les modèles de dégradation qui permettent de prévoir la diminution de la taille de l'enrochement sur la durée de vie de l'ouvrage.

Pour les quais sur pieux en acier, il existe une problématique de conception particulière liée à la corrosion accélérée à marée basse et à l'application d'une protection cathodique afin d'empêcher ce phénomène. L'accès devra faire partie de la conception, à des fins d'inspection et de remplacement, en particulier dans les zones difficiles à atteindre telles qu'aux alentours des pieux situés au sommet du talus en enrochement.

Le Chapitre 10 développe de manière plus approfondie les questions de la surveillance et de la maintenance des ouvrages en enrochement.

### 6.2.8 **Réparation et modernisation d'ouvrages existants**

La protection en enrochement des ouvrages portuaires peut être ajoutée lors d'une phase ultérieure d'exploitation d'un appontement ou d'un quai, dans le cadre de travaux de réparation ou de modernisation, pour protéger l'ouvrage suite à des problèmes d'affouillement ou de détérioration des talus qui sont susceptibles d'en compromettre la stabilité. Les travaux de réparation et de modernisation peuvent également être nécessaires sur des protection en enrochement existantes, peut-être du fait d'un dimensionnement inadéquat ou d'un changement d'exigences ou d'utilisation du quai qui a entraîné l'augmentation de la charge sur la protection en enrochement.

Il est probable que les réparations et les modernisations impliquent des tâches principalement sous-marines. Le problème principal consiste à déterminer si l'enrochement peut être placé par le dessus ou si le bloc doit être enlevé et remplacé sous un quai. Il serait particulièrement onéreux de tenter de soulever les blocs d'enrochement sous la dalle d'un quai. Il peut donc être nécessaire d'envisager d'autres solutions de réparation moins chères et plus pratiques, telles que l'injection de béton dans des coffrages permanents afin de rendre la protection plus rigide.

Lorsqu'une nouvelle protection en enrochement est nécessaire pour un ouvrage existant, il faut veiller à ce qu'une éventuelle excavation permettant de loger le nouvel ouvrage ne vienne pas compromettre la stabilité des ouvrages existants.

La Section 10.5 approfondit les questions de réparation et de réhabilitation.

## 6.3 OUVRAGES DE PROTECTION DU LITTORAL ET DE STABILISATION DU TRAIT DE CÔTE

Les ouvrages de protection du littoral (ou de défense contre la mer) et de stabilisation du trait de côte constitués et/ou recouverts d'enrochement présentent un certain nombre d'avantages par rapport à d'autres constructions de formes et de matériaux différents. Le Tableau 6.4 ci-dessous résume les avantages et les inconvénients de l'utilisation de l'enrochement dans ce type d'ouvrages. Le maître d'œuvre devra apprécier les limites que présente la forme de l'ouvrage qu'il envisage. Cette section a pour objectif d'indiquer au maître d'œuvre ces limites et considérations sous la forme de recommandations pratiques.

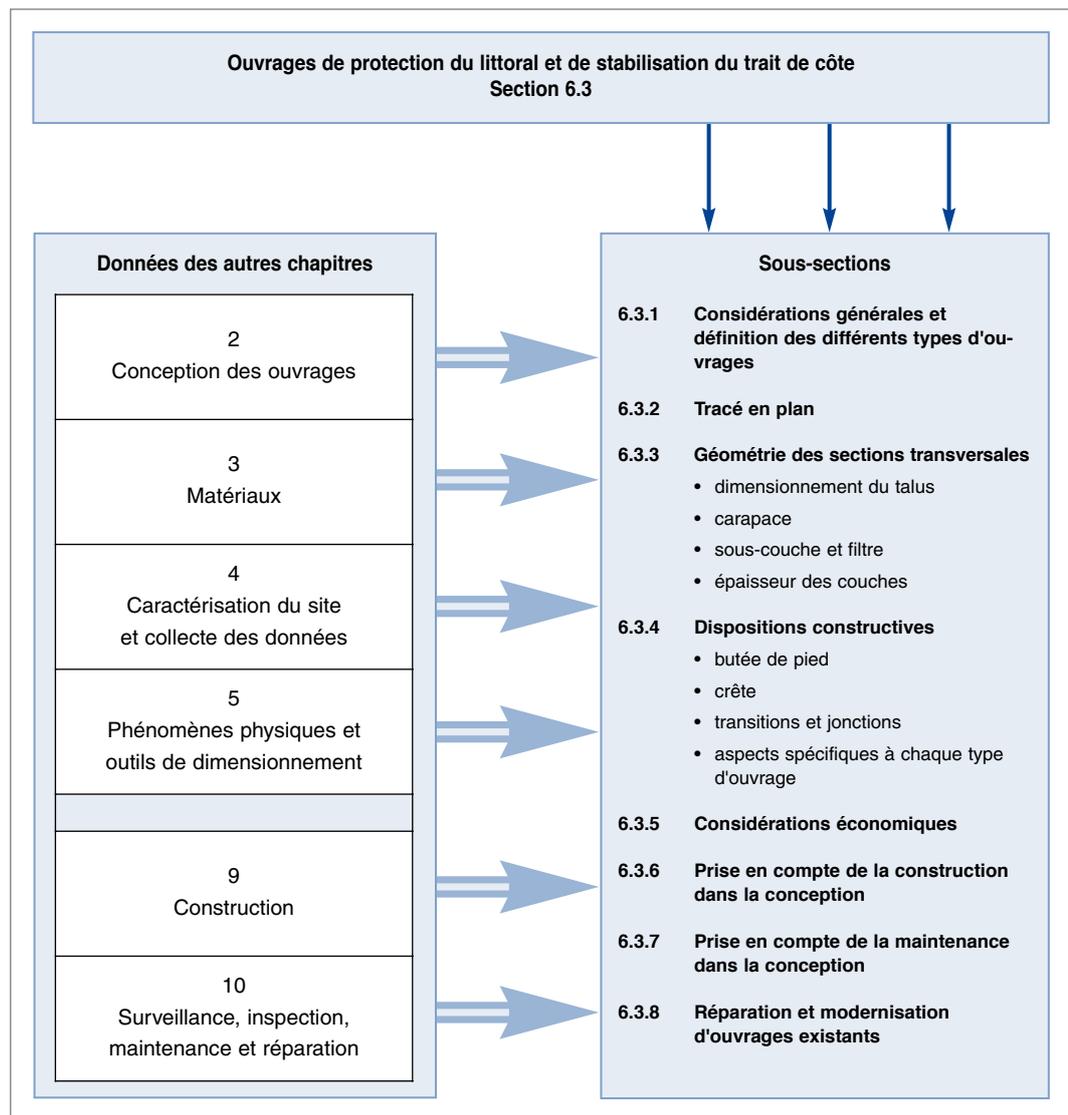
**Tableau 6.4** Avantages et inconvénients des ouvrages de protection du littoral en enrochement

Avantages	
Durabilité	La plupart des enrochements résistent bien à l'usure et à l'attrition et conviennent parfaitement à l'environnement côtier.
Absorption de la houle	Ces ouvrages sont perméables et ont généralement des parements à faible inclinaison, ils absorbent donc aisément l'énergie de la houle et minimisent les conséquences néfastes de l'affouillement causé par les surfaces verticales réfléchissantes des murs chasse-mer et des autres ouvrages.
Flexibilité	Ils sont faciles à modifier afin de tenir compte des changements de conditions hydrauliques.
Rentabilité	Ils peuvent être économiques, par exemple en cas d'utilisation de matériaux disponibles localement.
Impact visuel	Ils sont souvent considérés comme visuellement acceptable par comparaison avec d'autres formes d'ouvrages côtiers, telles que les grands murs de haut de plage ou les revêtements en béton en escalier.
Facilité de construction	Même avec des équipements limités, des ressources et des compétences professionnelles restreintes, il est possible de construire des ouvrages qui fonctionnent correctement.
Tassement	Ces ouvrages flexibles peuvent s'adapter aux tassements et ne sont que modérément endommagés si les conditions de dimensionnement sont dépassées.
Maintenance	Les interventions de réparation sont relativement simples et n'exigent généralement pas la mobilisation d'équipements très spécialisés. Si l'ouvrage est convenablement conçu, il se peut que le dommage ne soit que léger et que les réparations ne consistent qu'en des interventions de remplacement des enrochements déplacés.
Inconvénients	
Sécurité	L'accès aux ouvrages est une source de préoccupation car il existe un risque pour le public de chute entre les vides et d'y rester coincer.
Navigation	Les longs épis peuvent gêner la navigation des petites embarcations de loisir et des navires de pêche. Il est parfois nécessaire de signaler les épis et les digues avec des éclairages ou des balises de marquage appropriés. Les ouvrages en enrochement immergés peuvent constituer un danger pour la navigation s'ils se trouvent à proximité de routes maritimes ou de zones de loisir très fréquentées.
Empreinte sur le littoral	Les revêtements et les épis en enrochement occupent plus de littoral que les murs de haut de plage verticaux et les épis en bois. Cette caractéristique peut être importante si le littoral est classé. Les limitations d'accès dues à la hauteur de plage nécessaire pour la maintenance rendent parfois les ouvrages en enrochement inappropriés à certains emplacements.

Cette section se concentre sur les caractéristiques et les éléments de dimensionnement des ouvrages de front de mer, des ouvrages de protection du littoral et des ouvrages de stabilisation du trait de côte, qui diffèrent de ceux des digues à talus. Des références sont faites à la Section 6.1 traitant des digues à talus le cas échéant. Cette section couvre plusieurs types d'ouvrages, depuis les revêtements et les tapis anti-affouillement jusqu'aux ouvrages conçus pour retenir les plages de sable ou de galets, y compris les épis traditionnels ou en Y, de même que les brise-lames et les seuils.

Cette section propose des recommandations quant au choix du concept et du tracé de l'ouvrage, du système d'enrochement et des détails constructifs. On y trouve également des considérations économiques et des informations sur la prise en compte de la construction et de la maintenance lors de la conception, avec des références aux sections concernées des Chapitres 9 et 10, le cas échéant.

L'esquisse, la sélection et les dispositions constructives des ouvrages traités dans cette section peuvent être résumées par le logigramme de la Figure 6.41. Les chiffres renvoient aux parties correspondantes de la présente section.



**Figure 6.41** Logigramme des recommandations présentées dans ce guide pour la conception des ouvrages de protection du littoral et de stabilisation du trait de côte

### 6.3.1 Considérations générales et définition des différents types d'ouvrages

Les ouvrages en enrochement de protection du littoral sont généralement constitués de composants similaires à ceux des digues décrites à la Section 6.1. Toutefois, ils ne font souvent appel qu'à deux blocométries du fait de leurs proportions plus modestes. Pour cette raison, à moins que l'ouvrage ne soit suffisamment large pour être considéré comme étant une digue, la couche externe est généralement désignée comme carapace ou couche de protection plutôt que comme carapace principale, et la couche d'enrochement sous-jacente est appelée sous-couche, couche support ou noyau. Si un troisième matériau est utilisé dans ces ouvrages, il s'agira souvent d'un matériau plutôt fin, comme du sable, de l'argile ou autre matériau constitutif des plages ou des falaises, en général utilisé comme remplissage dans le but d'atteindre le profil requis.

Les ouvrages de protection du littoral en enrochement diffèrent des digues en ce qu'ils font partie d'un système, fonctionnant avec d'autres composants pour atteindre la fonction attendue, par exemple une protection en enrochement d'un ouvrage de haut de plage ou des épis en enrochement associés à un rechargement de plage. Il peut donc exister des cas de figure dans lesquels une détérioration de l'ouvrage en enrochement n'aura pas pour conséquence une rupture catastrophique et cela peut être pris en considération dans la conception. Au Royaume-Uni, des recherches ont porté sur des exemples d'ouvrages en enrochement à faible coût, situés sur les côtes britanniques, qui s'écartent des recommandations de dimensionnement classiques (Crossman *et al.*, 2003) afin de construire des ouvrages en enrochement à faible coût. Le rapport identifie les opportunités de ce choix. D'après le rapport les avantages sont entre autres : la facilité des procédés de construction, l'amélioration des conditions de sécurité lors de la construction, la réduction de l'impact sur l'environnement et la construction d'ouvrages plus adaptables. Les changements de dimensionnement peuvent inclure la réduction de la taille des blocs, l'élimination des couches-filtres, l'utilisation d'enrochement de moins bonne qualité mais disponible localement ou la minimisation de l'excavation (voir également l'Encadré 6.10 et la Section 6.3.5). Ces modifications dans le dimensionnement se traduiront par un plus grand besoin en maintenance sur la durée de vie de l'ouvrage. Il est véritablement important que la base du dimensionnement et les besoins en maintenance à long terme soient d'emblée compris et acceptés par le maître d'ouvrage. Des exemples concrets sont analysés au Chapitre 10.

La Section 6.3 traite des types d'ouvrages en enrochement suivants :

- revêtement ;
- protection anti-affouillement ;
- épi ;
- brise-lames ;
- épi en Y ;
- épi en L et en T ;
- seuil ou digue immergée.

#### 6.3.1.1 Revêtement

Un revêtement est une couverture en enrochement, en béton ou d'un autre matériau qui sert à protéger le talus d'un remblai, d'une côte naturelle ou d'une plage contre l'érosion. L'enrochement peut être utilisé seul ou renforcé par un dispositif d'amélioration de la stabilité (bitume, pavage, gabions, matelas etc.). Les revêtements peuvent servir à la protection des falaises, des dunes de sable, des polders et des murs de haut de plage existants nécessitant des réparations ou un renouvellement. La Figure 6.42 montre un revêtement en enrochement classique en cours de construction, où l'on distingue la double couche d'enrochement et la sous-couche qui repose sur le sable.



**Figure 6.42** Revêtement en enrochement, Hurst Spit, Royaume-Uni (source : Andrew Bradbury)

### 6.3.1.2 Protection anti-affouillement

Une protection anti-affouillement est constituée d'une ou plusieurs couche(s) d'enrochement placée(s) devant un mur de haut de plage, une falaise ou une dune de sable. Sa pente est normalement très faible. Elle empêche la propagation de l'affouillement du pied de l'ouvrage principal. Elle est souvent utilisée en association avec un rechargement de la plage ou de la dune adjacente. Dans ce cas, la protection anti-affouillement permet de garantir l'intégrité de l'ouvrage principal dans une situation de tempête extrême, lorsque la plage risque d'être temporairement dégarnie, avant qu'une houle plus modérée ne lui permette de se reconstituer. La Figure 6.43 montre une protection anti-affouillement constituée de blocs en enrochement naturel posés au pied d'un mur chasse-mer en béton.



**Figure 6.43** Protection anti-affouillement d'un mur chasse-mer, Happisburgh, Royaume-Uni (source : Halcrow)

**6.3.1.3 Épi**

Un épi est un ouvrage en enrochement relativement court qui avance dans la mer depuis la plage et dont la fonction principale est d'interrompre le transit littoral de sédiments afin de constituer ou de retenir des plages à un niveau plus élevé (et souvent, par-là même, de protéger un ouvrage de défense contre la mer existant). Les épis en enrochement ont habituellement une longueur de l'ordre de 50 m, mais ils peuvent être plus grands dans le cas des **épis d'extrémité** qui se trouvent au bout d'une longue plage par ailleurs dépourvue d'épis. Il existe d'autre type d'épis, comme les épis en T ou en L, qui retiennent les sédiments également à l'arrière par diffraction de la houle autour de leur musoir. La Figure 6.44 présente un épi en enrochement classique. Dans de nombreuses circonstances, les dispositions constructives et la forme de l'épi peuvent être plus complexes, mais le maître d'œuvre devra examiner les conséquences d'une conception plus complexe sur la construction au moment de l'élaboration de la forme de l'ouvrage.



**Figure 6.44** *Épi en enrochement classique*

**6.3.1.4 Brise-lames**

Les brise-lames sont souvent émergents à la surface (au moins pendant la majeure partie du cycle de marée) et ils sont disposés approximativement parallèlement à la côte. Leur fonction est de réduire l'action de la houle et d'encourager la déposition de sédiments à l'arrière de l'ouvrage. Les sédiments y sont transportés par les courants induits par la diffraction de la houle. Les brise-lames sont habituellement d'une longueur équivalente à la distance qui les sépare du rivage, soit 200 à 300 m, bien qu'il soit possible de construire des brise-lames plus courts si la situation locale le requiert (voir également la Section 6.3.2.2). La Figure 6.45 présente une configuration classique de brise-lames situés sur la côte sud du Royaume-Uni. Plutôt que d'emprisonner physiquement les sédiments en créant une barrière comme cela est le cas pour les épis, les brise-lames fonctionnent en créant derrière eux une zone où l'énergie de la houle est réduite et dans laquelle les sédiments auront tendance à se déposer en formant des plages en croissant entre deux brise-lames adjacents. Les brise-lames peuvent être particulièrement utiles pour protéger des longueurs de côte soumises à une érosion due au fait que le transport longitudinal net est plus élevé que partout ailleurs. Dans l'idéal, la construction d'un brise-lames permettra de réduire le transport longitudinal net à une valeur similaire à celle des côtes voisines.

Les brise-lames peuvent servir à créer et à préserver des espaces exclusivement récréatifs, comme des plages sur des littoraux où elles ne peuvent exister naturellement. Ces situations doivent faire l'objet d'études approfondies accompagnées d'une modélisation physique pour garantir que les ouvrages sont convenablement dimensionnés et disposés.



**Figure 6.45** *Brise-lames, Elmer, Royaume-Uni (source : agence de l'environnement britannique/Arun DC)*

### 6.3.1.5 **Épi en Y**

Les épis en Y associent les caractéristiques des brise-lames à la fonction classique de barrière des épis. Ils peuvent également être considérés comme un type de cap artificiel. Il est possible de les associer à un rechargement de plage afin de créer des plages de sable conséquentes. Ces épis avancent habituellement de 200 à 300 m dans la mer. La Figure 6.46 montre un épi en Y classique, ainsi que l'accumulation de sédiments à l'arrière des bras.



**Figure 6.46** Épi en Y (source: DEFRA/Halcrow)

#### 6.3.1.6 Épi en L et en T

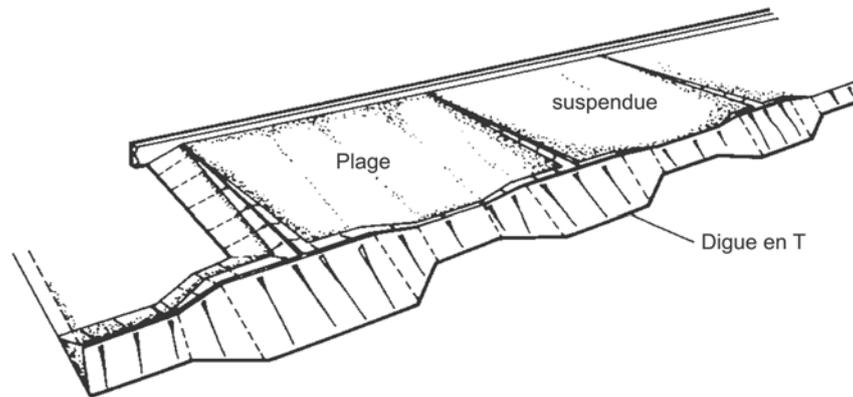
Les épis en L et en T sont les précurseurs des digues en Y. Ils peuvent servir à former des caps artificiels. Leur utilisation est fréquente lorsque le marnage est faible (p. ex. en Méditerranée) dans le but de créer des plages de poche (baie ou crique), habituellement constituées de sable. La Figure 6.47 montre un petit épi en L dont la fonction est de contenir une plage de galets dans une baie.



**Figure 6.47** Épi en L, Bulverhythe, Royaume-Uni (source: Halcrow)

### 6.3.1.7 Seuil ou digue immergée

Les seuils ou les digues immergées ont pour rôle de retenir une plage légèrement inclinée localisée sur un littoral dont la pente est potentiellement plus raide. Les seuils ont été utilisés avec le plus de succès dans les situations de faible marnage. Ils peuvent être associés à des épis en L ou en T ou à des brise-lames afin de retenir des plages de poche. Ils déclenchent le déferlement des vagues les plus grosses (et les plus destructrices) mais ils n'ont que peu d'effet sur l'activité quotidienne normale, ce qui fait que les aspects récréatifs de la plage n'en sont pas affectés. La Figure 6.48 présente une configuration typique de seuil immergé qui permet l'existence d'une plage suspendue.



**Note :** le concept est applicable pour des plages où le marnage n'excède pas 1 m.

**Figure 6.48** Plage suspendue avec digues immergées

L'adoption de ce type de configuration peut avoir des implications sur le plan de l'hygiène et de la sécurité, notamment des personnes peuvent tomber devant la plage suspendue et aller dans la zone profonde du côté mer des digues. Il est donc essentiel d'avoir recours à une signalisation et à des marquages. Les bateaux et autres embarcations de loisir risquent également de heurter les éléments immergés s'ils s'approchent trop de l'ouvrage. Là encore, il convient de signaler l'ouvrage convenablement.

## 6.3.2 Tracé en plan

### 6.3.2.1 Considérations générales

Le tracé en plan d'un ouvrage côtier ou de protection du littoral dépend de sa fonction, des décisions qui découlent de la politique de gestion du trait de côte, des conditions physiques du site et des éventuels biens à protéger. La législation en vigueur et l'interrelation avec les littoraux voisins, les exigences en matière d'agrément et d'environnement et l'examen des coûts/bénéfices sont également des facteurs importants. La détermination du tracé est également influencée de manière significative par le choix des matériaux. Par exemple, la disponibilité locale d'enrochement naturel peut fournir au maître d'ouvrage une solution économique. En règle générale, la forme et le tracé en plan de l'ouvrage sont déterminés par les deux éléments ci-après.

#### Position du trait de côte

Le point de départ de la définition du tracé en plan d'un ouvrage de protection du littoral (les exigences d'exploitation du système étant fixées) doit toujours être la position du trait de côte existant, ou de son évolution si un réalignement est autorisé. La position de l'ouvrage de défense contre la mer est définie par les contours de la plage et est souvent liée à la marque des plus hautes eaux. Il est possible de déterminer la position de cette dernière en effectuant des levés topographiques. L'étude des tendances historiques est souvent importante pour la détermination de cette position. À cette fin, l'analyse des photographies aériennes, des cartes et des différents levés peuvent être très utiles.

La position de la marque des basses eaux est également importante, en particulier pour le dimensionnement du pied de l'ouvrage. La distance entre les basses et les hautes eaux est utile au calcul de la longueur et de la hauteur de l'ouvrage. Des techniques similaires à celles qui ont été décrites ci-dessus peuvent être utilisées pour déterminer la position des basses eaux.

Il faut toutefois noter que, souvent, sur les cartes et sur les anciens levés ou plans, la position des basses et des hautes eaux est incorrecte à cause des variations du niveau de l'estran ; il faut donc les utiliser avec précaution. C'est probablement la meilleure raison pour lancer une mise à jour du levé de l'estran.

Les autres formes de côte telles que les dunes de sable, les falaises et les hauts-fonds de l'estran sont également importantes dans la définition du trait de côte. Le trait de côte actuel est souvent défini par un ouvrage de haut de plage existant. Mais si l'ouvrage a été construit sur une côte soumise à une érosion naturelle ou à un phénomène d'accrétion, cette ligne ne représente plus le trait de côte naturel.

### Politique de gestion du trait de côte

Il se peut qu'une politique de gestion du trait de côte est été définie par l'autorité ou l'organisme de régulation concerné(e). Il est donc important que la politique spécifique du pays où l'ouvrage est construit soit étudiée. Selon les circonstances, certaines considérations auront plus de poids que d'autres. Par exemple, les classifications environnementales d'un site peuvent faire que certaines options techniques ne conviendront pas et qu'il faudra envisager d'autres formes d'ouvrage. La politique vis-à-vis de la position du trait de côte sera généralement l'une des suivantes :

- le retrait (recul), nécessitant de nouvelles digues de protection contre l'invasion marine, en retrait, là où la sécurité l'exige ;
- le contrôle sélectif de l'érosion, qui maintient la ligne de protection existante à des emplacements clé ;
- le contrôle total de l'érosion, qui maintient la ligne de protection existante ;
- l'expansion en direction de la mer (avancée), qui permet de créer plus de terres ou de plage.

Le choix de la politique appropriée sera influencé par plusieurs facteurs, dont l'utilisation des terres situées à proximité, l'impact sur les processus côtiers des côtes voisines, ainsi que les coûts et bénéfices.

Si, derrière le trait de côte, on trouve des terrains résidentiels ou industriels, il est généralement possible de justifier le maintien du trait de côte existant, voire de l'avancer en gagnant sur la mer.

Lorsqu'il s'agit de terres agricoles, leur valeur est rarement assez élevée pour justifier, en soi, la protection du trait de côte existant, à moins que leur niveau soit très bas et que l'on soit en présence d'une digue anti-inondation. Ainsi, les ouvrages de protection d'une ville côtière pourront être maintenus tandis que les terres agricoles seront abandonnées à l'érosion (contrôle sélectif de l'érosion).

Les politiques gouvernementales en vigueur dans chaque pays influenceront la décision de protéger, ou pas, une section du littoral. Ceci doit être déterminé dès le début de la phase de conception.

Lors de la conception d'ouvrages en enrochement, le maître d'œuvre doit garder à l'esprit que des effets en amont et en aval de la zone pour laquelle l'ouvrage a été conçu se feront sentir, à moins que cette dernière ne soit une cellule côtière complète et fermée. Les revêtements et les tapis anti-affouillement auront également une influence sur la plage devant eux.

### Autres considérations

Si les considérations mentionnées au-dessus sont importantes, l'impact de l'ouvrage sur l'économie locale et sur l'environnement ne doit pas être négligé. Les impacts d'un ouvrage en enroche-

ment dépassent bien souvent tout ce que l'on peut imaginer de prime abord. Parmi eux, on peut citer les éléments suivants :

- un nouvel ouvrage en enrochement peut affecter la flotte de pêche locale en ce qui concerne l'accès aux zones de pêche et peut être considéré comme un danger pour la navigation dans les eaux situées à proximité de l'ouvrage ;
- les embarcations de loisir peuvent être affectées de la même manière que les bateaux de pêche dans la mesure où les variations des courants, les obstacles sous-marins (y compris les digues immergées), les plages suspendues et les limitations d'accès peuvent présenter des risques pour la navigation ;
- la sécurité des zones de loisir est souvent un problème crucial lorsque les ouvrages sont situés près des zones très fréquentées par le public. Il y a souvent un risque (perçu) que des personnes grimpaient sur ce type d'ouvrages ne soient piégées dans les vides entre les blocs d'enrochement ;
- la navigation est un problème majeur, en particulier lorsque l'on construit des brise-lames et des épis de grande taille. Les cartes marines doivent être mises à jour et les ouvrages doivent porter la signalisation adéquate ;
- l'impact de la montée du niveau de l'eau et des changements climatiques doit être étudié. Différentes valeurs de la montée du niveau de l'eau sont publiées dans le monde et le maître d'œuvre devra s'y référer pour déterminer les données à prendre en compte dans les pays et aux emplacements envisagés. La hausse du niveau de l'eau implique également que l'ouvrage sera soumis à une houle plus importante vers la fin de sa durée de vie. Il faut en tenir compte lors du calcul du franchissement et de la stabilité ;
- les classifications environnementales déterminent souvent le type d'ouvrage à construire. Les littoraux sont souvent classés en vertu de différentes législations et ces restrictions spécifiques doivent être étudiées dès le début du processus ;
- la couleur des enrochements suscite souvent une réaction chez le maître d'ouvrage, ce qui peut limiter le maître d'œuvre dans le choix des enrochements ;
- l'accès des équipements de construction, de maintenance et des véhicules d'urgence est un élément important dont il faut également tenir compte dans la conception.

### 6.3.2.2 **Tracé en plan pour différents types d'ouvrage**

Cette section aborde les paramètres et processus qu'il convient d'étudier lors de l'élaboration du tracé en plan de chaque type d'ouvrage. Le tracé en plan exact d'un ouvrage sera soumis à des études des processus côtiers et éventuellement à une modélisation numérique et physique. Des modèles physiques peuvent être requis pour tracer et positionner correctement les ouvrages dans des sites complexes.

Le *Beach Management Manual* (guide de gestion des plages) du CIRIA (Simm *et al.*, 1996) donne des indications détaillées sur le comportement et la conception des plages ; le présent manuel ne couvre donc pas ce sujet en détail mais se concentre plutôt sur la conception des ouvrages à proprement parler. Les aspects du comportement des plages qui doivent être étudiés pour la conception sont soulignés ici, et l'accent est mis sur l'interaction entre les ouvrages de stabilisation du trait de côte et les plages de sable et de galets. Le lecteur est invité à se reporter au *Beach Management Manual* pour plus de détails sur les problématiques liées aux sédiments.

La géomorphologie de la zone, le tracé des ouvrages existants, la position et l'interaction avec les bancs de sable, les flèches sédimentaires et autres caractéristiques sont des éléments importants (voir la Section 4.1.2).

La Section 5.3.1 aborde de manière générale les outils de modélisation qui servent au dimensionnement et il est recommandé aux maîtres d'œuvre de s'informer sur les différentes formes de modélisation abordées à la Section 5.3.1.

À certains endroits dans le monde, l'activité sismique et la nécessité que l'ouvrage soit stable pendant les tremblements de terre sont également à prendre en compte. Le lecteur se reportera aux Sections 4.4 et 5.4.3.5 pour plus de renseignements.

Il peut exister des contraintes environnementales telles que celles qui ont été mentionnées aux Sections 2.5 et 6.3.2.1, et il faut en tenir compte lors de la détermination du tracé et de la forme des ouvrages.

#### Protection anti-affouillement et revêtement

Les ouvrages en enrochement servent souvent à protéger des murs de haut de plage existants ou sont utilisés dans le cadre d'interventions de réhabilitation d'ouvrages endommagés. Les murs de haut de plage verticaux peuvent causer un affouillement localisé au niveau du pied à cause de la réflexion de la houle. Les murs inclinés peuvent également être à l'origine d'une réflexion et subir un affouillement, bien que cela soit dans une moindre mesure. Le niveau de la réflexion de la houle sur un ouvrage est exprimé en fonction du coefficient de réflexion  $C_r$ . La Section 5.1.1.5 propose des recommandations pour le calcul des coefficients de réflexion.

En règle générale, la protection anti-affouillement des ouvrages côtiers suit le tracé du mur ou de l'ouvrage à protéger. Elle est souvent associée à un dispositif de rechargement à base de matériaux grossiers. La protection anti-affouillement en enrochement des ouvrages portuaires est abordée à la Section 6.2. L'estimation de la profondeur d'affouillement est traitée à la Section 5.2.2.9. La Figure 6.43 montre un mur en béton en escalier protégé par un tapis anti-affouillement en enrochement naturel.

Les revêtements peuvent également constituer une protection contre l'affouillement, réduire le franchissement, protéger les ouvrages existants et permettre de contrôler l'érosion des littoraux naturels. Dans ces cas, le tracé du revêtement doit - idéalement - suivre le tracé moyen du contour de la plage ou du mur de haut de plage existant que le revêtement vient renforcer ou remplacer, afin de minimiser l'impact de l'ouvrage sur l'orientation de la plage. Lorsque le nouvel ouvrage vient remplacer un ancien ouvrage qui s'est effondré ou a rompu, il sera nécessaire de vérifier que le tracé de l'ouvrage n'a pas contribué à son effondrement. La Figure 6.49 montre un revêtement en enrochement naturel partiellement construit qui protège un mur de haut de plage. Lorsqu'un revêtement est nécessaire pour protéger un terre-plein gagné sur la mer, c'est le contour du terre-plein qui déterminera le tracé en plan.



**Figure 6.49** Revêtement en enrochement protégeant un mur de haut de plage

Lorsque le tracé en plan d'un mur de haut de plage contient des angles convexes ou d'importantes courbures concaves par rapport aux crêtes de la houle incidente, il se peut que l'énergie de la houle réfléchi se concentre dans une zone limitée au large, ce qui peut avoir des effets négatifs sur les processus côtiers. La protection d'un mur de haut de plage par un revêtement en enrochement naturel incliné tendra à modérer les effets les plus prononcés des parois concaves et convexes grâce à son pouvoir de réflexion limité et à sa faculté accrue d'absorption de l'énergie.

## Épi

Le concept de l'épi repose sur la possibilité laissée à la zone du littoral comprise entre deux épis de se réorienter selon la houle prédominante, réduisant ainsi le transport longitudinal de sédiments. La longueur, l'orientation et l'espacement exacts des épis dépendent de plusieurs facteurs, dont la distance (en direction de la mer) sur laquelle la plage doit être retenue ainsi que la taille - et de fait la pente - des sédiments constitutifs de la plage en question.

Il n'existe aucune règle simple et absolue concernant la longueur des épis et leur espacement, dans la mesure où ces éléments dépendent des conditions locales (sédiment constitutif de la plage, hauteur d'eau, climat de houle, disponibilité des sédiments de la plage, régimes de transport longitudinal et dans le profil etc.). Les conditions et les processus morphologiques doivent être étudiés par des spécialistes qui fourniront ainsi des informations utiles au dimensionnement détaillé. La modélisation, aussi bien numérique que physique, peut jouer un rôle important dans la détermination d'un emplacement convenable pour l'ouvrage afin d'optimiser le tracé. Les méthodes de modélisation font l'objet de la Section 5.3.

Lors de l'évaluation du tracé, il peut être important d'étudier les éventuels ouvrages existants le long du front de mer et leur succès relatif à remplir (ou non) leur fonction de maintien du niveau des plages. La Figure 6.44 de la Section 6.3.1.3 montre un épi classique.

Le tracé d'un épi sera principalement lié au type de plage dont il s'agit et au climat de houle. Les quatre principaux types de plages que l'on rencontre habituellement et pour lesquels il est possible d'envisager des épis sont les suivants :

- plage de galets;
- plage de galets en haut et de sable en bas;
- plage de sable et de galets mélangés;
- plage de sable.

Des éléments spécifiques doivent être pris en considération pour le dernier épi d'un système ou lorsqu'il s'agit d'un épi isolé sur une plage par ailleurs dénuée d'épis. Ce type d'épis d'extrémité peut remplir deux fonctions :

- préserver la plage naturelle ou rechargée à l'amont;
- stopper le transport longitudinal pour éviter l'envasement de l'entrée d'un estuaire sous l'influence des marées ou de la passe d'un port.

On peut délibérément augmenter la longueur et la hauteur de l'**épi d'extrémité** par rapport à celles des autres épis dans le but de créer un stockage de matériaux transitants, qui peuvent être transportés mécaniquement en amont pour recharger les plages dégarnies. La Figure 6.50 ci-dessous montre comment un épi de grande taille (en l'occurrence une jetée d'un port) peut servir à piéger les sédiments et constituer une zone d'emprunt pour le rechargement.



**Figure 6.50** Épi isolé de grande taille (jetée d'un port) qui piège les sédiments (source : HR Wallingford)

À d'autres endroits, il peut être plus important de réduire l'impact immédiat de l'érosion à l'aval qui résulte de la rétention, dans le champ d'épis, de sédiments qui, s'ils n'étaient pas retenus, atteindrait les plages en aval. Dans ce cas, les épis doivent être construits de plus en plus courts vers l'extrémité aval et ils doivent être munis de **musoirs en forme de L** qui pointent vers l'aval, afin d'encourager la diffraction et par conséquent l'accrétion en aval. Si les plages entre les épis sont rechargées artificiellement dès le départ, le potentiel d'érosion à l'aval sera réduit dès l'origine et il est recommandé de procéder à une surveillance pour étudier la tendance à long terme du transit potentiel.

Les pertes au large sont des éléments très importants; là encore une modélisation peut aider le maître d'œuvre à évaluer les pertes possibles, en particulier au cours des tempêtes.

### Brise-lames

Les brise-lames ont été utilisés avec un succès maximal sur les côtes où le marnage est négligeable ou faible. Ils présentent également de multiples intérêts par rapport aux épis, lorsqu'ils sont appliqués à de larges plages de sable fin pour lesquelles le transport sédimentaire se fait principalement dans le profil de la plage, c'est-à-dire de la côte vers le large et vice-versa.

Deux éléments contribuent au transport sédimentaire :

- le transport dû au déferlement de la houle à l'oblique du trait de côte ;
- le transport par des courants qui découlent des différences de hauteurs de houle.

Dans le cas d'un brise-lames, la différence de hauteurs de houle crée un courant à l'arrière de l'ouvrage, quelle que soit la direction de la houle incidente. Ce courant, associé à des hauteurs de houle réduites, entraîne le dépôt de matériau derrière le brise-lames.

En l'absence d'autres influences, les sédiments seront transportés à l'arrière de l'ouvrage et formeront un **tombolo** ou un **salient**, comme cela est illustré aux Figures 6.45 et 6.51. Selon les dimensions de l'ouvrage et sa distance au large par rapport à la longueur d'onde de la houle incidente (et l'intervalle entre ouvrages voisins s'il y en a plus d'un), un tombolo peut se rattacher (ou pas) à l'ouvrage.

Il peut être intéressant ou non de créer un tombolo derrière l'ouvrage. Le choix se fait au cas par cas :

- le transport longitudinal de sédiments est nécessaire pour éviter l'érosion en aval – la création d'un tombolo n'est pas conseillée ;
- une grande plage d'agrément est nécessaire derrière les brise-lames - si cela est le cas, les tombolos peuvent se former ;
- le littoral nécessite une protection - si cela est le cas, les tombolos peuvent se former.

Fleming et Hamer (2001) ont étudié la mise en place de brise-lames le long d'un littoral soumis à l'érosion et évoquent les multiples éléments mentionnés ci-dessus. Leurs travaux analysent les méthodes de conception traditionnelles et les comparent avec la performance réelle du dispositif en service. Leurs principales conclusions sont les suivantes :

- si l'on ne souhaite pas que le système de brise-lames ait un impact majeur sur le transport longitudinal de sédiments, il doit être situé au large des zones littorales qui peuvent constituer des voies de transport de sédiments principales ;
- les tombolos seront plus intrusifs que les salients pour le transit littoral, mais ils offrent souvent une meilleure protection en cas de forte tempête et permettent d'établir des zones de loisir plus grandes ;
- les dimensionnements doivent être déterminés à partir de modélisations numérique et physique détaillées. Les recommandations disponibles ne sont généralement appropriées que pour le dimensionnement préliminaire et les études de faisabilité.

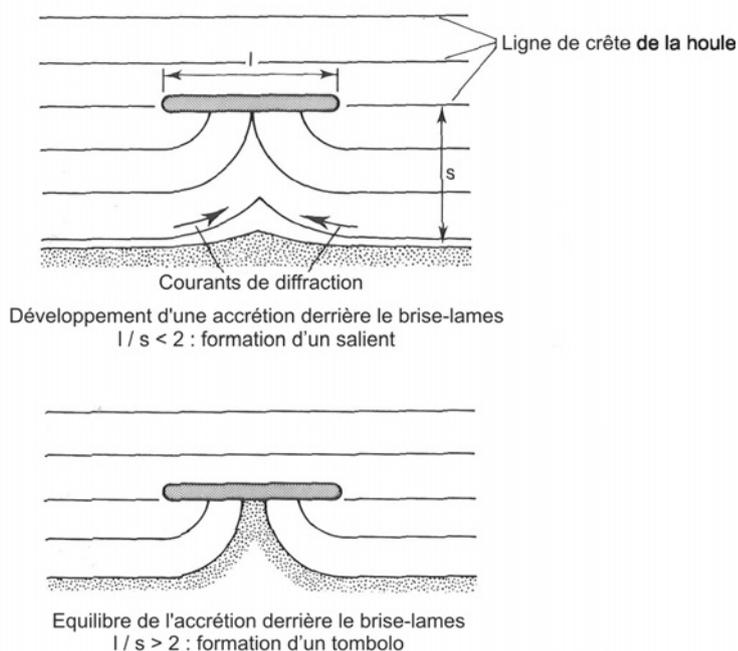
Si le brise-lames est positionné de telle manière qu'un tombolo peut se former, il faut tenir compte des problématiques de sécurité du public mentionnées à la Section 6.3.2.1 puisque le public aura accès sans restriction à l'ouvrage.

Un brise-lames doit être situé approximativement au début de la zone de déferlement. Il pourra ainsi influencer la moitié intérieure de la zone active du littoral. En règle générale, il doit être situé à au moins trois longueurs d'onde de la houle du trait de côte, sur la base d'une longueur d'onde calculée à un point situé à environ une longueur d'onde de la ligne de déferlement. La longueur et l'espacement des brise-lames dépendent de la forme requise pour la plage. La formation de tombolos peut présenter un intérêt si l'on souhaite obtenir une plage de poche, auquel cas il est possible de les associer à des seuils. Dans d'autres cas, il peut être souhaitable que le profil de la plage subisse moins de modifications et qu'il y ait moins d'interruptions du transport longitudinal, auquel cas la longueur des brise-lames sera à peu près égale à leur distance par rapport à la côte.

L'espacement entre les brise-lames dépend de la réduction nécessaire de l'énergie de la houle à la côte, pour protéger le littoral ou éviter la perte de sédiment. Cette diminution de l'énergie est influencée non seulement par l'espacement (ou par la taille des ouvertures), mais également par la hauteur de la crête des brise-lames. Ainsi, les brise-lames à la crête élevée limiteront de manière considérable l'action de la houle derrière l'ouvrage, ce qui peut encourager la formation de tombolos du fait de la diminution de l'énergie - en supposant que le transit littoral soit peu important. Le lecteur est invité à se reporter au *Beach Management Manual* (Simm *et al.*, 1996), où il trouvera des recommandations pour la définition du tracé des brise-lames utilisés pour la stabilisation des plages.

Les brise-lames ne doivent pas nécessairement être parallèles au trait de côte, en particulier si la houle n'a qu'une seule direction prédominante ou si la répartition des directions de la houle est limitée. Dans ce dernier cas, il peut parfois être approprié de placer les brise-lames parallèlement aux crêtes de la houle, sous réserve que les considérations pratiques (p. ex. construction et coût) le permettent.

S'il existe un courant parallèle à la côte qui passe entre le brise-lames et la plage, il est susceptible d'annuler l'effet du courant induit par la houle et d'entraîner au loin les sédiments se trouvant derrière l'ouvrage. Ce phénomène peut être réduit ou éliminé en établissant une connexion entre le brise-lames et la plage à l'aide soit d'une chaussée soit d'un ouvrage-récif immergé. Dans de nombreux cas, ce dernier peut être construit dans le cadre des travaux temporaires qui servent à faciliter la construction, les coûts supplémentaires sont donc relativement faibles. Ce type de système conduit à envisager une variante en épis en Y, en L ou en T.



**Figure 6.51**  
Brise-lames, formation de tombolos et de saillies

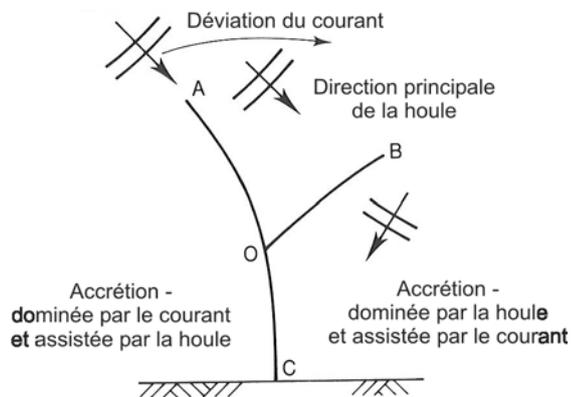
## Épi en Y

Le concept des épis en Y consiste à associer les effets bénéfiques des épis, des brise-lames et des tombolos et de réduire les influences indésirables de ces ouvrages pris individuellement. L'épi en Y, tel que celui qui est représenté à la Figure 6.52 est une évolution particulière du concept de cap artificiel (Fleming, 1990). La différence fondamentale entre un épi et un cap artificiel est que ce dernier est un ouvrage plus massif, conçu pour éliminer les problèmes d'érosion à l'aval et pour encourager la formation des plages. Si ces ouvrages peuvent prendre plusieurs formes différentes, leur géométrie est telle que, à l'instar des brise-lames, ils utilisent la diffraction de la houle pour contenir la plage à l'arrière de l'ouvrage.



**Figure 6.52** Épi en Y, Llanelli, Royaume-Uni

La Figure 6.53 présente la forme en plan de base d'un épi en Y. Les bras de l'épi OA et OB servent à dissiper l'énergie de la houle tandis que le bras AOC intercepte le transport longitudinal. Ainsi, la plage en amont est formée par les processus d'accrétion normaux associés à un épi, tandis que la plage en aval est formée par les processus d'accrétion associés à un brise-lames. Il convient de prendre garde au fait que, souvent, les sédiments qui s'accumulent en arrière sont constitués de particules fines et peuvent former une plage meuble dans laquelle le public risque de s'enfoncer.



**Figure 6.53**  
Orientation des bras d'un épi en Y

Le bras AC, qui sert à intercepter et dévier les courants au large, les courants littoraux et les courants de marée afin de minimiser l'érosion de la plage, est incurvé de telle sorte que l'alignement axial en A est perpendiculaire à la ligne d'écoulement des courants littoraux et des courants de marée déviés. L'alignement axial en C est généralement perpendiculaire au trait de côte. La courbure de COA est conçue pour minimiser les effets de la réflexion de la houle sur le côté concave

de l'épi - ainsi que l'affouillement qui en résulte. Avec ses talus faiblement inclinés et sa structure poreuse, le bras OA encourage également la houle de tempête à se diffracter sur l'ouvrage et à projeter du sable dans l'angle situé entre COA et le trait de côte. L'orientation du bras OB est à peu près parallèle aux crêtes de la houle extrême de tempête. En plan, il se trouve suffisamment à proximité de la côte par rapport à A pour permettre à la houle de se transformer en dehors du champ des courants. La longueur de OB dépend partiellement de la longueur de OC, mais elle est avant tout déterminée par la nécessité d'obtenir les effets de diffraction de la houle souhaités.

Les dimensions générales de l'épi sont donc interdépendantes et dépendent également de la hauteur, de la direction et de la période de la houle, du marnage, de la morphologie de la plage et de l'étendue de l'influence requise. La distance de A au large dépend de la longueur de côte que l'épi doit influencer, mais elle doit être supérieure à trois longueurs d'onde locales et inférieure à la moitié de la largeur de la zone active du littoral.

Les larges musoirs à talus faiblement inclinés qui se trouvent en A et B ont deux fonctions :

1. Améliorer l'efficacité de l'ouvrage à diffracter la houle, ce qui réduit l'énergie de la houle et contribue à l'accrétion naturelle de la plage.
2. Fournir une transition entre le fond de la mer et le bras de l'épi, ce qui réduit la tendance à la réflexion de la houle et contribue à empêcher l'affouillement du fond de la mer dû aux courants de marée.

Un épi en Y peut influencer la plage de plusieurs façons. L'inclinaison de la plage se raidit habituellement un peu à cause de la diminution des courants due à l'épi. La plage peut former une baie crénelée si la houle prédominante est oblique à la plage. Toutefois, la plupart du temps, les conditions de houle sont multidirectionnelles, ce qui donne lieu à des géométries plus complexes. Si le marnage est important et que le climat de la houle varie, le tracé et la pente de la plage changeront constamment.

Le dimensionnement des musoirs est similaire à celui des musoirs de digues, couvert aux Sections 5.2.2.13 et 6.1.4.1.

### Épis en L et en T

Les épis en L et en T ont été largement adoptés dans les zones à faible marnage, comme en Méditerranée, dans le but de créer des plages de poche de sable. La conception de ces ouvrages est décrite de manière détaillée par un ensemble d'équations de dimensionnement mises au point par Berenguer et Enriquez (1989).

La seule différence avec une plage de poche créée par des brise-lames est que le lien terrestre est fourni à l'avance, ce qui réduit la quantité initiale de rechargement en sable nécessaire pour créer la plage.

### Seuil ou digue immergée

Parfois associés à des épis en L et en T, les seuils peuvent être adoptés dans des zones à faible marnage dans le but de retenir une plage légèrement inclinée appelée plage suspendue. Dean (1987 et 1988) propose une méthode de conception de plage pour les seuils en enrochement naturel qui doit être associée, le cas échéant, aux équations de dimensionnement de Berenguer et Enriquez (1989), également données par Simm *et al.* (1996). La stabilité de l'enrochement et les talus latéraux seront identiques à ceux des digues ; toutefois la stabilité sera fortement influencée par la hauteur de la crête, elle-même déterminée par le niveau de la plage à retenir.

## 6.3.3 Géométrie des sections transversales

### 6.3.3.1 Considérations générales

Une fois le type d'ouvrage de défense contre la mer et son tracé en plan choisis, l'étape suivante consiste à déterminer la géométrie de la section de l'ouvrage. Elle peut être plus ou moins constante sur la longueur de l'ouvrage ou varier en dimensions et en matériaux.

Tout comme le type et le tracé, la section sera déterminée par plusieurs exigences fonctionnelles, par les conditions aux limites physiques et imposées par la politique d'aménagement, par les considérations liées aux loisirs et à l'environnement (voir la Section 2.5), par la disponibilité des matériaux (voir le Chapitre 3), par les problématiques de construction (voir le Chapitre 9) et de maintenance (voir le Chapitre 10). Le maître d'œuvre doit se familiariser avec les Chapitres 3, 9 et 10 avant de sélectionner le type d'ouvrage, dans la mesure où la compréhension des éléments analysés dans ces chapitres est essentielle à la réussite de la mise en œuvre d'un projet ou d'un ouvrage en particulier.

Si tous ces aspects laissent encore la porte ouverte à l'étude de variantes, la sélection définitive sera faite sur la base des coûts, en tenant compte des bénéfices finaux. Il peut y avoir assez de marge de manœuvre pour s'écarter des recommandations de conception classique, par exemple en acceptant une maintenance plus élevée sur la durée de vie de l'ouvrage en contre parti de l'utilisation de blocs d'enrochement plus petits, disponibles localement. Ce type de décision ne convient que si l'éventuelle rupture de l'ouvrage n'est ni subite ni catastrophique et si le maître d'ouvrage est conscient des décisions de conception qui ont été prises.

Cette section analyse certains des facteurs clés qui doivent être pris en compte au cours du dimensionnement des sections. Elle étudie également le dimensionnement et la sélection des carapaces et des sous-couches, que l'on peut appliquer à tous les ouvrages côtiers. Les détails de l'ouvrage, y compris la crête, le pied et les transitions pour chacune des configurations d'ouvrage côtier abordées dans ce chapitre, sont présentés à la Section 6.3.4. Le cas échéant, référence est faite aux recommandations concernant les digues à talus énoncées à la Section 6.1, autant que cela présente un intérêt pour les ouvrages côtiers.

Les dimensionnements hydraulique et géotechnique de l'ouvrage doivent être effectués à l'aide des outils présentés au Chapitre 5, en tenant compte des modes de rupture potentiels (voir la Section 2.3.1). Lorsque cela est possible, les dimensionnements détaillés doivent être vérifiés à l'aide d'un modèle physique (voir le Chapitre 5.3.1). Dans le cas des ouvrages dynamiquement stables, cette mesure est souvent considérée comme essentielle. Il est également possible de traduire les incertitudes dans les conditions aux limites/les formules de dimensionnement en coefficients de sécurité accrus (p. ex. dans le cas d'épis de petite taille). Pour les ouvrages de grande taille, les essais sur modèles représentent une solution économique qui permettra d'optimiser la conception.

La mise au point de la coupe des ouvrages de protection du littoral dépend de plusieurs facteurs et choix, énumérés ci-dessous :

- l'enrochement sera-t-il statiquement ou dynamiquement stable ?
- si l'enrochement doit être statiquement stable, quel est le coefficient de sécurité requis ?
- quelle est la durabilité/la durée de vie requise de l'enrochement ?
- quelle est la disponibilité des différents matériaux et systèmes de matériaux ?
- quels sont les modes de rupture potentiels, étant donné les conditions propres au site ?

On peut adopter des carapaces dynamiquement stables si l'on dispose de blocs d'enrochement naturel de durabilité adéquate et si les exigences de maintenance sont réalisables, en termes d'accès et d'approvisionnement en matériaux nécessaires. La situation la plus propice à l'adoption d'un ouvrage dynamiquement stable pour la protection d'un rivage est celle des brise-lames, pour lesquelles on peut opter pour un seuil ou une structure de type récif (voir la Section 5.2.2.6, dans laquelle les réponses structurelles de ces ouvrages sont analysées).

Si l'on opte pour des carapaces statiquement stables, il faut choisir entre l'enrochement naturel et d'autres dispositifs d'amélioration de la stabilité tels que les enrochements liés, les enrochements artificiels ou les gabions décrits aux Sections 3.12, 3.14 et 3.15.

Les modes de rupture potentiels de ces dispositifs alternatifs ont été résumés par Pilarczyk (1990) et le maître d'œuvre devra en tenir compte dans son dimensionnement. Les autres aspects à prendre en considération dans le choix de ces alternatives à l'enrochement naturel sont : l'adéquation par rapport à l'environnement, le coût et les problématiques de construction et de maintenance. Cette section s'intéresse exclusivement aux options en enrochement naturel. Dans le cas où d'autres matériaux seraient utilisés, des références seront faites aux Sections 3.13, 3.16 et 5.2.2.7 et au Chapitre 9 ainsi qu'à d'autres documents. L'utilisation d'enrochement artificiel dans la construction des digues à talus est abordée à la Section 6.1.

La compréhension des modes de rupture est nécessaire pour garantir que le dimensionnement permettra d'empêcher ou de minimiser le risque de rupture. Les principaux modes de rupture sont abordés à la Section 2.3.1. Les ruptures des ouvrages en enrochement sont presque toujours dues à l'une des raisons suivantes :

1. Sous-dimensionnement des enrochements (voir les Sections 5.2.2, 5.2.3 et 5.2.4).
2. Sous-estimation du climat de la houle (voir la Section 4.2.4).
3. Dispositions constructives incorrectes pour le pied, les éléments de transition et la crête (voir la Section 6.3.4).
4. Compréhension insuffisante des implications du franchissement de l'ouvrage (voir les Sections 5.1.1.3, 5.2.2.12, 6.1.4.1 et 6.3.3.3).
5. Techniques de construction et de placement inappropriées (voir la Section 9.8).
6. Affouillement au niveau du pied, qui est peut-être la cause de rupture la plus fréquente (voir la Section 5.2.2.9).
7. Manque de compréhension des aspects géotechniques, en particulier les grands glissements (voir les Sections 6.1.3 et 5.4.3).

Les éléments qui affectent la section d'un ouvrage sont étudiés dans les sections suivantes.

### **6.3.3.2 Conditions aux limites physiques**

Le Chapitre 4 donne la définition des conditions aux limites hydrauliques et géotechniques en termes de vents, de houle, de hauteurs d'eau, de marées et de courants, de processus de sédimentation côtière, d'état des sols et d'activité sismique. De plus, la définition et l'importance de l'exposition du site concerné doivent être notées avec soin dans le dimensionnement de la section. Le maître d'œuvre doit être conscient du fait que les ouvrages de protection du littoral sont généralement construits en eau peu profonde et que, par conséquent, à un moment du cycle des marées, ils seront situés dans la zone de déferlement et soumis à des déferlantes. Pour cette raison, ces ouvrages se trouvent également en général dans la zone de plus forte activité sédimentaire. Le marnage et le calendrier des basses mers peuvent aussi être des facteurs déterminants pour la planification de la construction (voir le Chapitre 9) et de la maintenance (voir le Chapitre 10).

La forme de la section transversale peut également être influencée par d'éventuels ouvrages existant le long de la côte. Ceci est particulièrement vrai lorsque l'on procède à la réhabilitation de murs de haut de plage existants à l'aide d'enrochement. Il est souvent rentable non seulement de protéger l'ancien ouvrage, mais également de l'intégrer dans le concept d'ensemble.

### **6.3.3.3 Franchissement**

Pour la majorité des ouvrages côtiers, la quantification du franchissement, c'est-à-dire du débit d'eau passant par-dessus la crête, définit la hauteur de crête requise. Il est habituel, de nos jours, de concevoir un ouvrage pour ce paramètre plutôt que pour le run-up, qui ne quantifie pas le débit par-dessus un ouvrage.

La pratique usuelle consiste à concevoir un ouvrage pour protéger la côte au moins des conditions qui endommageraient l'ouvrage lui-même, bien que, selon l'utilisation ou l'exploitation qui est faite des terres à l'arrière, il puisse être nécessaire de définir des standards plus élevés pour des raisons de sécurité ou pour éviter que des biens ne soient endommagés. Il est également intéressant de noter que les débits tolérables, bien qu'ils semblent peu élevés, peuvent se traduire par une invasion considérable de la mer, auquel cas la profondeur/la durée de cette invasion pourrait être le facteur de contrôle. Il est donc important d'établir avec précision les critères de dimensionnement. La Figure 6.54 montre le franchissement d'un mur de haut de plage.



**Figure 6.54** *Franchissement d'un mur de haut de plage. Noter la présence de piétons et la proximité de petits bâtiments*

Dans de nombreux pays, des bâtiments et des infrastructures se trouvent derrière les ouvrages de défense contre la mer qui ne pourront pas résister à un franchissement important. Chaque site doit donc être évalué en ce qui concerne la capacité des infrastructures à résister à une éventuelle action de la houle mais aussi à évacuer l'eau qui franchit l'ouvrage. Si les installations d'assainissement ne sont pas capables de récolter l'eau franchissante et de l'évacuer rapidement, il y aura une inondation. La Figure 6.55 ci-dessous montre un site aux Caraïbes où le franchissement du revêtement pourrait endommager les propriétés voisines.



**Figure 6.55** *Exemple typique d'un site où le franchissement pourrait endommager les infrastructures locales*

Les débits admissibles à la fois calculés et prédéterminés sont souvent exprimés sous forme de débits moyens (litres/s/m parcouru ou m<sup>3</sup>/s/m) qui peuvent paraître très faibles. Le débit réel, en revanche, est aléatoire et peut survenir au cours d'un petit nombre d'événements de forte houle. On cite également les débits admissibles maximums par vague, en particulier dans le cadre de la sécurité sur la crête d'un ouvrage.

Dans le cas d'un dommage structurel, une seule grosse vague franchissante peut avoir des effets bien plus dévastateurs que le débit franchissant moyen sur toute la durée d'une tempête.

La Section 5.1.1.3 décrit les méthodes de calcul du franchissement. Le Tableau 5.4 présente des informations récemment mises à jour sur les débits franchissants critiques et les volumes maximums critiques associés à chaque vague.

### Sécurité

Il ne faut pas négliger la sécurité en cas de franchissement. Il faut tout particulièrement évaluer les dommages causés à d'autres ouvrages derrière la ligne de protection côtière (p. ex. bâtiments) et la sécurité du public et des véhicules sur la crête d'un ouvrage, sur une promenade ou une route située immédiatement à l'arrière de l'ouvrage. Néanmoins, si l'on conçoit l'ouvrage en tenant compte de tous ces critères, on aboutit à des ouvrages extrêmement larges. Par conséquent, on ne conçoit un ouvrage pour qu'il remplisse ces conditions que dans des circonstances exceptionnelles, par exemple s'il y a une autoroute située directement derrière un mur chasse-mer, ou selon un principe de durée d'indisponibilité qui ne permet aux conditions d'être dépassées qu'un certain nombre de fois dans l'année. Dans la plupart des cas, il sera moins cher de s'engager à mettre un avertissement ou à restreindre l'accès que de construire un ouvrage de défense de grande dimension. Le Tableau 5.4 donne des informations sur les débits franchissants critiques en rapport avec les questions de sécurité et signale les débits qui présentent un risque pour le public.

### Domage structurel

Les ouvrages sont normalement conçus pour qu'il n'y ait pas dépassement d'un débit franchissant critique dans des conditions extrêmes données, afin d'éviter les dommages structurels. Les valeurs critiques de débit varient selon la forme et le type de l'ouvrage et selon le degré de protection dont il bénéficie. Il convient également de noter la définition de protégé et non protégé : *protégé* renvoie à un revêtement/pavement en béton et *non protégé* renvoie à un sol, à de l'herbe ou à de l'argile compacté(e). Dans certains endroits, la probabilité de dommage structurel est plus élevée que dans d'autres. Ainsi un bâtiment en briques résistera mieux à l'impact de la houle qu'une construction en bois.

Le Tableau 5.4 donne des informations sur les débits franchissants critiques par rapport au dommage structurel.

Pour les ouvrages côtiers, ces débits critiques ne sont souvent applicables qu'à la houle de tempête qui n'est que de quelques mètres et ne se maintient que pendant quelques heures, par exemple lors de la pleine mer - dans la majorité des cas. Toutefois selon Goda (2000) le débit critique doit être abaissé pour des ouvrages exposés et pouvant être soumis à l'attaque de grandes vagues, ou pour des ouvrages soumis à l'action d'une houle de tempête pendant plusieurs heures. Ces éléments doivent être pris en considération lors du dimensionnement dans ce type de circonstances.

### Invasion marine

Si le débit franchissant de dimensionnement peut ne pas présenter de problème pour la stabilité structurelle, il peut quand même occasionner une invasion excessive de la mer. Par exemple, la conception d'un ouvrage de revêtement en enrochement peut être résistant sur le plan structurel mais, si l'ouvrage est franchi, la zone derrière le revêtement peut être inondée par des débits bien supérieurs à la capacité du réseau d'assainissement.

Les débits admissibles peuvent être calculés sur la base de la capacité du réseau d'assainissement connue ou à partir de la détermination de la surface inondée et de la limitation de la hauteur d'eau admissible, le tout converti en un volume **total** admissible par mètre linéaire d'ouvrage. Dans ce dernier cas, le débit réel serait également exprimé sous la forme d'un volume total, plutôt que sous la forme d'un débit moyen, en calculant les volumes incrémentaux avec la variation du niveau d'eau pendant la marée montante.

Dans certains pays, il peut exister une législation fixant une limite de débits admissibles, dont il convient de s'informer et qui doit être prise en considération dès la phase de planification d'un projet, car cette législation peut imposer les hauteurs de crête des ouvrages de protection du littoral.

#### 6.3.3.4 Conception du talus

La plupart des ouvrages étudiés dans cette section et dimensionnés à l'aide des méthodes exposées à la Section 5.2.2 sont statiquement stables. Bien qu'ils ne soient pas rigides et qu'ils aient le potentiel d'ajuster leur profil ou de se tasser pour se mettre en place, leur conception repose sur un dommage zéro - ou mineur - dans les conditions de dimensionnement où la masse des blocs d'enrochement est suffisamment importante pour résister aux forces de la houle prévues. Au contraire, pour les ouvrages dynamiquement stables, l'évolution du profil pendant la période de service de l'ouvrage est acceptable et elle fait partie du dimensionnement. Les exemples classiques en sont les talus avec revêtement en rip-rap et les digues à berme.

Les ouvrages dynamiquement stables sont étudiés en relation avec les digues à berme aux Sections 6.1.6 et 5.2.2.6. Le principe d'un ouvrage dynamiquement stable est que les matériaux peuvent se déplacer jusqu'à ce qu'un profil d'équilibre soit atteint, de manière très semblable à la réponse d'une plage à l'action de la houle, bien que dans une moindre mesure. L'un des avantages de cette approche est que l'on peut utiliser des matériaux de blocométrie bien plus étalée (et potentiellement des tailles de blocs plus petites). Il est moins nécessaire de placer les blocs de manière individuelle, ce qui en fait un bon choix pour les ouvrages en eau profonde bien que, du fait de cette mobilité, il faille une quantité bien plus importante de matériaux. Les principaux éléments à prendre en compte dans le dimensionnement sont l'étendue de la mobilité des matériaux et la nécessité de garantir une épaisseur de protection minimale en tous points afin que le matériau sous-jacent ne soit pas exposé.

Pour concevoir des talus en enrochement destinés à la protection des côtes, il faut tenir compte d'un certain nombre de facteurs, étant données les conditions hydrauliques évaluées selon la Section 4.2:

1. Talus requis pour la stabilité hydraulique de la carapace (voir la Section 5.2.2.2).
2. Talus, hauteur de crête et largeur de(s) berme(s) requis pour limiter le run-up/le franchissement à des valeurs acceptables (Sections 5.1.1.2 et 5.1.1.3, avec les débits franchissants admissibles donnés au Tableau 5.4).
3. Talus requis pour que les réflexions - et donc l'affouillement potentiel - soient limitées.
4. Talus, hauteur de crête et largeur de(s) berme(s) requis pour garantir une stabilité adéquate contre la rupture géotechnique au grand glissement (voir les Sections 4.3.2 et 5.4.3).
5. Considérations économiques sur le volume total de matériau (qui augmente avec des talus en pente plus douce et des crêtes plus élevées) et la taille des enrochements (qui diminue avec l'adoucissement des talus, bien que les quantités augmentent).

Le maître d'œuvre doit également se rappeler que plus les talus sont raides, plus la taille de l'enrochement augmente, ce qui peut avoir un impact sur les méthodes de construction et de maintenance, sur les besoins en équipement et par conséquent sur les coûts.

### 6.3.3.5 Carapace

La Section 5.2 présente les formules de calcul de la stabilité de l'enrochement. Les équations correspondantes dépendront du type d'ouvrage conçu. Les sections correspondantes sont les suivantes :

- carapaces en enrochement naturel - Section 5.2.2.2;
- carapaces en enrochement artificiel - Section 5.2.2.3;
- ouvrages à crête abaissée (ou immergés) - Section 5.2.2.4;
- ouvrages reprofilables et digues à berme - Section 5.2.2.6;
- talus en escaliers et talus mixtes - Section 5.2.2.8.

L'équation appropriée doit être choisie en tenant compte de son domaine de validité ainsi que de tout autre facteur, par exemple la hauteur d'eau et le type de houle qui atteint l'ouvrage (déferlement plongeant ou frontal), pertinent pour les méthodes de calcul énoncées à la Section 5.2.2.2.

Sauf mention contraire, l'apparition des effets du déferlement/de l'eau peu profonde doit être établie et la hauteur de la houle locale au niveau du pied de l'ouvrage doit être utilisée dans les formules de dimensionnement. Les ouvrages en enrochement naturel en simple couche ne sont généralement pas recommandés, et ce pour deux raisons. En premier lieu, une simple couche se comportera différemment d'une double couche, avec une imbrication réduite, une réflectivité interne plus importante, une moindre dissipation de l'énergie de la houle et par conséquent une stabilité réduite. Cela rend difficile le calcul de la taille de l'enrochement, étant donné que les formules sont établies à partir d'essais sur modèles réalisés sur des enrochements naturels en double couche. En second lieu, les caractéristiques de filtration disparaissent, à cause de grands vides potentiels entre les blocs. Il peut être possible de former une simple couche avec une réduction progressive de la taille des blocs des couches secondaires (c.-à-d. des enrochements légèrement plus petits), bien que de telles propositions requièrent des essais sur modèles physiques pour mettre au point un dimensionnement convenable. L'usage consiste à construire une double couche d'enrochement naturel, avec une épaisseur équivalente à  $2k_t D_{n50}$ , voir la Section 6.3.3.7.

### 6.3.3.6 Sous-couches et filtres

Traditionnellement, les digues et les revêtements reposent sur des sous-couches ou des couches-filtres classées par masse, relativement à la masse de la carapace. En général, elles sont régies par des règles de filtre qui permettent d'éviter la migration des matériaux des sous-couches à travers la carapace. Même si la masse des blocs est importante pour la stabilité de l'enrochement, leur taille peut être plus importante que leur masse dans de nombreuses applications. Il est désormais habituel d'avoir recours à des règles de filtre basées sur la taille des blocs, bien que la masse joue encore un rôle dans la détermination des sous-couches principales, en particulier en cas d'utilisation de blocs d'enrochement artificiel. Les règles de filtre sont présentées à la Section 5.4.3.6. La Section 5.2.2.10 évoque également les sous-couches.

Les filtres sont mis en place pour différentes raisons : pour éviter le lessivage des matériaux plus fins, pour permettre un drainage, pour protéger les sous-couches de l'érosion due aux écoulements et pour niveler une couche de base irrégulière.

Les sous-couches, les noyaux et les filtres sont habituellement constitués de matériaux granulaires, en règle générale de la roche de carrière. Les galets peuvent occasionnellement servir de filtre, bien qu'il faille prendre garde à la diminution potentielle de la stabilité interne de ce type de matériau à cause de sa forme plus arrondie. La stabilité géotechnique peut être un problème dans certaines situations. Les Sections 4.4 et 5.4 de ce guide décrivent les éléments liés à la stabilité interne, leur importance et leur prise en compte au cours du dimensionnement. Dans de nombreux cas, l'application des méthodes décrites à la Section 5.4 conviendra et il ne sera pas nécessaire de procéder à une analyse détaillée des mécanismes de rupture interne. Néanmoins, une évaluation rigoureuse des problèmes géotechniques potentiels et des exigences de dimensionnement est recommandée pour justifier le projet.

Une sous-couche relativement grande donne une surface irrégulière, ce qui renforce l'imbrication entre la carapace et la sous-couche. Grâce à cela, l'ouvrage est plus perméable, ce qui améliore la dissipation de la houle et la stabilité de l'ouvrage.

Dans un revêtement, la sous-couche peut également servir de filtre, placée sur des matériaux fins tels que de l'argile ou du sable, avec ou sans mise en place d'un géotextile. Il est important que les petites particules situées sous le filtre ne soient pas lessivées à travers cette couche et que le filtre/la sous-couche lui/elle-même ne soit pas non plus emporté(e) à travers la carapace. Pour ces raisons, les couches internes doivent être convenablement dimensionnées pour être adaptées à la taille des matériaux placés au-dessus et au-dessous. Pour cela, on peut mettre au point un système multi-couches, ou il peut être préférable d'intégrer un géotextile, en particulier lorsque la construction a lieu à sec.

Si le revêtement doit être construit sous l'eau, il faut porter une attention particulière au géotextile car ce dernier flottera pendant son installation et rendra la construction difficile. Le géotextile peut être lesté à l'aide de blocs ou de barres de fer. Il est également possible d'utiliser des matelas mixtes. La question des géotextiles est approfondie aux Sections 3.16, 5.4.3.6 et 9.7.1.

Une autre approche peut consister à intégrer une couche à granulométrie très étalée et d'épaisseur suffisante, qui sera partiellement sacrifiée (c.-à-d. qui subira des pertes à travers la carapace). Cette approche entraînera cependant un tassement des enrochements et ne convient donc qu'aux talus en rip-rap pour lesquels une certaine déformation est acceptable. Pour évaluer ce type de filtres à granulométrie étalée, une méthode consiste à vérifier les courbes limites supérieure et inférieure de la granulométrie. Le concepteur est invité à se référer à la Section 3.4.3 pour obtenir des indications sur les granulométries et leur caractérisation dans le cadre du dimensionnement.

La carapace et la sous-couche doivent également être convenablement adaptées à la perméabilité sous-jacente/à la taille des interstices du matériau à protéger (voir les règles de filtre abordées à la Section 5.4.3.6), avec des transitions de perméabilité/taille des interstices en utilisant des couches-filtres et des géotextiles.

### Géotextiles

Les géotextiles peuvent constituer une alternative aux sous-couches et présenter un intérêt pour le dimensionnement de la butée de pied (voir la Section 6.3.4.1 pour une analyse plus détaillée des butées de pied). L'utilisation des géotextiles requiert des précautions, afin de garantir qu'ils sont suffisamment solides pour résister aux charges de construction, car ces dernières peuvent souvent être les plus critiques. Le géotextile doit présenter une résistance suffisante aux perforations afin d'éviter les dommages. Il est habituellement préférable de placer une couche de matériaux granulaires plus petits sur le géotextile pour éviter qu'il ne soit abîmé au cours de la construction. La Section 3.16 traite des géotextiles de manière plus approfondie et propose des recommandations quant à leurs caractéristiques techniques. La Section 9.7.1 analyse davantage la construction avec géotextile. Les principaux avantages et inconvénients de l'utilisation des géotextiles dans les ouvrages côtiers sont résumés ci-dessous.

Avantages :

- le géotextile remplace les sous-couches et permet de réduire les coûts des matériaux, de leur transport et de leur placement. Dans certains cas, le transport de petits enrochements peut être quasiment impossible, par exemple en eau peu profonde à marées au pied des falaises, où les barges ne peuvent pas manœuvrer suffisamment près pour déverser les matériaux. Ceci n'est pas un problème pour les gros blocs d'enrochement qui peuvent être échoués sur l'estran puis mis en place par les pelles ;
- il minimise la quantité de matériau « perdu » au niveau de la butée de pied où les blocs s'enfoncent dans un sous-sol mou ;
- grâce à ses propriétés couvrantes, il réduit le tassement différentiel et facilite ainsi la maintenance à long terme d'un revêtement ou d'une digue ;

- il peut servir à établir un  *pied suspendu*  sur les longs remblais en pente douce où les limons alluviaux mous empêchent l'établissement d'une résistance passive pour la mise en place d'une fondation pour la construction du reste du revêtement. Des géotextiles et treillis de renforcement peuvent être transformés en sacs ou en gabions et *suspendus* par une tranchée d'ancre situé plus haut ou au sommet du remblai.

Inconvénients :

- en eau trouble et turbulente, il peut être impossible de placer les géotextiles à plat sur le profil incliné, en position et en se chevauchant. S'il existe plusieurs techniques de mise en place satisfaisantes, il y a des limites au placement des géotextiles dans des environnements exposés à la houle ou en présence de forts courants. Certaines de ces techniques sont étudiées à la Section 9.7.1. L'utilisation d'un cadre pour déposer le géotextile sous l'eau est illustrée à la Figure 6.56;
- un géotextile mal positionné et qui n'a pas été convenablement recouvert peut voir certains de ses pans exposés, qui peuvent obstruer les hélices des bateaux et présenter un danger pour la navigation. S'il est impossible de marquer le bord des géotextiles avec une précision raisonnable pour vérifier qu'ils se chevauchent convenablement, il vaut mieux éviter d'en utiliser ;
- bien que les géotextiles aient une vaste gamme de perméabilités, ils ne doivent pas être utilisés lorsque le noyau du remblai est constitué de galets ou de gros cailloux. Il est important de ne pas placer un géotextile sur un matériau de noyau fortement perméable sous la carapace du revêtement. En cas d'attaque de la houle et de forts courants, la pression de l'eau sous-jacente causera une sous-pression sur le géotextile qui pourra alors se déchirer - avec perte importante de matériau, déplacement voire disparition des enrochements ;
- lorsque des affleurements rocheux sous l'eau sont présents, le placement des enrochements sur le géotextile occasionnera d'inévitables dommages au géotextile, en créant des trous, ce qui entraînera la perte des particules fines des zones voisines. Dans le cas d'une mise en place à sec à proximité d'affleurements, les géotextiles peuvent être configurés pour s'y adapter, avec beaucoup de soin et un ancrage convenable.



**Figure 6.56** Mise en place d'un géotextile à l'aide d'un cadre (source : HR Wallingford)

### 6.3.3.7 Épaisseur des couches

En règle générale, l'épaisseur d'une couche en enrochement naturel est d'au moins deux blocs, calculée selon la formule  $2k_t D_{n50}$ , où  $k_t$  est le coefficient d'épaisseur de couche qui dépend de la forme du bloc, du type de pose. Le filtre ou les sous-couches peuvent exiger une épaisseur considérablement plus importante pour être efficace et utile. Les couches comportant moins de deux blocs peuvent devenir instables à cause des pressions internes de la houle et du manque d'imbrication.

La Section 3.5.1 présente les coefficients d'épaisseur,  $k_r$ , caractéristiques et les porosités de couche correspondantes,  $n_p$ . Ils sont issus des essais *in situ* et des essais en laboratoire portant sur les épaisseurs de couches qu'il est possible d'atteindre dans la pratique pour différentes formes de blocs, différents types de pose et donc différentes porosités. La Section 5.2.2.2 donne des informations sur l'influence de ces facteurs sur la stabilité hydraulique. Pour définir une épaisseur de couche réaliste, il faut intégrer les méthodes de construction et les types de pose (voir la Section 9.8.1). La construction d'une planche d'essai constitue une approche pratique qui permet de confirmer ce qui peut être obtenu sur site (voir la Section 9.8.4). La source de l'enrochement naturel peut avoir une influence sur la densité de pose et sur l'épaisseur de la couche qui peut être obtenue. Certaines sources d'enrochement, par exemple, produisent des blocs considérablement plus cubiques que d'autres.

Dans certains cas, il n'est pas possible d'appliquer une double couche, par exemple lorsque l'on utilise des blocs d'enrochement artificiel en carapace en simple couche ou lors de la conception d'un ouvrage dynamiquement stable (voir la Section 6.1.6). La Section 3.12 traite des épaisseurs de couches de l'enrochement artificiel.

Pour les filtres et les sous-couches, l'épaisseur minimale est habituellement définie en fonction de la taille nominale médiane des blocs. Toutefois, lorsque celle-ci diminue, l'épaisseur doit avoir un minimum acceptable pour le placement, les irrégularités et les tolérances.

Pour le noyau et les couches de matériaux à granulométrie étalée et de plusieurs blocs d'épaisseur, le coefficient d'épaisseur de couche ne présente plus d'intérêt. De manière empirique, l'épaisseur minimale acceptable d'une couche d'enrochement est comprise entre 300 et 500 mm.

Pour les autres matériaux, les épaisseurs minimales de couche recommandées dépendent de la nature du matériau, de sa déformation potentielle et des conditions de placement. Il faut faire attention si l'on sélectionne des granulométries très étalées ( $D_{85}/D_{15} > 2.5$ ) pour des carapaces d'une épaisseur de 2 à 3 blocs seulement, car cela peut causer des problèmes de stabilité et de ségrégation au sein de l'ouvrage. La Section 3.4.3 examine de plus près les granulométries/blocométries.

### 6.3.4 Dispositions constructives

Les Sections 6.3.4.1 à 6.3.4.3 proposent des recommandations en matière de dimensionnement du pied, de la crête et des transitions qui sont applicables à tous les types d'ouvrages. La Section 6.3.4.4 aborde les particularités propres à chaque type d'ouvrage.

#### 6.3.4.1 Conception de la butée de pied

Les dispositions constructives de la butée de pied doivent garantir une protection contre l'affouillement de l'ouvrage ainsi qu'un soutien contre le glissement de la carapace/du parement de l'ouvrage. La butée de pied doit donc être conçue pour empêcher l'apparition de ces deux modes de rupture potentiels.

L'expérience et l'avis des spécialistes jouent un rôle important dans le choix des dispositions constructives de la butée de pied les plus appropriées et dans l'application des méthodes de dimensionnement présentées, qui sont elles-mêmes largement basées sur l'expérience plutôt que sur des essais systématiques.

On préfère souvent l'enrochement naturel pour la protection du pied à cause de sa déformabilité. Toutefois, il existe d'autres types de protection de pied, par exemple les divers matelas. Il convient de se référer à la documentation du fournisseur en ce qui concerne l'utilisation, l'applicabilité et la conception de ces systèmes. Souvent, les fabricants de blocs d'enrochement artificiel et d'autres types de structures proposent un service de dimensionnement en interne. Le maître d'œuvre doit s'assurer, si son intention est d'y avoir recours, que toutes les mesures du climat de houle etc. ont été mises à la disposition du fabriquant longtemps à l'avance.

La butée de pied doit s'étendre jusqu'à un niveau assez bas pour ne subir aucun affouillement ou doit contenir suffisamment de matériaux et être assez déformable pour s'abaisser à un autre niveau si le niveau du fond marin varie. Il faut donc sélectionner un géotextile adéquat qui devra être assez flexible mais également assez résistant, pour permettre une telle déformation (voir la Section 3.16 et l'analyse de l'utilisation des géotextiles à la Section 6.3.3.6).

Le dimensionnement de la butée de pied doit donc être basé sur les estimations des niveaux les plus bas du fond de la mer/de la plage futurs, sur la profondeur d'affouillement prévue et sur le calcul de la taille du matériau qui permettra d'obtenir la stabilité requise dans des conditions extrêmes. À cet égard, il est important de considérer tous les scénarios possibles, par exemple il faut étudier une gamme de combinaisons de houle et de hauteur d'eau afin d'évaluer la profondeur d'affouillement et la stabilité du pied – les pires situations peuvent survenir lorsque la mer est basse même si les hauteurs de houle sont peu élevées. Il faut également prendre en considération toute la durée de vie de l'ouvrage, c'est-à-dire tenir compte des variations naturelles du littoral et de l'éventuelle augmentation de l'activité de la houle à la fin de la période de service de l'ouvrage. Pour la plupart des ouvrages côtiers, les forces de la houle (descente de la vague sur le talus et déferlement) représentent les conditions critiques lors de la détermination de la stabilité du pied. Les courants peuvent cependant devenir importants, en particulier en eau plus profonde ou dans des sites plus abrités où l'action de la houle est restreinte.

En résumé, les éléments importants à considérer pour définir la nature de la protection de pied requise sont les suivants :

- emplacement de l'ouvrage (l'affouillement est plus fort près du point de déferlement de la houle);
- forme de l'ouvrage (forces de la houle produites par les phénomènes de réflexion ou de descente de la vague sur le talus);
- nature du fond de la mer (résistance et taille des sédiments);
- nature de l'ouvrage (revêtement, digue etc.)

De manière générale, le potentiel d'affouillement est plus important lorsque la hauteur d'eau au-dessus du pied est inférieure à deux fois la hauteur maximale de la houle non déferlée.

Il faut prêter une attention particulière aux zones où l'affouillement risque de s'intensifier, comme au niveau des coudes, aux musoirs, dans les chenaux et en aval des épis etc.

La Section 5.2.2.9 présente les méthodes de dimensionnement des protections anti-affouillement et des protections de pied.

### **Profondeur et forme de la butée de pied**

Le principe de base d'une protection de pied déformable est de constituer une extension de la carapace, afin que le matériau de fondation soit maintenu en place sous l'ouvrage jusqu'au fond de la profondeur d'affouillement maximale. Il convient d'être prudent en cas d'adoption d'une protection de pied non déformable, car elle ne permettra pas d'accompagner les éventuels changements de profil en cas d'apparition d'un affouillement, ce qui pourrait conduire à une rupture subite.

Lorsqu'on place les blocs de pied sous le niveau des basses eaux, il faut tenir compte des problématiques de construction couvertes à la Section 9.7.1.2. L'utilisation des géotextiles doit être étudiée avec soin avant de les inclure à la conception, notamment vis-à-vis de leur mise en place, également abordée à la Section 9.7.1.2. La consultation d'entreprises et de fabricants expérimentés devrait permettre d'évaluer la faisabilité et les coûts et avantages d'y avoir recours. Il faut également envisager la possibilité de remplacer les géotextiles par des sous-couches et filtres granulaires adéquats.

Les Figures 6.57 à 6.64 présentent différentes géométries de butée de pied pour les fonds suivants :

1. Côte rocheuse.
2. Couche imperméable proche du niveau de la plage.
3. Plage de sable/galets.

Différents scénarios de construction sont énumérés ci-dessous. La liste des exemples n'est pas exhaustive et il y a des situations pour lesquelles on peut envisager une combinaison des exemples présentés ici.

Les schémas des Figures 6.59 à 6.64 montrent qu'un géotextile peut être nécessaire lorsque la construction a lieu sur un matériau granulaire, pour empêcher la perte du matériau du fond à travers l'ouvrage. Le maître d'œuvre doit vérifier si un géotextile est nécessaire pour garantir que les critères de stabilité de l'interface entre les couches granulaires adjacentes sont satisfaits (voir la Section 5.4.3.6). Ceci s'applique à la transition entre le matériau du fond et les couches mises en place (noyau ou sous-couche) et aussi entre les différentes couches de l'ouvrage, par exemple entre la sous-couche et le noyau.

### 1. Côte rocheuse

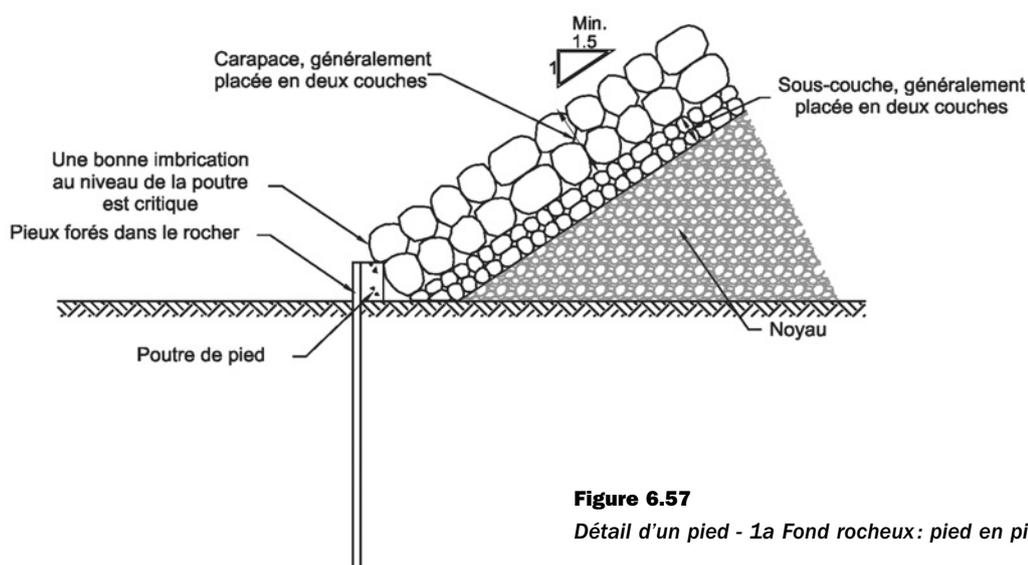
**1a) Pieux de béton forés dans le rocher et poutre de pied en béton** posée en surface. Le pied en enrochement est placé sur le fond rocheux contre la poutre de pied, voir la Figure 6.57.

Avantages :

- pas d'excavation dans le rocher.

Inconvénients :

- des équipements supplémentaires sont nécessaires pour l'installation des pieux en béton dans le fond rocheux (p. ex. dispositif de forage) ;
- la poutre de pied en béton peut requérir une maintenance si un dommage se produit au cours de l'installation et pendant la durée de vie du revêtement ;
- les interventions sur la poutre de pied sont rendues difficiles par la possibilité d'un effondrement du revêtement si la poutre est enlevée ;
- il existe un risque d'affouillement devant la poutre de pied, dû à la réflexion de la houle ;
- lors de la conception des pieux, il faut tenir compte des phénomènes d'abrasion et de corrosion de l'acier des pieux.



**Figure 6.57**

Détail d'un pied - 1a Fond rocheux : pied en pieux

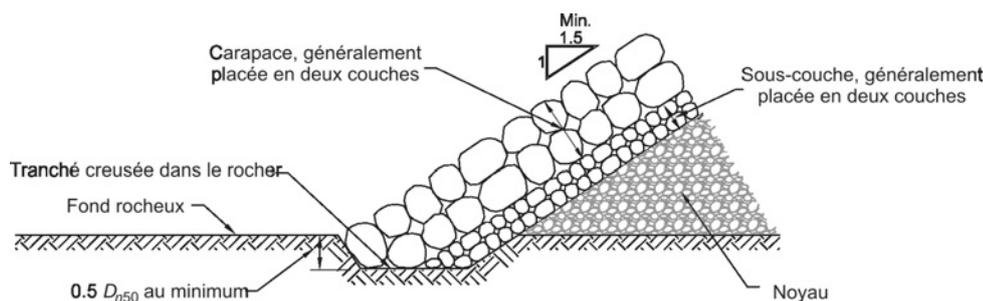
**1b) Tranchée creusée dans le rocher**, d'une profondeur minimale de  $0.5D_{n50}$ , voir la Figure 6.58. Cette profondeur doit être considérée comme un minimum et le maître d'œuvre devra prendre en considération l'exposition du site concerné lorsqu'il déterminera la profondeur de la tranchée. Il est essentiel de parvenir à une bonne imbrication des deux couches de la carapace principale afin d'empêcher la couche supérieure de rouler sur la couche d'enrochement secondaire en cas de tempête.

Avantages :

- il n'est pas nécessaire de forer des pieux.

Inconvénients :

- l'excavation du fond rocheux est nécessaire, elle peut requérir l'emploi de brise-roches spécialisés.



**Figure 6.58** Détail d'un pied - 1b Fond rocheux : excavation d'une tranchée

## 2. Couche imperméable proche du niveau de la plage

Souvent, près de la surface d'une plage de sable/galets ( $< 3$  m), on trouve une couche imperméable constituée de roches/d'argile. Les caractéristiques du pied doivent être étudiées avec soin dans ce type de site, car il existe une possibilité qu'à cause de la couche imperméable, le sable sous le pied se liquéfie. Ce phénomène accentuera la profondeur de tassement anticipée du pied à cause de la pression interstitielle de l'eau qui s'exerce sur le sable. Il existe deux moyens de contrer cet effet :

### 2a) Prévoir un rechargement régulier du pied, voir la Figure 6.59

Si la couche imperméable est située à plus de 3 m de profondeur, cette option est plus pratique pour des questions de construction. Par exemple, elle minimise la profondeur d'excavation nécessaire. Si l'excavation est supérieure au niveau des basses eaux, elle sera tout le temps remplie d'eau et l'entreprise devra peut-être avoir recours à des techniques d'assèchement.

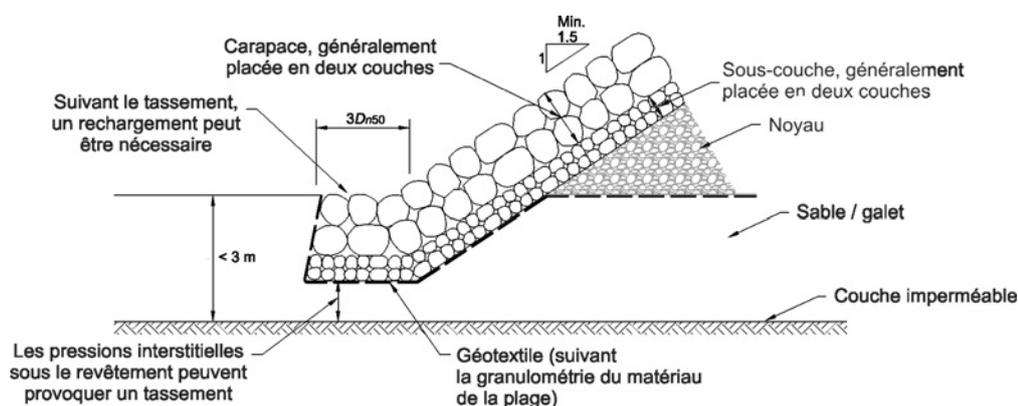
Si cette approche est adoptée, le maître d'œuvre doit étudier comment cette opération de maintenance intermédiaire de rechargement devra être effectuée. Les questions telles que l'accès, la disponibilité des équipements, les quantités et la livraison des enrochements sur le site devront être étudiées. La Section 10.5 développe de manière plus approfondie les problématiques de maintenance. Si cette option n'est pas viable à cause de restrictions pendant le service (p. ex. en ce qui concerne l'accès), l'option 2b présentée à la Figure 6.60 est une autre solution possible.

Avantages :

- les quantités d'enrochement naturel sont plus faibles que celles de l'option 2b ;
- aucune excavation importante n'est requise sur la plage.

Inconvénients :

- il existe une possibilité de tassement de l'ouvrage, à cause des pressions interstitielles qui s'exercent sous le pied.



**Figure 6.59** Détail d'un pied - 2a Couche imperméable proche du niveau de la plage : une maintenance intermédiaire est nécessaire

#### 2b) Excaver jusqu'à la couche imperméable et fonder le pied dessus, voir la Figure 6.60

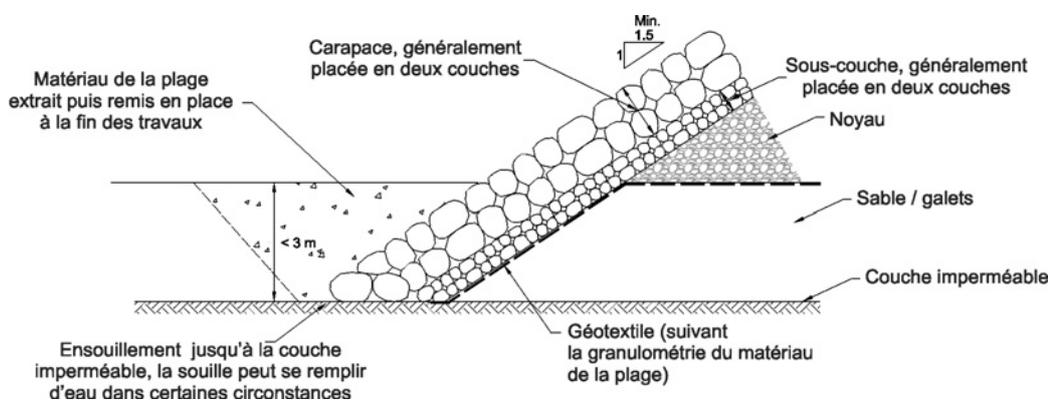
Cette option ne sera normalement possible que lorsque la couche imperméable n'est pas située à plus de 3 m au-dessous de la plage. La nécessité d'assécher les excavations sous le niveau des basses eaux peut rendre cette approche moins intéressante. Toutefois, si les possibilités d'exécution de la maintenance intermédiaire de l'option 2a de la Figure 6.59 sont limitées, il faudra opter pour cette méthode.

Avantages :

- pas de tassement de l'ouvrage à cause de l'affouillement du pied dû à la pression interstitielle.

Inconvénients :

- l'excavation est significative dans la plage, en particulier lorsque les talus ont une faible inclinaison, ce qui exige une vaste surface d'excavation ;
- l'assèchement peut être nécessaire à cause de la présence d'eau dans l'excavation ;
- la quantité d'enrochement dans l'ouvrage augmentera à cause de l'abaissement du niveau de fondation ;
- l'excavation se remplira partiellement à chaque marée, ce qui exigera une nouvelle excavation.



**Figure 6.60** Détail d'un pied - 2b Couche imperméable proche du niveau de la plage : excavation jusqu'au fond rocheux

### 3. Plage de sable/galets

#### 3a) Faible potentiel d'affouillement

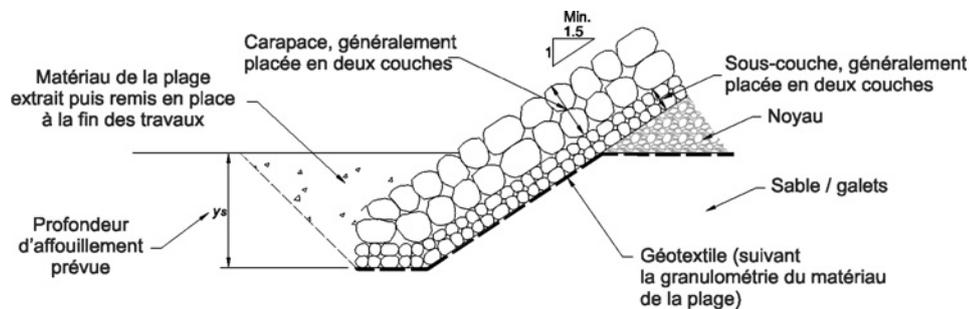
La butée de pied en enrochement est placée directement dans la tranchée excavée. Elle a une largeur égale à un bloc et est posée directement sur la sous-couche, voir la Figure 6.61. La profondeur de l'excavation doit être au moins égale à la profondeur de l'affouillement prévue. Ce type de butée de pied est fréquemment utilisé quand l'énergie de la houle est faible et lorsque l'on prévoit un affouillement peu important ou inexistant. Les blocs sont placés soit sur une sous-couche soit sur un filtre géotextile.

Avantages :

- construction simple, relativement facile à entretenir.

Inconvénients :

- des fosses d'affouillement localisées apparaîtront autour des blocs du pied ;
- cette méthode ne doit pas être utilisée si l'on s'attend à un affouillement important ;
- dans les zones intertidales, une ré-excavation de la plage peut être nécessaire pendant la construction.



**Figure 6.61** Détail d'un pied – 3a Plage de sable ou de galets ayant un faible potentiel d'affouillement

#### 3b) Potentiel d'affouillement modéré

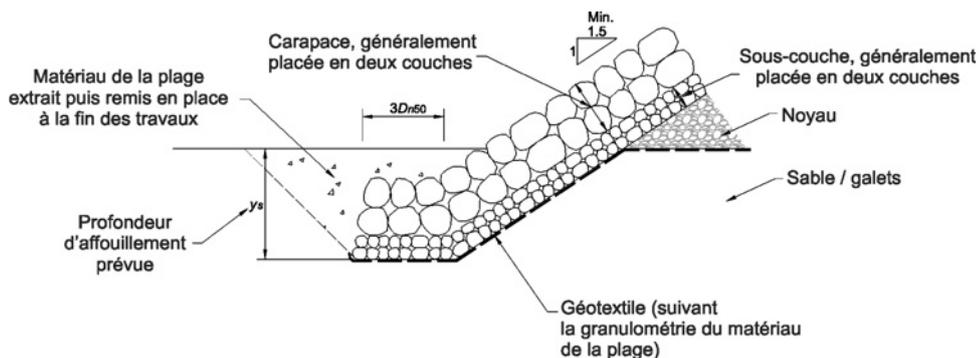
La butée de pied en enrochement naturel est placée directement dans l'excavation. Elle a une largeur égale à  $3D_{n50}$ , voir la Figure 6.62. La profondeur de l'excavation doit être au moins égale à la profondeur de l'affouillement prévue. Ce type de butée de pied est fréquemment utilisé soit sur une sous-couche, soit sur un filtre géotextile.

Avantages :

- construction simple, relativement facile à entretenir.

Inconvénients :

- des fosses d'affouillement localisées peuvent apparaître autour des blocs du pied ;
- dans les zones intertidales, une ré-excavation de la plage peut être nécessaire pendant la construction.



**Figure 6.62** Détail d'un pied – 3b Plage de sable ou de galets ayant un potentiel d'affouillement modéré

### 3c) Fort potentiel d'affouillement

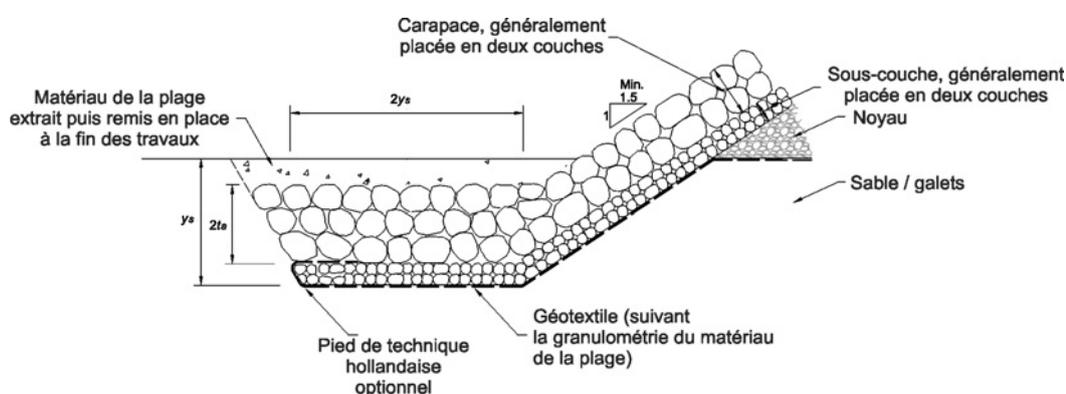
La butée de pied en enrochement naturel, d'une largeur égale à  $2y_s$ , est placée directement dans l'excavation (voir la Figure 6.63), de telle manière que l'affouillement n'affectera le pied que dans des conditions extrêmes. En cas d'utilisation d'un géotextile, il est possible d'intégrer dans la conception un *pied de technique hollandaise* (facultatif), le géotextile enveloppe alors les blocs de la sous-couche au niveau du pied. Ce type de pied est fréquemment utilisé lorsque la construction se déroule sous l'eau, c'est-à-dire à mi-marée. L'utilisation d'un géotextile peut être proscrite dans les constructions sous l'eau.

Avantages :

- construction simple, relativement facile à entretenir ;
- permet une importante érosion.

Inconvénients :

- il est possible qu'une excavation profonde soit nécessaire, avec des talus latéraux difficiles à maintenir, en particulier lorsque la construction se déroule sous l'eau ;
- des fosses d'affouillement localisées apparaîtront autour des blocs du pied.



**Figure 6.63** Détail d'un pied - 3c Plage de sable ou de galets ayant un fort potentiel d'affouillement

### 3d) Fort potentiel d'affouillement, pas d'excavation

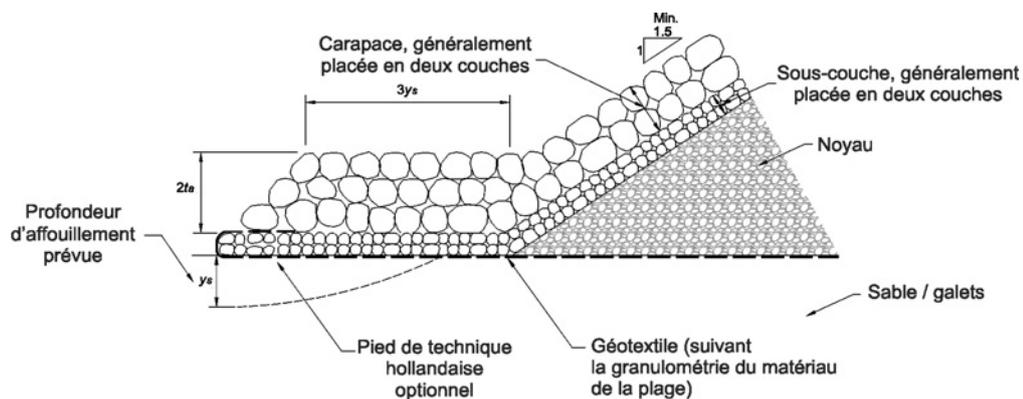
La butée de pied en enrochement naturel, d'une largeur égale à  $3y_s$ , est placée directement sur la plage (voir la Figure 6.64). Il n'y a pas d'excavation mais la butée de pied contient suffisamment de matériau pour créer un tapis plongeant qui colmate la fosse d'affouillement qui s'est formée. En cas d'utilisation d'un géotextile, il est possible d'opter pour un pied hollandais, le géotextile enveloppe alors les blocs de la sous-couche au niveau du pied. Ce type de butée de pied est fréquemment utilisé avec des sous-couches lorsque la construction se déroule sous l'eau, bien qu'il faille remarquer qu'il est parfois peu pratique d'utiliser un géotextile dans ces conditions.

Avantages :

- construction simple, relativement facile à entretenir ;
- permet d'éviter l'excavation.

Inconvénients :

- des fosses d'affouillement localisées apparaîtront autour des blocs du pied.



**Figure 6.64** Détail d'un pied - 3d Fort potentiel d'affouillement, pas d'excavation

Pour tenir compte des effets potentiels de l'affouillement, le géotextile vient parfois envelopper l'enrochement du pied avant que celui-ci ne soit achevé. On appelle ce type de pied un *pied hollandais*, voir la Figure 6.65 et les Figures 6.63 et 6.64. Le *pied hollandais* peut être obtenu en enveloppant un seul rang d'enrochement principal avec le géotextile ou en enveloppant des blocs de sous-couche puis en bloquant le géotextile à l'aide de blocs d'enrochement principaux supplémentaires. Ce type de construction est bien plus difficile en milieu aquatique et est généralement irréalisable sous l'eau.



**Note** : l'enveloppement du géotextile autour de gros enrochements est une méthode adéquate que si le géotextile est suffisamment résistant, voir les Sections 6.3.3.6 et 3.16.

**Figure 6.65** Construction d'un pied hollandais, dans lequel le géotextile vient envelopper l'enrochement du pied

### Largeur de la protection du pied

En règle générale, on peut supposer que l'affouillement est à son maximum sur une distance d'un quart de longueur d'onde de la houle devant le talus en enrochement. La largeur du pied ou la longueur du tapis anti-affouillement nécessaire dépend de la profondeur du fond érodable de la mer, ainsi que de la houle et des courants. Il est raisonnable de supposer qu'une protection de ce type n'a pas besoin, en général, de dépasser un quart de longueur d'onde, bien qu'il puisse s'agir d'une distance importante et probablement, dans la plupart des cas, bien au-delà des exigences réelles.

Dans le cas des revêtements, le tapis anti-affouillement doit s'étendre sur une largeur d'au moins trois fois la profondeur d'affouillement, estimée à l'aide de la Section 5.2.2.9.

La recommandation générale est que la butée de pied doit avoir une épaisseur minimale de  $2k_t D_{n50}$  (c.-à-d. l'épaisseur de deux blocs, où  $k_t$  est le coefficient d'épaisseur de couche, qui est fonction de la technique de placement et de la forme de l'enrochement). Ceci doit être considéré comme un impératif minimal, c'est-à-dire qu'il est possible qu'une épaisseur plus importante soit nécessaire pour y parvenir avec les autres types de tapis plongeant. La Section 3.5.1 traite de l'épaisseur des couches et des vides dans l'enrochement en place.

### 6.3.4.2 Conception de la crête

Il est suggéré que la largeur minimale acceptable de la protection de crête soit de trois blocs d'enrochement principal, à savoir  $3k_r D_{n50}$ . Selon une méthode empirique conservatrice, Pilarczyk (1990) suggère également que la crête et le talus arrière soient protégés sur une largeur égale au point d'atteinte du run-up. Les méthodes de dimensionnement de la stabilité de la crête et de l'arrière de l'ouvrage, pour des ouvrages qui ne sont franchis que marginalement, sont décrites à la Section 5.2.2.11. Les Sections 5.1.1.2 et 5.1.1.3 proposent des recommandations sur les formules et les méthodologies de calcul du run-up et du franchissement. Trois blocs de carapace rendent également la construction de la crête plus facile qu'avec un ou deux blocs car, avec moins de trois blocs, il peut y avoir des problèmes d'imbrication et de stabilité.

La Section 6.1.4 propose une analyse du dimensionnement des crêtes des digues à talus, basée sur les exigences constructives, qui est également applicable aux ouvrages côtiers. Les questions de construction concernant les ouvrages de haut de plage (p. ex. les perrés) sont abordées à la Section 9.7.3. La Section 9.7.2, qui traite de la construction des digues, contient également des informations utiles. Le Chapitre 10 analyse les problématiques liées à l'accès pour la maintenance.

#### Mur de couronnement

Le mur de couronnement peut servir de parapet afin que les véhicules/piétons n'aient pas accès aux enrochements ou empêcher que le franchissement n'atteigne la zone à l'arrière de l'ouvrage. La Section 5.1.1.3 propose des recommandations relatives au franchissement. Les Figures 5.13, 5.14, 6.68a et 6.69 montrent des coupes classiques d'ouvrages dont les murs de couronnement sont soumis à un franchissement. Le lecteur est également invité à se reporter à la Section 6.1.5 qui traite des murs de couronnement sur les digues à talus.

En outre, la Section 5.2.2.12 donne des recommandations pour estimer l'action hydraulique sur les murs de couronnement. Le maître d'œuvre doit déterminer s'il est souhaitable de construire un ouvrage en béton armé dans un site exposé au franchissement et évaluer les conséquences que cela pourrait avoir sur la mise au point du béton en termes de maintenance. On peut envisager d'accroître la taille de l'ouvrage afin de réduire le franchissement plutôt que d'intégrer un mur de couronnement en béton. La décision d'opter pour une solution ou pour une autre est souvent prise en fonction de l'inspiration du maître d'ouvrage. Néanmoins, le maître d'œuvre et le maître d'ouvrage doivent savoir que l'utilisation du béton armé en environnement marin doit être contrôlée avec soin.

### 6.3.4.3 Transitions et jonctions

Même si la section d'un ouvrage en enrochement est bien conçue, la résistance de l'ensemble de l'ouvrage ne peut pas excéder celle de sa section la plus faible, il faut donc prêter une attention toute particulière à la conception des transitions. Ceci est particulièrement vrai pour les revêtements et les murs de haut de plage. Les transitions peuvent se trouver soit le long du revêtement soit entre des types de revêtements différents et d'ouvrages existants. L'expérience a démontré que l'érosion ou le dommage commence souvent au niveau de ces jonctions et transitions et il est donc recommandé de les construire dans des zones abritées, si possible.

Différentes techniques peuvent être utilisées pour les différentes parties de la section de l'ouvrage, par exemple pour la protection du pied, la protection du talus inférieur dans la zone de forte attaque de la houle et des courants, la protection du talus supérieur (p. ex. un matelas d'herbe) et protection de la berme éventuelle qui sert à réduire le run-up ou tient lieu de voie d'accès pour la maintenance. Il est possible que les méthodes de construction et les matériaux diffèrent pour chacune de ces parties, il faut par conséquent faire attention aux transitions qui les relient.

De la même manière, il peut être nécessaire de connecter une nouvelle protection de talus à l'extrémité d'une construction existante, mais avec des matériaux différents. Là encore, il faut faire très attention, notamment à éviter les angles et les courbes vifs.

En règle générale, il convient d'éviter autant que possible les jonctions et les transitions en traitant les sections de l'ensemble de la cellule côtière de manière uniforme. Si elles sont inévitables, les discontinuités de comportement qui en découlent (caractéristiques de la déformation, perméabilité etc.) doivent être minimisées et la construction doit être de grande qualité.

Il est difficile de formuler des principes et/ou des solutions plus détaillé(e)s pour les jonctions et les transitions. La meilleure méthode consiste à combiner le retour d'expérience à une certaine compréhension physique des structures concernées. Le principe général est que la résistance de la transition devra être supérieure ou égale à celle des structures voisines. Très souvent, la transition devra être renforcée de l'une des manières suivantes :

- augmentation de l'épaisseur de la carapace au niveau de la transition, à l'aide d'une couche d'enrochement supplémentaire ;
- construction de la transition dans une zone de basse énergie (zone protégée) ;
- utilisation de couvre-joints ou de panneaux de béton pour empêcher que le dommage ne progresse le long de l'ouvrage.

### Discontinuités

Les ouvrages en enrochement présentent parfois des discontinuités. Il peut s'agir de points de faiblesse au sein de n'importe quel élément, dont l'emplacement et la configuration doivent être étudiés avec soin. En règle générale, les discontinuités prennent l'une des formes suivantes :

1. **Une canalisation d'évacuation des eaux traverse le revêtement.** Il peut être approprié, dans ce cas de figure, d'utiliser du béton ou un enduit bitumineux pour accroître de manière localisée la stabilité de la carapace et de la sous-couche autour de la canalisation et d'utiliser la zone ainsi stabilisée pour fournir un berceau approprié à la conduite. Le maître d'œuvre doit toutefois envisager la possibilité que le revêtement se tasse et doit étudier les impacts que cela pourrait avoir sur la canalisation. Il peut être approprié d'arrêter la canalisation au niveau de la sous-couche, afin qu'elle ne pénètre pas dans la carapace principale et qu'elle ne crée pas de point de faiblesse dans l'ouvrage. Si cette méthode est choisie, le maître d'œuvre devra étudier les effets de l'écoulement dans le matériau du noyau et s'assurer qu'il ne l'emportera pas hors du noyau, ce qui pourrait être à l'origine d'un tassement. La taille de la canalisation et l'écoulement qui en sort sont des éléments importants. En règle générale, une canalisation de petit diamètre est plus facile à loger qu'une canalisation de grand diamètre.
2. **Une voie d'accès pour les piétons ou une rampe d'accès pour les véhicules peut être nécessaire.** La Figure 6.66 présente un site sur lequel une rampe d'accès à la plage a été intégrée à un revêtement. On peut voir que la rampe a été placée de telle manière qu'elle est protégée par la carapace et que sa direction la protège des grandes vagues. Lors du positionnement de ce type d'ouvrages, il convient de prêter une attention particulière à la direction de la houle et à la stabilité. En règle générale, il est recommandé de les placer dans des zones protégées. Des rampes lisses en béton pourraient favoriser le run-up et le franchissement si elles étaient situées dans des zones soumises à l'action de la houle.



**Figure 6.66**  
Rampe d'accès à travers un revêtement en enrochement (Runswick Bay, UK)  
(source : Halcrow)

### Protection des flancs

Une protection du bord supérieur et du flanc est nécessaire pour limiter la vulnérabilité du revêtement face à l'érosion qui se développe autour de ses extrémités. Il convient de s'assurer que les discontinuités entre les zones protégées et les zones exposées sont aussi réduites que possible (utiliser une transition rugueuse) afin d'empêcher la sape. Par exemple des blocs ou des matelas de blocs à structure ouverte (recouverts de végétation) peuvent être utilisés comme transition entre une protection rigide et un matelas d'herbe.

En ce qui concerne la protection du flanc, on peut envisager l'extension du revêtement au-delà du point d'érosion active, mais cela n'est pas toujours réalisable. Dans ce cas de figure, il peut être nécessaire de construire des **épîs d'extrémité** importants et des murs parafoilles qui coupent les terres existantes perpendiculairement à la ligne de défense, afin de la protéger contre l'érosion, comme cela est illustré à la Figure 6.67. Ils ne constituent cependant qu'une solution temporaire et exigeront une extension au moment venu afin de s'adapter au taux d'érosion/d'accrétion.

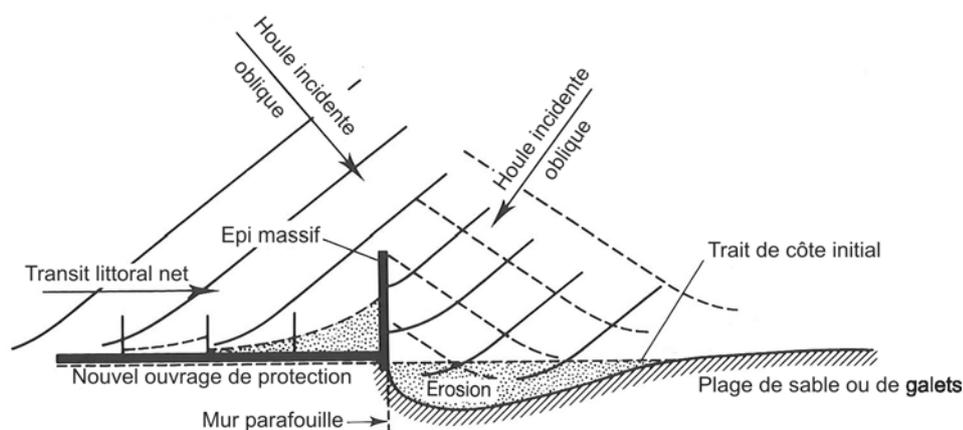


Figure 6.67 Érosion à l'extrémité d'un mur de haut de plage

#### 6.3.4.4 Aspects spécifiques à chaque type d'ouvrage

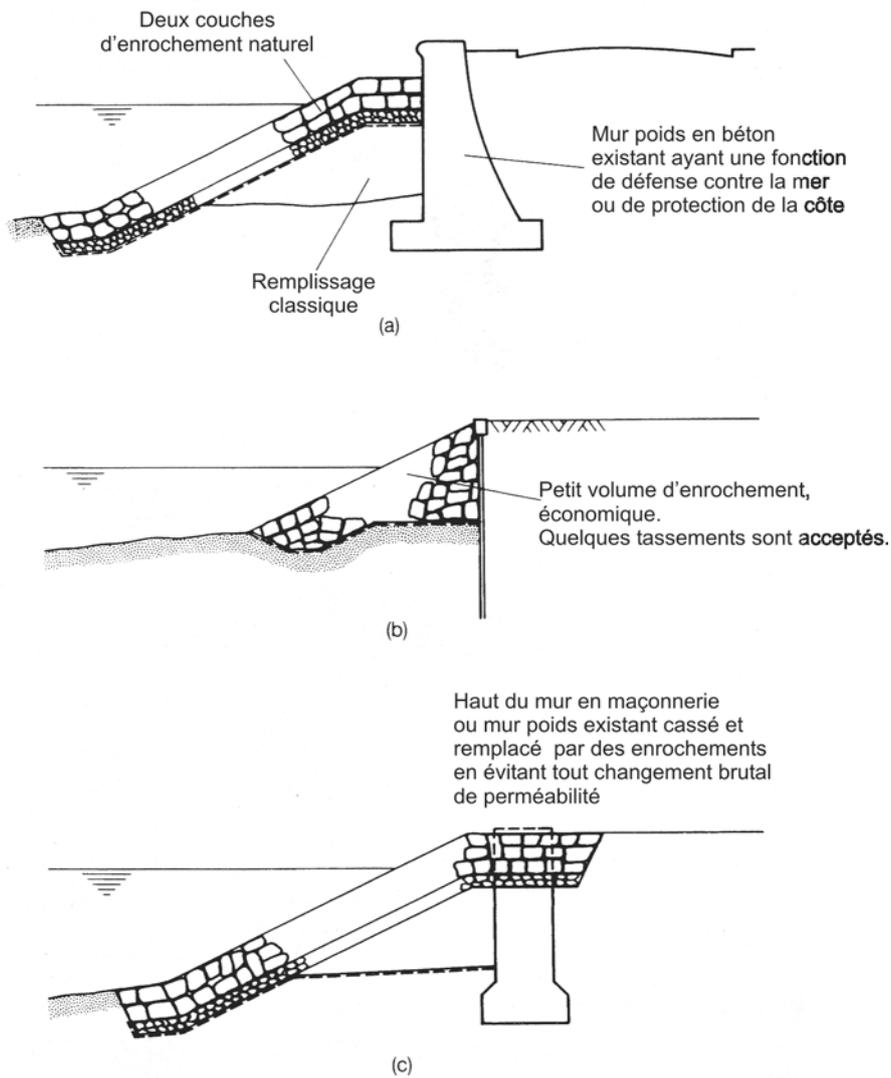
##### Revêtement de protection d'un mur de haut de plage

La section d'un mur de haut de plage protégé par de l'enrochement naturel dépendra de la situation présente et des fonctions que doit remplir le revêtement. Les différents concepts de base identifiés ici, peuvent être utilisés pour mettre au point des solutions propres à chaque site. Les concepts de base sont illustrés à la Figure 6.68, présentant les différents types de revêtement de protection des murs de haut de plage.

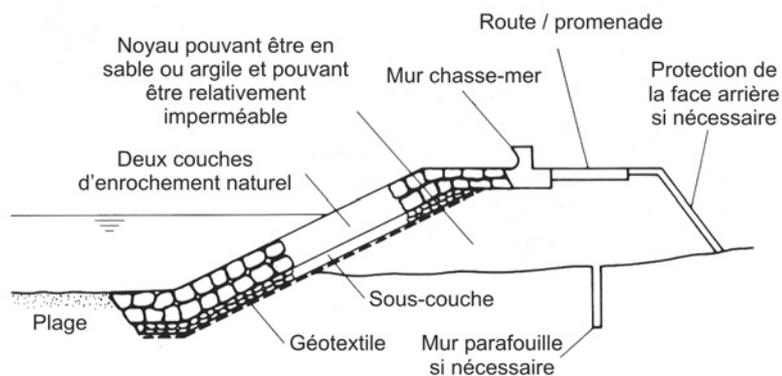
Parfois, la configuration existante d'un site donné peut imposer des contraintes géométriques strictes sur une solution intégrant un revêtement ou un remblai recouvert. Par exemple, il peut être nécessaire d'intégrer un ouvrage existant, ou une route ou une promenade dans l'ouvrage de défense, voir la Figure 6.69. Heureusement, l'enrochement offre de la flexibilité dans cette situation grâce à sa vaste gamme de tailles et de densités disponibles.

En ce qui concerne le dimensionnement de la section d'un revêtement en enrochement naturel particulier, les principaux critères de rupture fonctionnelle sont, en résumé, l'écoulement sous, à travers ou au-dessus de l'ouvrage. Les autres modes de rupture peuvent être la détérioration ou le déplacement de l'enrochement ou une instabilité géotechnique. Il est donc vital d'examiner les modes de rupture potentiels du site en question. La stabilité géotechnique et l'écoulement sous ou à travers un remblai contenant des blocs d'enrochement (ou revêtu de blocs) peuvent être évalués à l'aide des informations données aux Sections 4.4 et 5.4.

L'Encadré 6.8 étudie le cas du revêtement de protection d'un mur de haut de plage à Corton (Royaume-Uni).



**Figure 6.68** Différents types de protections de mur de haut de plage



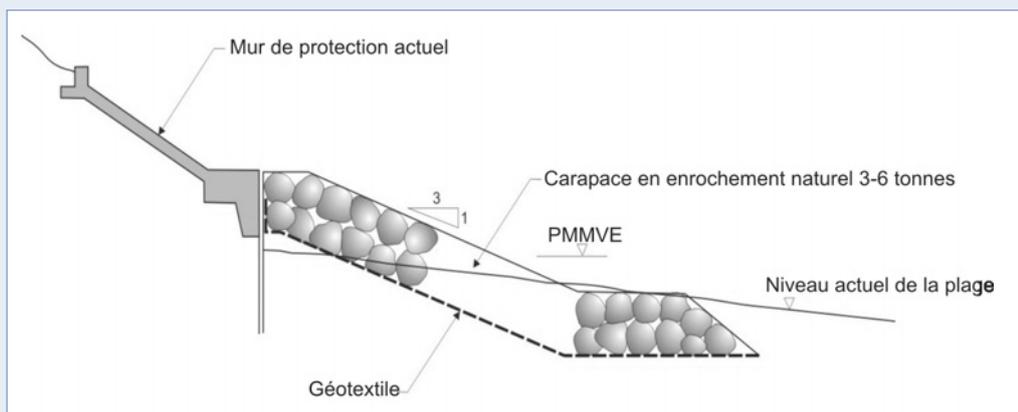
**Figure 6.69** Revêtement d'un ouvrage de défense contre la mer

**Encadré 6.8** Étude de cas - Dispositif de protection de la côte à Corton (Royaume-Uni)

**Problème :** le mur de haut de plage qui protégeait une étendue de falaises érodables de 1.5 km à Corton, sur la côte du Suffolk (Royaume-Uni), construit dans les années 1960, avait besoin d'une réparation urgente. L'abaissement des niveaux des plages et la dégradation de l'état du mur ont entraîné la mise en application d'un programme. L'affaissement des niveaux des plages a réduit la stabilité du mur et, pendant l'hiver 2000, certaines sections ont rompu.

**Solution :** la solution a consisté à construire un revêtement en enrochement naturel devant le mur pour le protéger de l'action de la houle, pour fournir un poids supplémentaire au niveau du pied du mur – ce qui améliore la stabilité – et pour offrir une protection contre l'affouillement. La blocométrie de l'enrochement est de 3 à 6 t. La Figure 6.70 montre la coupe de cet ouvrage. Le revêtement est constitué de deux couches d'enrochement naturel posées sur un géotextile. La pente du talus varie de 2/1 à 3/1, selon les endroits. La Figure 6.71 montre les travaux de construction.

**Coût :** le coût total s'est élevé à 2.8 millions de Livres Sterling et les réparations ont été effectuées en 2003.



**Figure 6.70** Coupe-type du revêtement de Corton (Royaume-Uni) (source : Halcrow)



**Figure 6.71** Construction du dispositif de protection côtière de Corton (Royaume-Uni) (source : Halcrow)

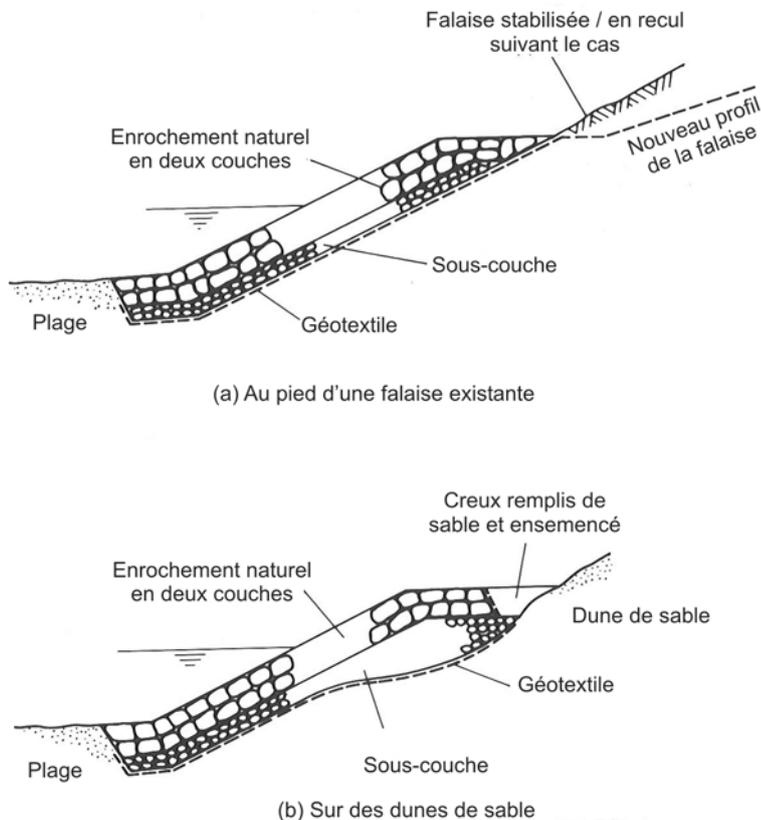
**Note :** voir les Sections 6.3.3.6 et 3.16 pour l'utilisation des géotextiles et de leurs spécifications, fonction de la blocométrie de l'enrochement naturel utilisé

### Revêtement de protection d'un remblai existant ou d'une falaise/dune

La coupe du revêtement dépendra de la situation présente, de l'exposition au franchissement et de l'impact sur la falaise/dune/voie de circulation située derrière. La Figure 6.72 présente des exemples de coupes-types. La Figure 6.73 montre une falaise altérée protégée par un revêtement en enrochement naturel. Dans ce cas, il était important de s'assurer que le franchissement de la crête ne continuera pas à éroder la falaise altérée, afin de protéger les biens situés en haut de la falaise. Pour les configurations de ce type, il convient d'examiner :

- l'érodabilité de la falaise ou du matériau qui constitue la dune;
- le taux de recul accepté si le recul est autorisé;
- la hauteur de crête nécessaire pour protéger la face de la falaise du franchissement;
- les problématiques générales concernant le tracé en plan abordées à la Section 6.3.2.1.

La Section 6.3.3 présente des recommandations en rapport avec les coupes de ces ouvrages.



**Figure 6.72** Revêtements de protection des côtes



**Figure 6.73** Revêtement en engrochement naturel d'un pied de falaise (source : Halcrow)

### Revêtement de protection d'un terre-plein

Lorsque les revêtements en enrochement naturel servent à protéger des terre-pleins, pouvant être gagnés sur la mer, il convient d'examiner l'écoulement d'air et d'eau susceptible de passer à travers l'ouvrage. La Figure 6.74 montre une coupe-type.

Il y a eu de nombreux exemples de ruptures impliquant la lixiviation du matériau de poldérisation et le développement d'une érosion régressive, dues à une mauvaise conception des filtres et à l'incapacité d'évacuer convenablement les pressions variables de la houle. La Section 6.3.3 présente des recommandations pour le dimensionnement des sections.

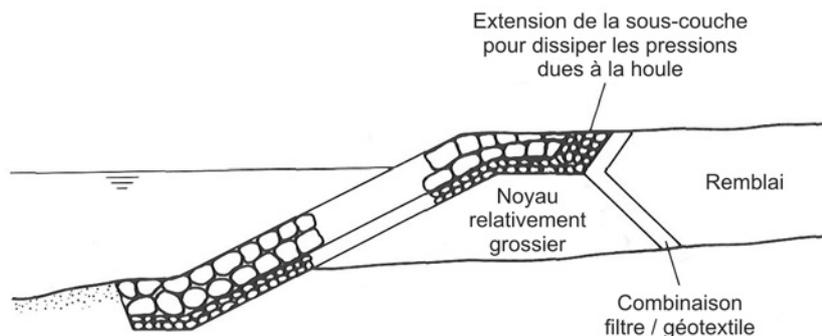


Figure 6.74 Revêtement de protection d'un polder

### Protection anti-affouillement devant un mur vertical

Les considérations techniques relatives aux protections anti-affouillement en enrochement devant un mur vertical sont semblables à celles qui concernent la protection des digues (voir la Section 6.1). La stabilité du tapis anti-affouillement peut être évaluée d'une manière similaire à l'aide des informations contenues à la Section 6.2. Les principes de conception sont par ailleurs généralement similaires à ceux des revêtements.

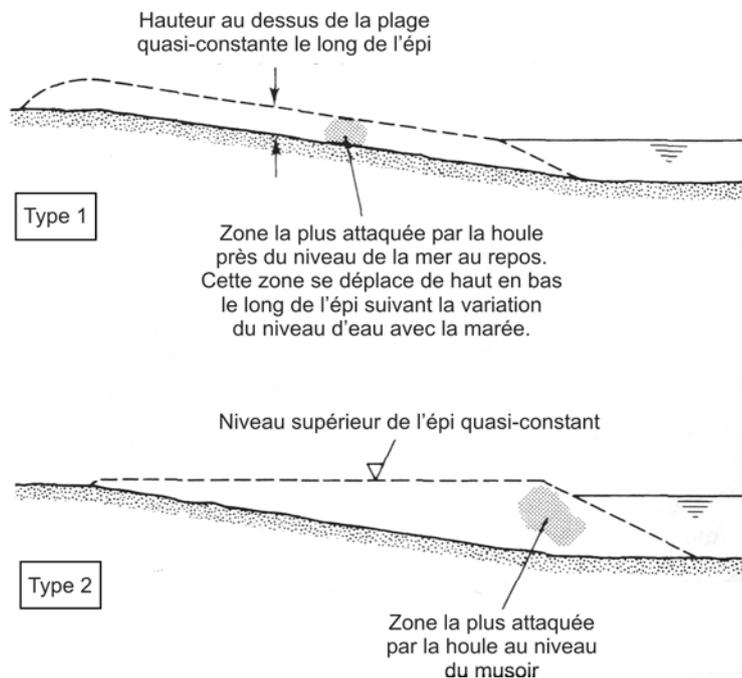
### Épi

La section transversale d'un petit épi simple peut être constituée d'enrochement d'une seule blocométrie éventuellement étalée ( $D_{85}/D_{15} > 2.5$ ). Les blocs les plus larges dans cette blocométrie peuvent être mis de côté pendant la construction pour être placés sur la partie externe de l'épi, ce qui fournit une protection supplémentaire aux endroits où une plus forte énergie de la houle peut se concentrer. En ce qui concerne les ouvrages de plus grande taille, il est possible d'introduire de petites couches d'enrochement de nivellement. Les Figures 6.44 et 6.75 montrent des épis de formes différentes.

Le niveau de complexité de la coupe dépendra de l'accessibilité du site et des ressources disponibles pour la maintenance (voir les Chapitres 9 et 10). Un enrochement de blocométrie étroite placé directement sur la plage peut être soumis à un tassement, ce qui exigera de venir un jour rajouter des blocs. Toutefois, les économies en jeu, en termes de coût d'investissement, peuvent s'avérer importantes si les blocs de rechargement sont facilement disponibles et faciles à mettre en place.

Le niveau de la crête doit généralement suivre le profil de la plage existante ou proposée (rechargée ou contenue) (type 1 de la Figure 6.75). Ce profil varie en fonction de la saison (été ou hiver), des conditions météorologiques (tempête ou calme) et des variations dues au mouvement des sédiments dans le profil. Toutefois, la crête ne doit normalement pas dépasser le niveau maximal de la plage prévu en tous points. Ceci peut être calculé à l'aide des modèles ou des formules de transport sédimentaire. Il peut parfois être approprié de maintenir la hauteur de la crête à un niveau constant, en particulier pour les épis courts, auquel cas cette hauteur de crête ne doit normalement pas dépasser la hauteur d'une barre de tempête qui pourrait se produire sur le site.

Les hauteurs de crête et les profils suggérés doivent garantir que les sédiments ne sont pas retenus inutilement d'un côté de l'épi, ce qui appauvrirait les plages situées en aval. Le profil longitudinal sélectionné influencera l'emplacement de la zone, sur la longueur de l'ouvrage, où l'attaque de la houle sera la plus forte, comme cela est illustré à la Figure 6.75. Il faut apporter un soin particulier au dimensionnement pour la stabilité hydraulique de ces zones.



**Figure 6.75** Différents types de profils d'épis (Simm et al., 1996)

Les talus latéraux des épis simples peuvent être déterminés dans une large mesure par des considérations économiques et la pente peut atteindre 2/1, voire 3/2. Le principal avantage des talus moins raides (p. ex. 3/1 à 4/1) est la réduction de la réflexion de la houle et l'augmentation de la capacité de diffraction qui pousse les sédiments à s'accumuler à l'arrière des épis. Il est en outre possible d'utiliser des blocs plus petits sur des talus moins inclinés. Une attention particulière doit être portée à la transition entre les épis en enrochement et les défenses rigides et imperméables existantes.

Il est recommandé de s'assurer que la transition a une bonne perméabilité/porosité en vérifiant que les critères en matière de filtration sont remplis (voir la Section 5.4.3.6). Le scellement bitumineux d'une petite surface de l'enrochement de l'épi qui jouxte un ouvrage rigide est une méthode de construction de la transition relativement économique.

L'Encadré 6.9 étudie un cas d'utilisation des épis en enrochement pour éviter l'invasion marine d'un front de mer.

**Encadré 6.9** Étude de cas : épis en enrochement, Storeham, Royaume-Uni

**Problème :** les défenses contre la mer existantes (voir la Figure 6.76) qui protégeaient une longueur de côte de 4 km menacée par une invasion marine, se détérioraient et subissaient un franchissement fréquent, ce qui entraînait des inondations, des dommages matériels et présentait un risque vital. Sur la base des estimations existantes du niveau de la mer dans la zone, il était évident que le franchissement des défenses augmenterait avec le temps, causant des dommages considérables aux infrastructures et aux propriétés locales.

**Solution :** la solution a consisté à recharger la plage et à construire 33 épis en enrochement le long du front de mer afin de fournir le niveau de protection requis contre le franchissement. Les épis en enrochement naturel de 4-8 t font 70 m de long. Un géotextile a été placé sur le matériau constitutif de la plage. Il est recouvert d'un noyau et de deux couches d'enrochement principal. Les talus latéraux des épis ont une pente de 3/2. La plage est constituée de galets et les dispositions constructives du pied permettent d'anticiper un affaissement du matériau.

**Coût :** le projet a été échelonné sur trois ans, le coût des phases 1 et 2 est estimé à 12 millions de Livres Sterling. Les travaux ont commencé en 2003 et se sont poursuivis jusqu'en 2005.

**Figure 6.76**  
Étude de cas : épis en enrochement, Storeham, Royaume-Uni (source : Halcrow)

**Brise-lames**

La Section 6.1 traite de la conception et de la construction des digues en général. En cas de construction de brise-lames dédiés à la protection des côtes, il convient de respecter l'évaluation des modes de rupture et la méthode de dimensionnement des coupes décrites à la Section 6.3.3. La fonction des brise-lames, qui est de favoriser l'accrétion de la plage, peut avoir plus d'influence sur la forme de la section que de simples considérations de stabilité, comme cela est le cas pour les digues à talus.

De manière générale, la face externe de ce type de digues au sens large doit avoir une pente de 3/1 à 4/1 environ, afin de réduire l'affouillement causé par la réflexion de la houle et d'accroître la dissipation de l'énergie. La face arrière peut être plus raide. Si la réflexion et l'affouillement sont admissibles, les talus de la face avant pourront être plus inclinés. La hauteur de la crête sera déterminée par les limites de franchissement (voir la Section 5.1.1.3), par les critères de transmission de la houle (voir la Section 5.1.1.5) ou, dans le cas de digues-récifs dynamiquement stables, par l'interaction entre la houle et l'ouvrage (voir la Section 5.2.2.6). La Figure 6.77 montre les brise-lames d'Elmer (Royaume-Uni) et leurs salients.



**Figure 6.77** *Brise-lames, Elmer, Royaume-Uni (source : Agence de l'environnement britannique)*

### Conception des musoirs

Les musoirs situés aux extrémités des ouvrages en enrochement présentent un problème de stabilité spécifique. La houle qui déferle sur un musoir peut s'y concentrer et accroître de manière significative l'exposition et l'instabilité, en particulier à l'arrière du musoir.

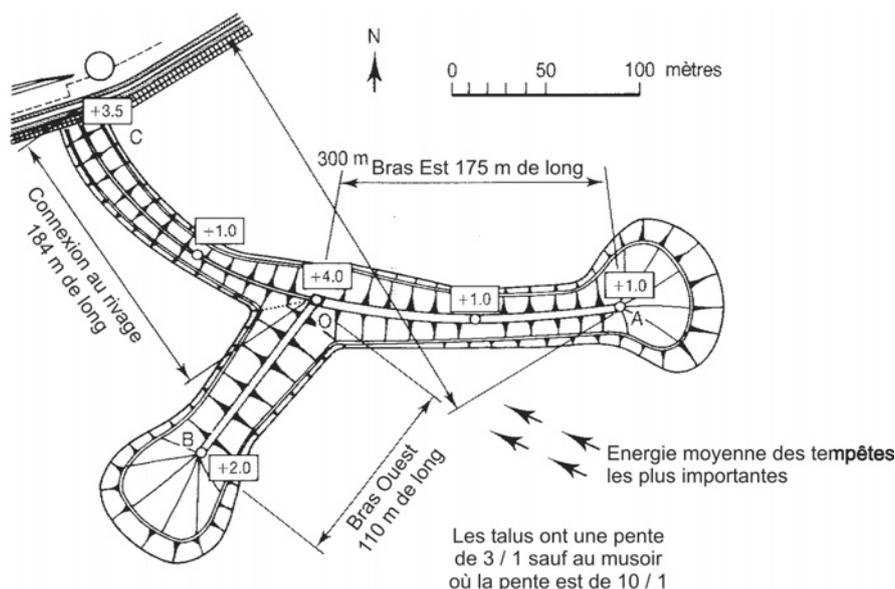
Pour résoudre ce problème et garantir au musoir la même stabilité qu'à la section courante principale, le talus est adouci ou la masse de l'enrochement est augmentée – ou les deux.

Les Sections 5.2.2.13 et 6.1.4.1 exposent les considérations générales et des recommandations pour les musoirs de digues à talus.

Il est possible d'adoucir un peu plus la transition entre l'ouvrage et la plage en introduisant un tapis constitué de blocs de nivellement/de sous-couche, comme cela est le cas pour la digue construite à Leasowe Bay, au Royaume-Uni (Barber et Davies, 1985)

### Épi en Y

Le dimensionnement de la section des différentes parties d'un épi en Y implique une combinaison des concepts abordés ci-dessus pour les épis et les brise-lames. Pour une description des différentes parties de cet ouvrage, il est possible de se référer au schéma de la géométrie de base présenté à la Figure 6.78 (voir également la Figure 6.53).



**Figure 6.78** Géométrie d'un épi en Y

- **Connexion au rivage (OC, Figure 6.78)**

La crête de la connexion au rivage, qui empêche les courants de marée de s'écouler derrière les bras principaux de l'ouvrage et d'éroder la plage, est, comme dans le cas des épis, normalement établie de manière à suivre le profil de la plage. Les talus latéraux ont habituellement une pente d'environ 2/1, là encore à l'instar des épis classiques.

- **Bras extérieur aval (OB, Figure 6.78)**

Étant donné que la fonction principale du bras extérieur aval est d'intercepter la houle de tempête et de protéger la plage aval de l'attaque directe de la houle, sa crête est généralement construite au-dessus de la pleine mer, avec cependant une pente descendante de O vers B pour une transition plus douce jusqu'au niveau de la plage.

Les talus latéraux du bras extérieur aval ont une pente de 4/1 normalement sur la face externe exposée à la houle de tempête dominante, mais peuvent être réduits à une pente de 3/1 sur la face interne moins exposée. Les talus dont la pente atteint 2/1 doivent être évités car cette pente donnerait lieu à une réflexion indésirable par rapport à des talus moins raides, et le talus ne présenterait pas les propriétés de dissipation de l'énergie nécessaires pour favoriser l'accrétion du sable.

- **Bras extérieur amont (OA, Figure 6.78)**

Étant donné que la fonction principale du bras extérieur amont est d'intercepter les courants littoraux et les courants de marée et de les dévier suffisamment loin au large pour minimiser l'érosion de la plage, la hauteur de la crête de ce bras peut être moins élevée, puisque les courants de marée sont les plus forts à la moitié de la marée. De fait, si la hauteur de la crête est trop élevée, des plaques de limon indésirables sont susceptibles de se former entre AOC et le trait de côte.

### Épi en L et en T

Ils peuvent être conçus comme des épis classiques. Parce qu'ils sont construits dans des zones où le marnage est limité, la détermination de la hauteur de crête est relativement simple. Les talus latéraux du L ou du T extérieur auront une pente comprise entre 3/1 et 6/1, pour les raisons déjà mentionnées ci-dessus à propos des brise-lames et des épis en Y.

Le bras connecté au rivage peut avoir des talus latéraux de pente allant jusqu'à 2/1, à l'exception de la face extérieure des bras où il n'y a aucune plage de poche ou plage protégée de part et d'autre. La Figure 6.79 montre des épis en T classiques qui servent à maintenir une plage en place.



Figure 6.79 Épîs en T, Rhyl, Royaume-Uni (source : DEFRA/Halcrow)

**Seuil ou digue immergée**

La stabilité de l’enrochement, les talus latéraux et les détails de la section des seuils ou des digues immergées peuvent être évalués à l’aide des informations sur la stabilité qui figurent à la Section 5.2.2.4. Le dimensionnement sera fortement influencé par la hauteur de crête choisie, elle-même déterminée par le profil requis de la plage à retenir. On ne dispose pas d’informations suffisantes pour pouvoir donner des instructions claires sur la hauteur de la crête par rapport au profil de la plage, et il est recommandé d’avoir toujours recours à des essais sur modèles. Néanmoins, sur la base d’une évaluation de travaux effectuée par Beil et Sorenson (1989), le point de départ du dimensionnement pourrait consister à fixer le niveau de la crête de telle manière que la hauteur de la crête du seuil qui se trouve au-dessus du niveau d’origine de la plage soit à peu près le double de la hauteur du seuil au-dessus du niveau final de la plage,  $h_i - h_s$ . Les paramètres sont explicités à la Figure 6.80.

Les recommandations sur l’utilisation des seuils sont rares, mais la Figure 6.81 montre le dimensionnement (testé sur modèle) d’un seuil et d’une plage suspendue à Lido di Ostia, Rome (Toti *et al.*, 1990). La stabilité des seuils relativement profonds peut aussi être évaluée à l’aide des recommandations de la Section 5.2.2.5.

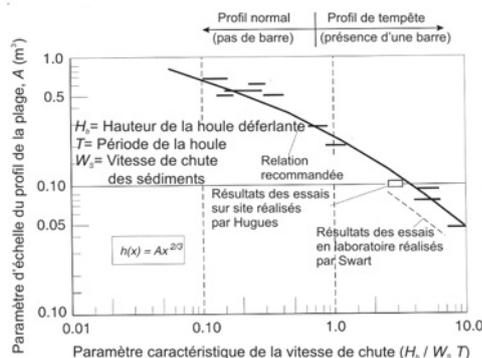
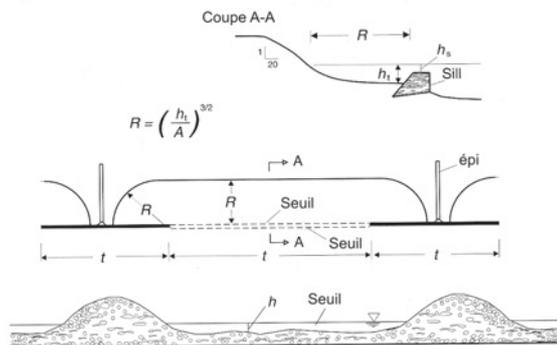


Figure 6.80 Paramètres de dimensionnement d’un seuil en enrochement (Dean, 1987 et 1988)

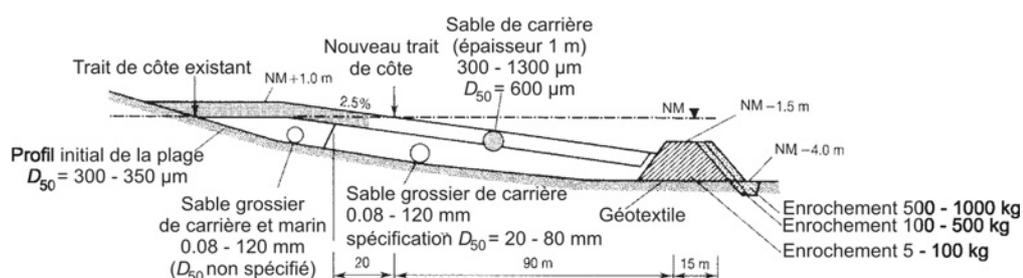


Figure 6.81 Seuil et plage suspendue (Toti et al., 1990)

### 6.3.5 Considérations économiques

Les considérations économiques doivent être étudiées dès la phase de conception. L'estimation des coûts associés aux différentes phases d'un projet est expliquée à la Section 2.4. Au préalable, les coûts totaux du projet peuvent être estimés à l'aide des prix unitaires et des quantités (voir également la Section 6.1.8 sur les considérations économiques des digues à talus).

Les ouvrages de protection côtière en enrochement diffèrent des digues à talus en ce qu'ils peuvent faire partie d'un système, interagissant avec les autres composants dans un but précis, par exemple constituer une protection en enrochement pour un mur de haut de plage ou des épis en association à un rechargement de plage. Il peut donc exister des cas de figure dans lesquels une détérioration de l'ouvrage en enrochement n'aura pas pour conséquence une rupture catastrophique et cela peut être pris en considération dans la conception.

Les projets d'aménagement côtier sont développés pour satisfaire différentes exigences de fonctionnement et de performance à un emplacement donné. Des méthodes de dimensionnement identiques à celles des grandes digues portuaires ont parfois été utilisées, mais des projets ont également été mis au point sur la base d'une méthode observationnelle à l'aide de matériaux disponibles localement.

Au Royaume-Uni, des études ont porté sur des ouvrages en enrochement à faible coût, situés sur les côtes britanniques, dont la conception s'écarte des recommandations classiques afin de construire des ouvrages en enrochement à bas coût (Crossman *et al.*, 2003). Le rapport identifie les opportunités de ce choix ainsi que leurs avantages, tels que la facilité de construction, l'amélioration des conditions de sécurité lors de la construction, la réduction de l'impact sur l'environnement et la construction d'ouvrages plus adaptables (voir l'Encadré 6.10).

Les quantités d'enrochements utilisées dans les ouvrages côtiers sont généralement inférieures à ce qui est nécessaire pour une grande digue portuaire. L'enrochement naturel employé dans ces ouvrages est donc souvent un sous-produit des carrières de granulats, tandis que pour les digues portuaires, on utilise souvent une carrière dédiée et les coupes de l'ouvrage sont optimisées afin de faire le meilleur usage possible de la production de la carrière (voir la Section 6.1.8.1).

Dans la mesure où les enrochements utilisés sont habituellement des sous-produits de carrières, leur disponibilité et leur coût varient en fonction de ce qui a été mis en réserve dans la carrière. Ce type de carrières peut également n'être capable de fournir qu'une blocométrie limitée ou des matériaux de mauvaise qualité, et peut éprouver des difficultés à produire le matériau à la cadence nécessaire pour que la construction soit économique. Ceci s'applique aussi bien aux grandes blocométries destinées à la carapace qu'aux plus petites, utilisées en sous-couche.

Il est véritablement important que la conception de base et les exigences de maintenance à long terme soient comprises et acceptées dès le départ par le maître d'ouvrage. Le Chapitre 10 traite de ceci de manière plus approfondie, notamment avec des études de cas.

**Encadré 6.10** *Recommandations à propos des ouvrages à faible coût (d'après Crossman et al., 2003)*

Les modifications de conception qui peuvent réduire le coût des ouvrages côtiers en enrochement incluent les éléments suivants :

**Réduction de la quantité de matériau**

La taille et la forme des ouvrages en enrochement (leur « dimensionnement géométrique ») sont principalement déterminées par les exigences fonctionnelles et de performance, par exemple le degré de protection d'une plage ou la proportion de transport longitudinal intercepté par un épi. Certains aspects de la géométrie de l'ouvrage ne dépendent que de la taille de l'enrochement, par exemple l'épaisseur de la couche et la largeur de la crête sont souvent fixées à deux ou trois blocs. Si l'analyse des autres configurations structurelles possibles (comme l'introduction d'un noyau plus perméable) permet d'utiliser une blocométrie d'enrochement inférieure, le volume d'enrochement requis peut être réduit de manière significative, ce qui entraîne à la fois une réduction des coûts et une réduction de l'impact sur l'environnement.

Certaines parties de l'ouvrage peuvent être construites avec d'autres matériaux (à bas prix, voir la Section 3.13). Ceci peut signifier que le noyau de l'ouvrage sera constitué de déchets (p. ex. vieux pneus de voiture) ou que l'on construira des ouvrages mixtes avec de l'enrochement à certains endroits et, ailleurs, d'autres configurations structurelles seront adoptées lorsqu'elles permettront de faire des économies (comme des panneaux de bois ou d'acier verticaux à l'enracinement de l'épi). L'augmentation de la surveillance et de l'adaptabilité des ouvrages en enrochement permet de réduire la sécurité lors du dimensionnement, en n'utilisant au début que la quantité d'enrochement nécessaire pour fournir la performance requise, tout en sachant que l'ouvrage sera surveillé et amélioré si nécessaire.

**Amélioration de l'efficacité de la construction**

Un dimensionnement minutieux et une description détaillée des ouvrages en enrochement peuvent réduire la durée et le coût de l'ouvrage. Si l'on conçoit des coupes plus simples qui comportent moins de classes d'enrochement différentes, on réduit le nombre d'opérations de construction et le degré de vérification requis. Ainsi on accélère la cadence de construction. L'utilisation d'une classe d'enrochement unique peut également minimiser le risque de dommage sur les parties non protégées de l'ouvrage au cours de la construction, par rapport à un système multi-couches où la taille des sous-couches peut être insuffisante pour résister au dommage pendant les tempêtes qui peuvent survenir alors que l'ouvrage est en cours de construction.

La réduction et la répartition adéquate des risques permettent de réduire les coûts, par exemple, la diminution des risques de l'entreprise en acceptant le paiement par masse d'enrochement ou en s'assurant que les exigences de construction sont clairement définies dès le début du projet (utilisation d'une planche d'essai pour confirmer les exigences en matière de placement et de densité de pose, voir la Section 9.8). La durée de la construction a souvent un impact significatif sur les coûts de construction et, lorsque cela est possible, il convient de chercher à maximaliser l'utilisation des équipements, par exemple en travaillant par tranches de 24 heures et à la marée. Si cela n'est pas réalisable pour l'ensemble des travaux, cela l'est peut-être au moins pour les éléments les plus limités ou critiques, par exemple ceux qui exigent l'utilisation d'un équipement spécifique ou qui nécessitent une fenêtre de marée particulière.

**Réduction du coût de l'enrochement**

Le coût de l'enrochement livré sur le site peut varier de manière significative. Un plus grand choix de sources d'approvisionnements augmentera la probabilité d'obtenir des matériaux moins chers. Le choix peut être augmenté en limitant la taille des blocs et en élaborant des variantes qui intègrent les contraintes imposées par les carrières locales.

Lorsque les carrières sont situées à proximité du site, l'enrochement peut être obtenu à faible coût, bien qu'il soit possible qu'il ne remplisse pas les exigences en matière de qualité, de blocométrie et de cadence de production. Ces problèmes peuvent être résolus par exemple en stockant les blocs avant le début des travaux, en étendant la blocométrie de l'enrochement afin d'utiliser une plus grande proportion de la production de la carrière ou en relâchant les exigences en matière de qualité et en prévoyant un approvisionnement supplémentaire pendant la durée de vie de l'ouvrage. Lorsqu'il est difficile d'obtenir un volume suffisant de blocs de grandes tailles, il est possible d'opter pour un placement sélectif en disposant les enrochements les plus gros dans les zones où l'on s'attend au plus de dommage ou dans celles où la stabilité est la plus critique (sur la crête ou sur le pied des ouvrages ou au musoir d'un épi).

**Réduction de l'excavation**

L'excavation, souvent réservée au pied ou aux autres fondations d'un ouvrage, est une opération difficile et onéreuse. En règle générale, lorsque cela est possible, on évite l'excavation sous l'eau effectuée à l'aide d'équipements flottants.

Il est possible de réaliser des économies substantielles en matière d'excavation en utilisant des équipements terrestres. Les coûts peuvent être élevés car les excavations contiennent souvent de l'eau qu'il faut pomper et le maintien de leur stabilité exige des talus faiblement inclinés, un étalement ou un soutènement. Sur les plages, à marée haute, les excavations peuvent se remplir très rapidement de sédiments transportés par la houle et les courants. La construction dans des excavations doit souvent être effectuée par courtes sections, l'excavation et le placement des blocs ayant lieu lors de la même marée. Le travail en courtes sections est inefficace et prend du temps. Plus l'excavation est profonde, plus la quantité d'eau qu'elle est susceptible de contenir augmente, ce qui accroît la durée de construction, le coût du projet et les risques liés à la sécurité. De fait, il est possible de réaliser des économies significatives en mettant au point une conception qui minimise l'excavation. Voir par exemple les configurations de pieds sans excavation de la Section 6.3.4.1.

### 6.3.6 Prise en compte de la construction dans la conception

Le maître d'œuvre doit, lors de la phase d'études, envisager la méthode de construction possible avant de concevoir la forme de l'ouvrage. En règle générale, plus la conception est simple, plus l'ouvrage peut être construit rapidement et à moindres frais. Il est recommandé d'impliquer dans le processus de conception une entreprise spécialisée dans les travaux maritimes, qui pourra donner des conseils à propos de la méthodologie choisie pour la construction du type d'ouvrage proposé (voir le Chapitre 9 pour plus d'informations sur la construction).

Les principaux éléments à prendre en considération dans la conception d'une protection côtière sont les suivants :

- disponibilité des matériaux, par exemple la couleur, la taille et la blocométrie. Ceci peut en particulier influencer le choix du type d'enrochement (naturel ou artificiel, voir le Chapitre 3) et de la forme de l'ouvrage (p. ex. pente douce);
- ressources locales de construction. Si la qualité de la construction est discutable, il convient d'en tenir compte dans les dimensions et les tolérances;
- meilleur usage des matériaux. Les dimensions exactes d'un ouvrage doivent être ajustées, dans l'idéal, pour optimiser l'utilisation des enrochements provenant des carrières. Il faut envisager d'adapter la conception à la disponibilité locale des matériaux (voir le Chapitre 3 et l'Encadré 6.10);
- limitations d'accès au front de mer et facilité de construction. Le marnage, l'état du sol et les points d'accès sont tous des éléments importants. Par exemple, les travaux sont-ils entrepris pendant l'hiver, lorsque l'obscurité et les conditions météorologiques peu clémentes sont susceptibles de réduire la cadence?
- type d'équipements, portée maximale des équipements. Lors du placement des gros blocs d'enrochement, en particulier, la construction depuis une barge peut prendre deux fois plus de temps que la construction à partir de la crête, qui fournit un vaste espace de travail;
- circulation des engins, largeur de crête suffisante à un niveau de construction situé au-dessus du niveau de l'eau pour permettre le mouvement des engins, l'approvisionnement en matériel, la manœuvrabilité de la grue, la disposition de zones de dépassement et les considérations générales liées à la sécurité;
- détails constructifs simples, en ce qui concerne les carapaces etc. Il convient de maintenir le nombre d'opérations différentes à un minimum;
- existe-t-il des classifications environnementales qui influenceront le choix des techniques de construction ou la livraison des matériaux? Par exemple, le littoral est-il une zone classée? Si tel est le cas, il est possible que le déchargement de matériaux par la mer soit restreint;
- bathymétrie au large et marnage. Ce sont des éléments importants pour le choix, fait par l'entreprise, de la méthode de livraison et pour établir les fenêtres de livraison et d'utilisation des équipements;
- utilisation des géotextiles. Il faut être particulièrement attentif dans les cas suivants :
  - a. lorsque la construction se déroule au milieu de forts courants ou dans un environnement exposé à la houle,
  - b. lorsque des navires sont susceptibles de manœuvrer dans des eaux peu profondes situées à proximité de la construction, car il y a un risque d'obstruction des hélices par les géotextiles mal fixés.
- utilisation de l'enrochement. Il faut prêter une attention particulière aux embarcations légères (p. ex. des yachts) qui manœuvrent dans des eaux peu profondes car il existe un risque de dommage sur la coque, par exemple à l'entrée d'un port. On peut envisager l'utilisation de grands sacs remplis de sable, plus souples, à la place de l'enrochement naturel;
- anneaux de levage sur chaque bloc. Si cela est possible, il convient de proscrire leur utilisation et de préférer l'utilisation d'équipements hydrauliques de grande taille.

On peut également recourir à une modélisation physique – qui permet de vérifier le dimensionnement final – pour évaluer les risques sur des sections inachevées de l'ouvrage. Cet élément est très important car, si les travaux doivent être entrepris pendant les mois d'hiver, l'ouvrage partiellement construit sera exposé à un dommage potentiel, à cause de l'action de la houle et des surcotes.

Si les considérations constructives doivent jouer un rôle clé dans la conception, il ne faut pas les laisser compromettre le dimensionnement final ou le dicter de manière inappropriée, à moins qu'il ne soit possible d'en établir les bénéfices pour les deux parties (il s'agit invariablement du coût).

Le Chapitre 9 du présent guide aborde les problématiques de construction de manière plus détaillée.

### 6.3.7 Prise en compte de la maintenance dans la conception

Les considérations et techniques de maintenance sont analysées en détail au Chapitre 10. Pour ce qui est du choix du type de section d'un ouvrage de haut de plage ou d'un ouvrage de protection du littoral, il est important de reconnaître que la maintenance sera une opération à petite échelle qui sera donc effectuée de la manière la plus économique possible, à l'aide d'équipements terrestres. Par conséquent, l'accès nécessaire à l'ouvrage depuis le rivage aura une influence cruciale sur la méthode de dimensionnement de la carapace.

Le niveau de dommage admissible, pour lequel l'ouvrage a été conçu (niveau de dommage,  $S_d$ , voir la Section 5.2.1), influencera également la fréquence des interventions de maintenance. Il s'agit d'un élément important à prendre en considération au cours de la phase de conception.

Il est important que l'ouvrage puisse être entretenu en toute sécurité et qu'il y ait un accès convenable pour tous les équipements nécessaires pendant toute la durée du programme de maintenance et de rénovation prévu tout au long de la durée de vie de l'ouvrage.

Par exemple, un maître d'ouvrage peut considérer qu'il ne veut aucun dommage sur l'ouvrage pour un événement de période de retour de 50 ans ( $S_d = 2$ ), tandis qu'il accepte un dommage mineur pour un événement de période de retour de 200 ans ( $S_d$  varie selon le type de talus), ce qui peut nécessiter le remplacement de certains blocs sur la crête ou de la butée de pied, mais qui ne causera aucune rupture catastrophique. Les formules de stabilité de la Section 5.2.2.2 peuvent servir pour le dimensionnement selon ces exigences.

Les maîtres d'ouvrage doivent être informés de ces considérations et impliqués dans le processus de décision qui concerne les exigences en matière de maintenance dès le début des études.

### 6.3.8 Réparation et modernisation d'ouvrages existants

L'enrochement naturel est un matériau qui est souvent utilisé pour la réparation et la modernisation des ouvrages existants. Il faut soigneusement étudier la façon dont les réparations s'intègrent dans les ouvrages existants afin que les deux formes de construction ne donnent pas naissance à des zones de faiblesse localisées au niveau des transitions ou à une concentration des actions hydrauliques, à un franchissement plus important ou à une accélération de l'affouillement.

Si les ouvrages en enrochement doivent être recouverts de blocs supplémentaires, il faut un travail considérable de manipulation des blocs existants jusqu'à ce que l'on atteigne un degré d'imbriication satisfaisant de chaque bloc. Il est donc recommandé que le maître d'œuvre se renseigne auprès de l'entreprise avant d'adopter cette technique et qu'il sache que les coûts associés à ce qui semble être une opération simple peuvent être considérables.

Les réparations sur les ouvrages de haut de plage, par exemple en installant un revêtement ou un tapis anti-affouillement en enrochement naturel, doivent être entreprises selon les méthodes et recommandations des Chapitres 4 et 5.

Les plans de récolement sont très utiles car ils donnent les détails de construction des ouvrages qui doivent être réparés ou réhabilités. Dans de nombreux pays, il est obligatoire – et dans d'autres cela est considéré comme une bonne pratique – de produire ces plans lorsque l'ouvrage est terminé et de les transmettre au maître d'ouvrage pour qu'il les conserve précieusement jusqu'à ce qu'ils soient nécessaires de les consulter, en particulier au cours de la maintenance.

## 6.4 UTILISATION DE L'ENROCHEMENT EN INGÉNIERIE OFFSHORE

La présente section traite de l'utilisation de l'enrochement en ingénierie offshore. Y sont notamment abordés les systèmes de protection en enrochement et de stabilisation des conduites et des câbles sous-marins, ainsi que la conception, des protections de fond et des protections anti-affouillement destinées aux ouvrages offshore en général.

Dans cette section, la définition du terme « offshore » ne s'applique pas nécessairement aux eaux profondes. Celui-ci désigne essentiellement les ouvrages construits à l'aide d'équipements flottants, par opposition aux constructions réalisées à l'aide d'équipements terrestres. Ce type de structures comprend notamment :

- les protections des conduites et des câbles sous-marins ;
- les protections anti-affouillement des structures élancées telles que les monopieux (éoliennes offshore) ;
- les protections anti-affouillement et la préparation du fond des ouvrages massifs tels que les ouvrages poids en béton.

La Figure 6.82 offre un aperçu schématique de ces types d'ouvrages.

Cette section comporte tout d'abord une présentation des aspects à prendre en compte lors de la conception de tout ouvrage offshore en enrochement. Elle présente ensuite certains aspects spécifiques importants relatifs à la protection en enrochement des conduites et des câbles sous-marins, puis passe en revue certaines considérations propres à la conception des structures de protection anti-affouillement. Les calculs de dimensionnement effectués pour les différents types d'ouvrages se fondent sur les méthodes présentées au Chapitre 5. Le lecteur peut notamment se reporter aux sections suivantes :

- ouvrages proches du fond exposés à la houle – Section 5.2.2.5 ;
- protection anti-affouillement contre la houle – Section 5.2.2.9 ;
- protection de fond contre les courants – Section 5.2.3.1 ;
- ouvrages proches du fond exposés aux courants – Section 5.2.3.2 ;
- protection anti-affouillement contre les courants – Section 5.2.3.3.

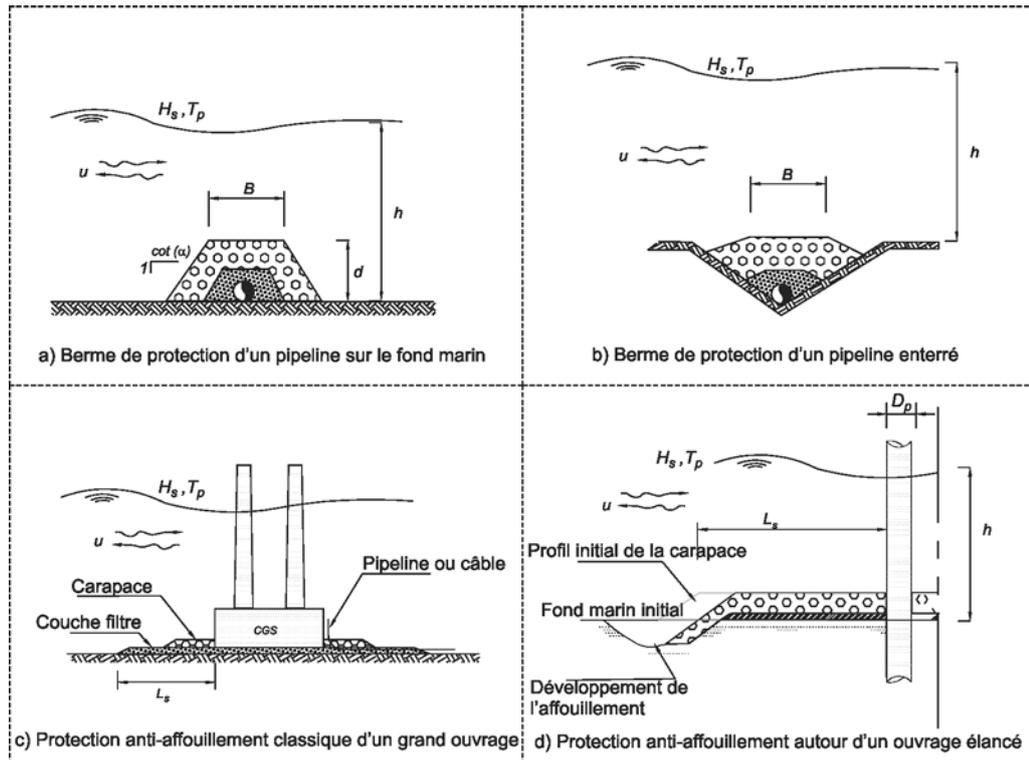
Des renvois à d'autres recommandations de conception importantes sont donnés lorsque nécessaire. Le Chapitre 9 présente certains aspects liés à la construction, notamment aux types d'équipements et aux méthodes couramment utilisés.

### 6.4.1 Généralités et définitions

En règle générale, les structures en enrochement couramment utilisées pour protéger les ouvrages offshore énumérés ci-dessus sont constituées de bermes, de talus ou tapis en enrochement naturel placées soit sur le fond de la mer, soit dans une tranchée, dans le cas d'une conduite ou d'un câble enfoui(e). La Figure 6.82 propose une série de représentations schématiques de certaines applications courantes de l'enrochement.

Le dimensionnement de ces structures nécessite généralement d'estimer l'affouillement qui aura lieu avant ou après la construction. Pour plus d'informations à ce sujet, le lecteur peut se repor-

ter à la Section 5.2.2.9 ainsi qu'aux manuels classiques sur l'affouillement, tels qu'Hoffmans et Verheij (1997), Schiereck (2001) et Whitehouse (1998).



**Figure 6.82** Représentations schématiques des ouvrages offshore en enrochement

#### 6.4.1.1 Conduites et câbles sous-marins

Il est souvent nécessaire de protéger les conduites et câbles sous-marins en raison des risques d'accidents qui peuvent entraîner :

- la fuite du contenu des canalisations, causant de lourds dommages environnementaux ;
- des coûts de réparation élevés ;
- une perte de bénéfices entre l'accident et la fin des réparations ;
- un raccourcissement de la durée de vie de l'ouvrage.

Pendant la phase d'exploitation, les conduites offshore sont exposées aux risques suivants :

- efforts hydrodynamiques liés à la houle et aux courants ;
- instabilité géotechnique de la berme ou du sous-sol ;
- changements morphologiques (dunes sous-marines) ;
- chute ou accrochage des ancrs de navires ;
- choc ou accrochage des équipements de pêche.

Il existe par ailleurs d'autres risques inhérents aux conduites :

- chutes d'objets (conteneurs, outils), notamment à proximité des plates-formes ;
- contraintes excessives et vibrations au niveau des conduites, liées à l'augmentation de la portée libre de certaines sections. Cette augmentation de portée libre peut résulter d'un affouillement ou de changements morphologiques rapides du fond marin (dunes sous-marines) ;
- flambement, induit par la dilatation thermique des conduites ;

- création de bouchons par solidification du contenu des conduites du fait d'une baisse de la température le long de celles-ci;
- augmentation de la viscosité des substances transportées liée, entre autres facteurs, à une baisse de la température le long des conduites.

On a souvent recours à des bermes en enrochement naturel pour protéger les conduites et les câbles face à ces risques : il est possible de disposer une berme continue sur toute la longueur de la conduite ou du câble ou, dans certains cas, de mettre en place une série de bermes espacées d'une distance précise, la seconde solution étant applicable en l'absence de tout risque d'accident lié aux ancrages, aux équipements de pêche ou aux chutes d'objets.

#### 6.4.1.2 Structures élancées (monopieux)

Il est souvent nécessaire de mettre en place une protection anti-affouillement autour des structures élancées telles que les monopieux des éoliennes offshore. Les parcs éoliens offshore sont de plus en plus souvent envisagés et conçus pour des environnements aux conditions hydrodynamiques sévères. Afin d'assurer la fiabilité et la rentabilité de l'exploitation, les monopieux des éoliennes doivent être dimensionnés pour résister à ces conditions environnementales.

De nombreux sites potentiels de construction de parcs éoliens offshore se situent sur des fonds constitués de sédiments meubles. Dans ce cas, il faut tenir compte de l'interaction entre les sédiments et la structure porteuse de l'éolienne. Il convient notamment d'évaluer les aspects liés à la mécanique des sols sur lequel reposent les fondations et les effets de l'affouillement induit par l'écoulement. L'affouillement, s'il est important, est susceptible de nuire à la stabilité et à la durée de vie de l'ouvrage du fait de la fatigue qu'il peut induire sur le comportement des monopieux par des phénomènes de résonance. Cela dépend en partie de la conception de la protection anti-affouillement. Parmi les principaux facteurs influençant le comportement face à la résonance figurent la longueur de monopieu enfoncée dans le sol, et la hauteur de l'enrochement autour du pieu.

#### 6.4.1.3 Ouvrages poids en béton

Les ouvrages poids en béton sont caractérisés par leurs dimensions relativement importantes par rapport à la hauteur d'eau. Les phénomènes d'écoulement autour de l'ouvrage et donc les risques d'affouillement et le type de protection requise diffèrent de ceux d'une structure élancée. Une autre caractéristique des ouvrages poids en béton est la présence de conduites et/ou de câbles raccordé(s) à l'ouvrage. La protection de ces éléments et l'interface avec le reste de l'ouvrage sont donc également des aspects à prendre en compte. Cette situation hautement tridimensionnelle peut nécessiter une modélisation physique et/ou numérique précise afin de dimensionner et d'optimiser la protection nécessaire.

En outre, les fondations des ouvrages poids en béton doivent généralement être exemptes de protubérances ou autres objets susceptibles d'induire de fortes contraintes locales sur l'ouvrage. Pour cela, on doit parfois mettre en place une protection du fond constituée d'enrochements de petite taille.

### 6.4.2 Implantation

Bien que les différents types d'ouvrages décrits dans la présente section soient très influencés par des effets 3D, les calculs effectués pour le dimensionnement préliminaire de la protection en enrochement reposent généralement sur une approche bidimensionnelle. C'est la raison pour laquelle ce guide ne traite pas des aspects spécifiques liés à l'implantation de ces ouvrages. Pour davantage de précision, il est possible de tenir compte de cette nature tridimensionnelle en ayant recours à des modèles numériques et/ou physiques.

### 6.4.3 Caractéristiques du dimensionnement

Pour déterminer les dimensions de la protection en enrochement, il faut trouver un équilibre entre le développement et les conséquences de dommages éventuels subis par l'ouvrage en l'ab-

sence de protection (et les dépenses induites par les réparations) d'une part, et le coût initial des mesures de protection, d'autre part. Les principaux points à déterminer sont la granulométrie de l'enrochement et l'épaisseur des couches à mettre en place pour assurer la stabilité de l'ouvrage, ainsi que la dimension horizontale nécessaire de la protection.

Celle-ci doit satisfaire aux exigences suivantes :

- la stabilité externe de la protection doit être adéquate, c'est-à-dire être stable dans les conditions de dimensionnement spécifiées ;
- la stabilité interne de la protection doit être adéquate, c'est-à-dire empêcher toute perte de matériau du fond à travers la protection ;
- la protection doit être capable de s'ajuster de façon convenable aux variations anticipées du niveau du fond à son voisinage.

Le dimensionnement d'un système de protection en enrochement repose non seulement sur la stabilité de la carapace en enrochement face aux forces hydrauliques et aux autres conditions de dimensionnement externes, mais aussi sur la stabilité interne du matériau du filtre. Cette dernière est évaluée à l'aide des règles de filtre classiques (Section 5.4.3.6). Le dimensionnement de la protection peut être subdivisé selon les aspects suivants :

- granulométrie de l'enrochement de la carapace (assurant la stabilité de la couche supérieure dans les conditions de dimensionnement) ;
- granulométrie de la (des) couche(s) filtre(s) (empêchant notamment les particules du fond marin d'être emportées à travers la carapace) ;
- épaisseur de chaque couche d'enrochement (empêchant les particules du fond d'être emportées à travers les différentes couches d'enrochement) ;
- dimension horizontale de la protection anti-affouillement (assurant une distance suffisante entre le fond non protégé et l'ouvrage, nécessaire à la stabilité des fondations).

Dans le cas des ouvrages en enrochement naturel, après avoir déterminé les données de site nécessaires au dimensionnement (voir le Chapitre 4), il est possible d'appliquer les méthodes de dimensionnement du Chapitre 5 pour calculer la blocométrie de l'enrochement nécessaire afin d'assurer la stabilité de la protection dans des conditions de dimensionnement extrêmes.

Les formules énumérées à la Section 5.2 peuvent servir à déterminer la stabilité face aux actions hydrauliques (voir les renvois spécifiques au début de la Section 6.4). Ces formules comportent des coefficients tenant compte de l'influence de l'action combinée exercée par les courants et la houle, et permettent de déterminer avec précision une taille d'enrochement minimale nécessaire pour la stabilité. Les différentes formules de dimensionnement énumérées à la Section 5.2 ont généralement été établies pour des conditions spécifiques ; c'est la raison pour laquelle, lors du dimensionnement des ouvrages, les résultats qu'elles permettent d'obtenir doivent être comparés à ceux d'autres formules. La détermination finale de la blocométrie de l'enrochement nécessite de faire appel au jugement de l'ingénieur pour évaluer les résultats obtenus. La résolution de certaines des équations permettant d'obtenir la taille,  $D$  (m), requise nécessite d'appliquer un coefficient de rugosité  $k_s$ , qui est fonction de la granulométrie. Il arrive que cette procédure itérative ne converge vers aucune solution (une rugosité accrue mène à une augmentation de la granulométrie qui, à son tour, accroît la rugosité). Dans ce type de situation,  $k_s$  doit être limité à une valeur appropriée (de l'ordre de 0.5 m).

L'application des formules de la Section 5.2 permet d'obtenir une certaine taille minimum de l'enrochement (et une granulométrie doit être choisie à partir de celle-ci, voir Section 3.4) à mettre en place. Néanmoins, le dimensionnement n'est pas encore terminé ! En fonction de l'ouvrage à protéger et des risques généraux justifiant la protection, il faut disposer l'enrochement selon une géométrie spécifique autour de l'ouvrage. En règle générale, si l'enrochement est déversé, on met en place une berme en forme de parabole relativement lisse. Si l'on déverse plusieurs couches d'enrochement, avec ou sans recouvrement, il est possible de donner une forme à cette

berme, dans une certaine mesure. On optera en général pour une disposition de berme en forme de trapèze, tout en définissant la largeur de crête de la berme, l'inclinaison des pentes et la hauteur de la protection. En réalité, la berme aura une géométrie plus lisse que celle du dimensionnement, comprenant le même volume de matériaux.

Il faut également tenir compte du fait que la berme en enrochement peut être reprofilée dans une certaine mesure dans des conditions environnementales extrêmes. La taille d'enrochement calculée est une granulométrie stable face aux courants et à la houle définis lors du dimensionnement. S'il se produit une tempête dont la force dépasse les conditions de dimensionnement, alors, en fonction de l'ampleur de ce dépassement, les enrochements commenceront à bouger et finiront par se déplacer. Cela vaut certainement pour les enrochements les plus exposés, notamment ceux situés au niveau de la crête. Les enrochements rouleront le long du talus et s'accumuleront au pied de la berme, si bien que celle-ci deviendra quelque peu étalée et présenteront une forme plus plate, qui permet néanmoins d'améliorer la stabilité hydraulique. Toutefois ce phénomène n'est observé que lorsque les taux de transports d'enrochements sont limités et que les enrochements peuvent se déposer à côté de la berme. Si l'amplitude ou la fréquence des conditions de site dépassent largement celles des conditions de dimensionnement, les enrochements peuvent être emportés plus loin, auquel cas ils ne sont pas en mesure de reprofiler la berme ; celle-ci risque donc d'être endommagée.

#### **6.4.3.1 Approche de dimensionnement**

Le système de protection anti-affouillement est conçu suivant une approche de stabilité double, à savoir statique et dynamique.

##### **Approche de stabilité statique (méthode de dimensionnement classique)**

Suivant cette approche, on suppose qu'aucun mouvement des enrochements individuels n'est permis. Cette méthode donne les dimensions des enrochements nécessaires pour empêcher toute perte (transport) des matériaux de protection dans les conditions de site spécifiées lors du dimensionnement. La stabilité de la protection doit ensuite être dimensionnée pour résister aux hauteurs maximales de la houle et aux périodes de houle associées lors de la période de retour prédéfinie. Il faut comparer la charge maximale s'exerçant sur l'ouvrage au paramètre de la contrainte de cisaillement critique relatif au début de mouvement (paramètre de Shields – voir la Section 5.2.1).

Cette approche signifie que le système de protection reste stable dans les conditions de dimensionnement et qu'aucune maintenance ne sera effectuée au cours de la durée de vie de l'ouvrage, dès lors que ces conditions ne sont pas dépassées.

##### **Approche de stabilité dynamique**

Cette approche autorise un reprofilage limité de la configuration initiale de la protection. Il peut donc se produire des pertes d'enrochements ; il faut par conséquent calculer la quantité moyenne d'enrochements perdus par an. Les pertes totales d'enrochements et l'ajustement du profil sont déterminés pour la durée de vie de l'ouvrage spécifiée lors de la conception. Le profil final de la structure doit correspondre au profil minimal de dimensionnement.

##### **Optimisation**

L'utilisation combinée des approches statiques et dynamiques permet un dimensionnement optimal du système de protection. Traditionnellement, seule l'approche statique est utilisée. Elle débouche généralement sur des tailles d'enrochements plus importantes, ce qui n'est pas toujours économique (bien qu'aucune maintenance ne soit nécessaire). L'utilisation de blocométries d'enrochement inférieures peut s'avérer plus économique du fait des coûts de construction diminués, bien qu'il puisse se produire des pertes de matériaux limitées au cours de la durée de vie de l'ouvrage. Ces pertes peuvent être compensées en déversant initialement un surplus de matériaux, ou encore par la maintenance.

Les résultats des analyses statique et dynamique permettent de déterminer une blocométrie d'enrochement optimale.

La Figure 6.83 montre un logigramme présentant l'intégralité du processus de conception et de construction d'une protection en enrochement d'un ouvrage offshore.

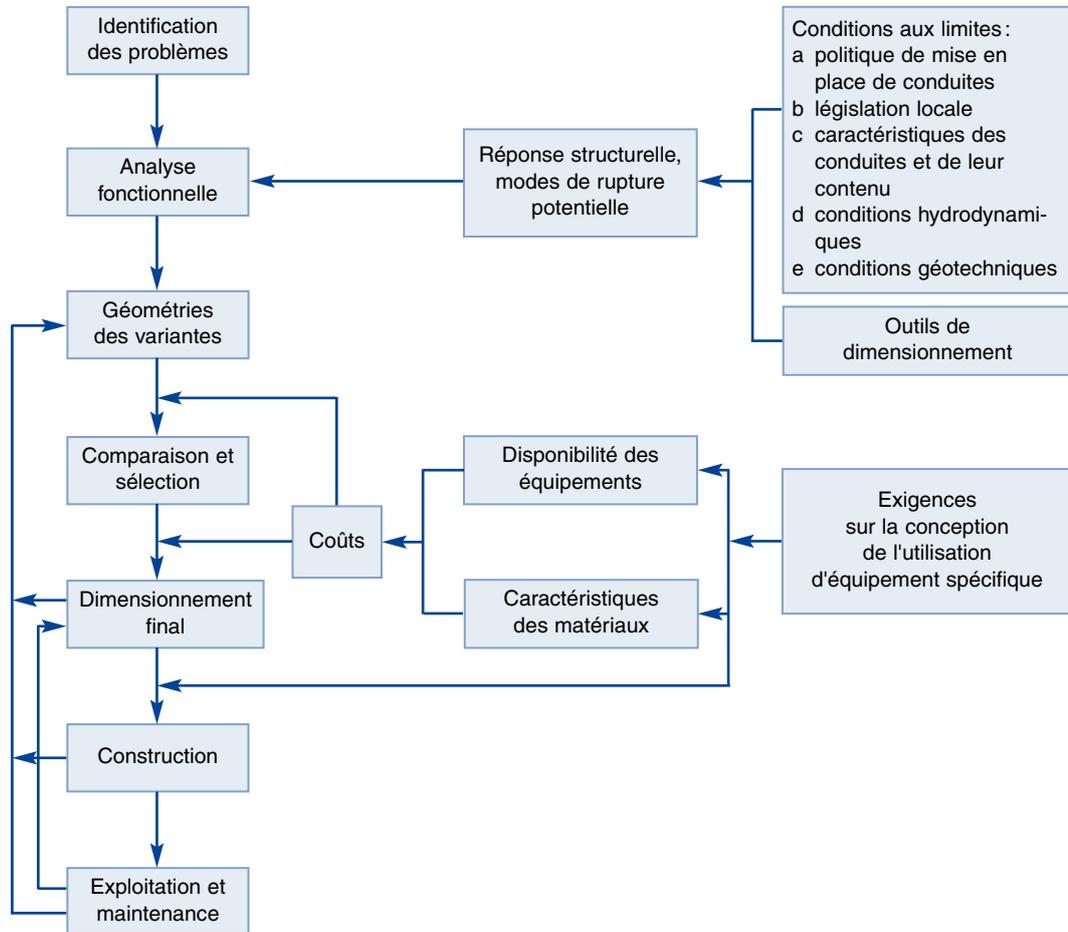


Figure 6.83 Logigramme du processus global de conception et de construction

### 6.4.3.2 Stabilité hydraulique

Les ouvrages en gravier et en enrochement naturel construits au large doivent être stables face aux courants stationnaires (induits par la marée et le vent) et à ceux générés par la houle. Les Sections 5.2.2 et 5.2.3 présentent les méthodes de dimensionnement traditionnelles basées sur le concept de *cisaillement critique* ou de *début de mouvement* pour la houle et les courants, respectivement.

Lorsqu'elles sont applicables, ces équations, associées à un angle de talus et à des coefficients de réduction de la contrainte de cisaillement critique induite, permettent de déterminer une taille minimale requise, représentée par le diamètre médian (de tamis),  $D_{50}$ . Si l'ouvrage présente des dimensions telles que les conditions d'écoulement qui en résultent risquent d'affecter la stabilité de l'enrochement, il convient d'effectuer des calculs séparés pour tenir compte de la turbulence et quantifier la contrainte de cisaillement exercée.

La Section 5.2.2.5 propose une méthode permettant de quantifier le niveau de dommage des ouvrages *proches du fond* (conduites et ouvrages de protection anti-affouillement, par exemple). Cette formule établit un lien entre le niveau de dommage,  $S_d$ , et un paramètre de mobilité, et tient compte des conditions hydrauliques limites de la *houle*, des *courants* et de la *combinaison de la houle et des courants*. Dans le domaine de validité de la formule, l'influence de la houle est bien supérieure à celle des courants et dans certains cas, la contribution des courants à la charge est négligeable. La Section 5.2.3.2 propose les calculs de stabilité applicables à une situation caractérisée par l'action des seuls courants (aucune action de la houle).

Si l'ouvrage en enrochement est situé dans une zone à fort trafic maritime et en eau relativement peu profonde, il faut également évaluer la stabilité des enrochements face à l'action du sillage des hélices. On doit pour cela déterminer la vitesse du courant à la profondeur de l'ouvrage en enrochement en fonction de la vitesse du jet de l'hélice. Ces procédures, présentées aux Sections 4.3.4 et 5.2.3.1, sont également décrites dans AIPCN (1997) et Schiereck (2001).

#### **6.4.3.3 Changements morphologiques (dunes sous-marines)**

Certains ouvrages offshore nécessitent de tenir compte de l'influence des changements morphologiques à petite ou à grande échelle.

Ces changements sont présentés à la Section 4.1.2.2. Lorsque l'on s'apprête à construire, sur la crête d'une dune sous-marine, un ouvrage dont les dimensions sont réduites par rapport à celles de la dune, celui-ci peut devenir instable quand, au bout d'un certain temps, la dune aura disparu (du moins partiellement). La conception des ouvrages en enrochement doit tenir compte de la présence éventuelle de dunes sous-marines et prévoir des mesures permettant d'empêcher toute perte de stabilité après disparition de la dune. Il faut donc évaluer la stabilité des ouvrages situés dans ce type de zones dans différentes conditions jugées caractéristiques des stades de développement de la dune.

#### **6.4.3.4 Stabilité géotechnique**

Le dimensionnement des ouvrages offshore en enrochement comporte un autre aspect, à savoir l'analyse des mécanismes éventuels de rupture géotechnique, et notamment (voir la Section 5.4) :

- la rupture par glissement du talus et du sous-sol;
- le tassement du noyau et du sous-sol;
- l'érosion du sol et de l'enrochement.

Puisque ces mécanismes et d'autres aspects associés ont fait l'objet de la Section 5.4, seuls certains points liés aux ouvrages offshore seront ici évoqués.

Le calcul du coefficient de sécurité face à la formation de cercles de glissement peut s'effectuer suivant la méthode de Bishop. Dans le cas des ouvrages de protection des conduites sous-marines, la stabilité d'ensemble est généralement assurée, principalement du fait de la hauteur de construction relativement limitée et de la pente du talus maximal pratique ( $5/2$ , en règle générale).

Un tassement interne du remblai de graviers peut être observé sous l'influence croissante des mouvements orbitaux induits par la houle. Néanmoins, la diminution de la porosité ne dépasse généralement pas 4 %, et l'on peut s'attendre à ce qu'elle atteigne, en moyenne, 1 à 2 %.

Une érosion du fond marin peut se produire en cas de dépassement, au niveau de la limite entre le matériau du filtre et celui du sol, d'une vitesse critique du courant résultant d'un gradient de pression hydraulique local. Ce critère est exprimé dans les règles de filtre classiques. Une construction conçue suivant ces règles est également stable dans des conditions d'écoulement non-stationnaire (écoulement cyclique). En outre, l'intensification de la turbulence induit un affouillement du fond marin à proximité de l'ouvrage. Les principaux paramètres d'influence sont la pente du talus de l'ouvrage, le rapport entre l'amplitude du déplacement d'eau et la largeur de la construction, et la quantité de sédiments en suspension. Afin de limiter l'érosion, une pratique courante consiste à réduire la pente de l'ouvrage.

## 6.4.4 Aspects structurels

### 6.4.4.1 Stabilité face aux chocs des chutes d'objets

À proximité des plates-formes offshore, des plates-formes de forage semi-submersibles ou d'autres structures où l'on manipule des charges au-dessus de la surface de l'eau, il y a toujours un risque qu'un objet soit lâché par accident. Les chutes d'objets tels que des équipements de forage ou des conteneurs, de même que l'impact des ancrs, peuvent endommager lourdement les conduites et les câbles électriques ou optiques installés sur le fond marin.

Il est donc nécessaire de protéger ces lignes. Les tranchées étant le plus souvent techniquement impossibles, interdites ou plus coûteuses à proximité d'une plate-forme, la protection est généralement effectuée en disposant des enrochements.

La protection nécessaire, c'est-à-dire la hauteur de la couche d'enrochement, peut être calculée en déterminant l'énergie d'impact générée par la chute de l'objet et la capacité d'absorption d'énergie du système de protection. L'énergie cinétique (énergie d'impact),  $E_k$  (Nm), est égale à :

$$E_k = \frac{1}{2} M v^2 \quad (6.2)$$

où

$M$  = masse (kg);

$v$  = vitesse de l'objet (m/s).

Dans la plupart des cas, les objets qui chutent atteignent une vitesse constante appelée vitesse d'équilibre,  $V_e$  (m/s), déterminée par :

$$V_e = \sqrt{\frac{2}{C_D}} \sqrt{g \Delta \frac{\Omega}{A_S}} \quad (6.3)$$

ou, lorsque l'objet peut être décrit en termes de dimension caractéristique,  $D$  (m), par :

$$V_e = \sqrt{\frac{4}{3 C_D}} \sqrt{g \Delta D} \quad (6.4)$$

où

$\Delta$  = densité relative déjaugée de l'objet (-);

$\Omega$  = volume de l'objet (m<sup>3</sup>);

$A_S$  = surface de la coupe de l'objet dans la direction perpendiculaire à sa vitesse de chute (m<sup>2</sup>);

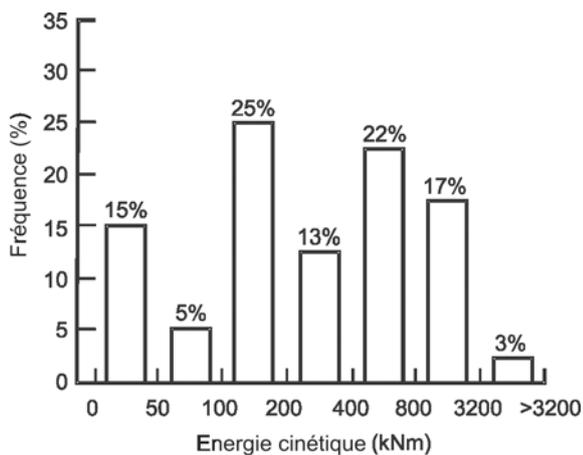
$C_D$  = coefficient de traînée (-);  $C_D$  est fonction du nombre de Reynolds et de la forme de l'objet.

La base de données mondiale des accidents offshore de Veritec propose un exemple de l'énergie cinétique et de la fréquence des chutes d'objets de natures diverses depuis des plates-formes fixes britanniques. D'après ces données, 81 accidents de grues ayant donné lieu à des chutes d'objets ont été recensés entre 1980 et 1986, dont 22 par-dessus bord. Le Tableau 6.5 présente l'énergie d'impact générée lors des chutes d'objets par-dessus bord, suivant l'hypothèse que la vitesse de chute d'équilibre a été atteinte.

**Tableau 6.5** Fréquence des chutes d'objets classées en fonction de la masse (accidents sur 100 grue.ans)

Nature des objets tombés	Masse (t)	Sur le pont (fréquence)	Par-dessus bord (fréquence)	Energie d'impact (kNm)
Chargement ≤ 1 t	1	1.15	0.43	12 – 260
Conteneur ≤ 5 t	5	2.03	0.76	62 – 1320
Bloc de grue	0.5	0.26	0.10	130
Contre-poids de grue	55	0.26	0.10	2750 – 15000
Flèche de grue	10	0.53	0.20	20
Masse-tige/tubage	3	0.97	0.36	170 – 740
Botte de tuyaux/tubages	7.5	0.88	0.33	180
Foreuse hydraulique/obturateur	5	0.26	0.10	640
Riser/colonne de montée	10	0.18	0.07	2640
Pompe à boue	32	0.09	0.03	800
Couvercle de pompe de puits	4	0.18	0.07	50
Treuil auxiliaire	25	0.09	0.03	450 – 5000
Tambour de treuil	16	0.09	0.03	2800
Tourelle de plongée	3	0.09	0.03	30
Radeau de sauvetage	1	0.09	0.03	0
<b>Total</b>		<b>7.15</b>	<b>2.67</b>	
<b>Pourcentage du total</b>		<b>73</b>	<b>27</b>	

Puisque l'on connaît le nombre total d'années pris ici comme référence (825), il est possible de calculer la fréquence des accidents sur une période de 100 grue.ans. D'après les données de base du Tableau 6.5, il est possible de donner une distribution des énergies d'impact recensées pour les objets chutant par-dessus bord (au total, 2.67 accidents sur 100 grue.ans) – voir la Figure 6.84.

**Figure 6.84**

Énergie cinétique générée par les chutes d'objets (par catégories) juste avant l'impact (kNm)

La fréquence des incidents (nombre d'occurrences sur une période donnée) qui toucheront une conduite ou un câble peut ensuite être calculée en multipliant la probabilité qu'un objet lâché heurte la conduite ou le câble par la fréquence des incidents impliquant des chutes d'objets. Sur la base d'une probabilité admissible de rupture, il est possible de déterminer la probabilité de dépassement de l'énergie d'impact requise lors du dimensionnement, donc la capacité d'absorption de l'énergie nécessaire pour protéger la conduite. Dès lors que l'on peut obtenir ce type de données, cette analyse peut être effectuée pour d'autres endroits.

On dispose de peu d'informations concernant les résultats des recherches consacrées à la mécanique des impacts sur des matériaux lâches. À titre d'approche préliminaire, on modélise le système formé par la protection en enrochement et l'objet qui chute sous la forme d'un modèle de choc élastique idéal, négligeant ainsi les effets de la viscosité et de l'amortissement. La capacité d'absorption de l'énergie d'impact,  $E_c$  (kNm), définie comme l'énergie absorbée par la protection en enrochement avant que l'objet en chute ne soit physiquement en contact avec la conduite ou le câble, peut être formulée par l'équation suivante :

$$E_c = \int_0^p R dz \quad (6.5)$$

où

$p$  = profondeur totale de pénétration (m);

$R$  = résistance de l'enrochement (kNm), en fonction de la profondeur,  $z$  (m), et de la forme de l'objet en chute.

Si la vitesse de l'objet au moment de l'impact est verticale, la résistance peut par exemple être décrite par l'équation de Terzaghi relative à la portance maximale (Lambe et Whitman, 1969).

Les calculs basés sur la théorie présentée ci-dessus montrent qu'une couche de gravier d'1 m offre une protection contre les chutes d'objets sphériques ayant une énergie d'impact pouvant aller jusqu'à 300 kNm.

Heuzé (1990) donne un aperçu des résultats expérimentaux et analytiques de la pénétration de projectiles dans des matériaux géologiques, plus particulièrement sur les cibles en enrochement. La comparaison des différentes méthodes de calcul et des données expérimentales a fait apparaître que les prédictions relatives au taux de pénétration peuvent varier considérablement d'une méthode à l'autre. Cette comparaison a également permis d'établir que la force de frottement appliquée présente un degré élevé d'incertitude, mais constitue un aspect important du processus de pénétration. En outre, à des vitesses pouvant atteindre plusieurs centaines de mètres par seconde (!), la pénétration dépend principalement de la résistance au cisaillement, et la profondeur de pénétration dans le cas de l'enrochement semble évoluer linéairement en fonction du ratio de la masse de l'objet pénétrant sur sa surface transversale.

Afin de mieux comprendre le comportement des impacts sous l'eau dans des couches de protection lâches, il est nécessaire d'effectuer des essais et des recherches supplémentaires.

#### **6.4.4.2 Stabilité de la berme en enrochement face aux ancres draguant le fond**

Les pattes d'une ancre classique sont conçues pour se planter dans le fond de la mer lorsque l'on tire la chaîne de l'ancre. Il existe une grande variété d'ancres. Il faut faire la distinction entre :

- les ancres de navires classiques ;
- les ancres du matériel de travaux, qui présentent une tenue élevée.

Ces deux types d'ancres se différencient principalement en termes de tenue et de profondeur d'enfouissement. Les ancres à tenue élevée se définissent par leur capacité à présenter une tenue trois fois plus élevée que celle des ancres classiques, pour un poids équivalent. La tenue dépend dans une large mesure des caractéristiques du sol, de la surface des pattes et de la profondeur d'enfouissement. Celle-ci est elle-même fortement influencée par l'angle formé par les pattes et la verge de l'ancre ainsi que par la nature du sol, et peut atteindre 10 m dans des sols mous. Koster (1974) et Visscher (1980) ont réalisé des études sur le comportement des ancres.

La tenue, donc la profondeur d'enfouissement, requise pour les ancres des navires marchands est plus réduite. La majeure partie de la flotte marchande mondiale est équipée d'ancres qui ne pénètrent pas à plus de 2 à 2,5 m dans le fond de la mer.

Ces données montrent que le creusement de tranchées ne suffit pas à protéger les conduites et les câbles contre les ancres qui draguent le fond. Néanmoins, lorsque la probabilité qu'une ancre

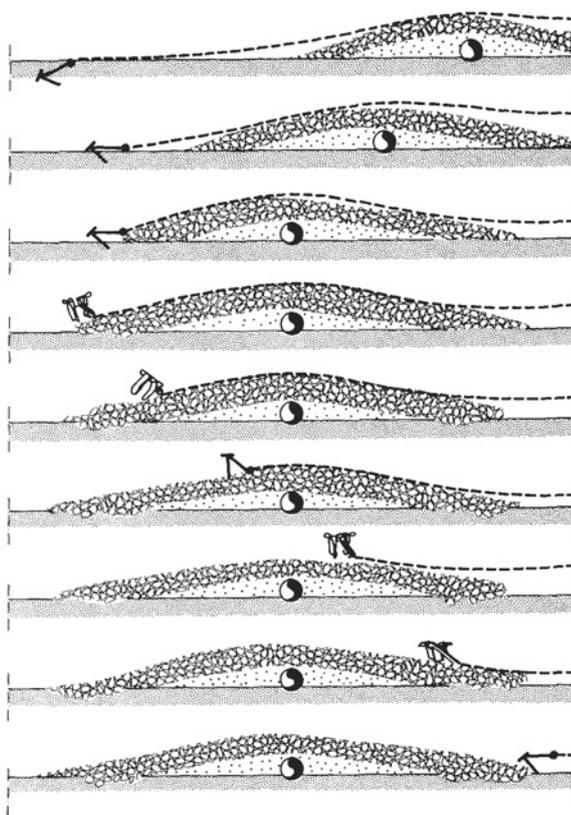
soit jetée à proximité d'une conduite ou d'un câble est suffisamment basse pour être acceptable, il n'est pas nécessaire de mettre en œuvre des mesures de protection spécifiques.

Cette probabilité peut être bien plus élevée à certains endroits. Dans les zones fréquentées par des barges de construction, des navires ravitailleurs, etc., notamment autour des plates-formes d'exploration ou de forage, ou dans les zones à fort trafic maritime, il est recommandé de protéger les conduites et les câbles à l'aide d'une protection faite d'enrochements soigneusement sélectionnés.

En fonction de la géométrie de l'ouvrage en enrochement, deux mécanismes sont susceptibles d'entraîner le décrochement d'une ancre :

1. Une protection en enrochement posée sur le fond existant modifie l'angle de la chaîne de l'ancre, induisant une force de sous-pression verticale (Figure 6.85).
2. Une protection en enrochement placée dans une tranchée entraîne l'instabilité de l'ancre du fait des actions inégales exercées sur ses pattes.

Ces deux mécanismes combinés déterminent le comportement de l'ancre qui s'approche et/ou pénètre dans la protection en enrochement.



**Figure 6.85**

*Comportement d'une ancre sur une protection en enrochement posée sur le fond de la mer*

Un certain nombre d'essais sur modèles et sur prototypes ont été réalisés par le passé (Schäle, 1962; Boodt, 1981 et Seymour *et al.*, 1984) afin de définir les exigences minimales applicables aux ouvrages de protection en enrochement. Ces essais ont apporté la preuve qu'une berme en enrochement exerce une force de déséquilibre sur l'ancre et sa chaîne, ce qui finit parfois par entraîner le décrochement de l'ancre draguant le fond. Le comportement de l'ancre en présence d'une berme en enrochement est déterminé par les facteurs suivants :

- type d'ancre ;
- caractéristiques du sol ;
- profondeur de pénétration initiale de l'ancre ;
- hauteur et largeur de la berme en enrochement ;
- type d'enrochement utilisé pour construire la berme.

La profondeur de pénétration de l'ancre détermine la distance nécessaire pour ramener l'ancre jusqu'au niveau du fond de la mer. En présence d'une berme en enrochement plus haute, la direction de la chaîne de l'ancre est influencée plutôt, ce qui réduit la largeur de berme nécessaire. Alors que le comportement d'une ancre draguant une couche de sol (Figure 6.85, schéma supérieur) peut être prédit de façon raisonnable, son comportement lorsqu'elle pénètre dans la berme en enrochement et remonte sur la crête est une situation plus complexe à anticiper. L'ancre doit être déstabilisée par les actions inégales exercées sur les pattes. Cette nécessaire inégalité des actions s'exerçant sur les pattes ne peut être obtenue que si les enrochements de la carapace sont suffisamment gros par rapport à la longueur des pattes (du granulat fin ne produira pas l'effet recherché). Il faut donc déterminer une taille d'enrochement minimale précise pour la couche de protection. Le processus de déstabilisation de l'ancre nécessite également d'assurer une certaine longueur de protection, ce qui donne la largeur minimale de la berme en enrochement. La majeure partie des connaissances sur ce sujet repose sur les résultats de plusieurs essais sur modèles physiques.

#### **6.4.4.3 Stabilité de la berme en enrochement face aux équipements de pêche (chalutage)**

Les équipements de pêche des chaluts à panneaux (portes des chaluts) et des chaluts à perche (bau et semelles du chalut) peuvent lourdement endommager les conduites et les câbles mis en place sur le fond de la mer (ICES/CIEM, 1980). Les sections en portée libre des conduites ou des câbles sont particulièrement vulnérables puisqu'ils risquent d'être crochétés par les équipements de pêche. Dans certains cas extrêmes, le navire de pêche peut même être entraîné vers le fond. Les protections en enrochement constituent une solution appropriée de protection des câbles ou des conduites contre les équipements de pêche. Ces couches de protection doivent être capables de résister aux actions dynamiques horizontales, qui dépendent principalement des facteurs suivants :

- forme et masse du panneau de chalut ;
- vitesse de chalutage ;
- sens de l'effort de traction ;
- caractéristiques du fond de la mer ;
- protection des câbles ou des conduites.

Le poids total moyen d'une porte de chalut est d'environ 500 à 2000 kg, et la vitesse de chalutage se situe généralement entre 3 et 5 nœuds : cela correspond à une énergie d'impact,  $E_k$ , comprise entre 0.5 et 6 kNm (voir l'Équation 6.2).

Un talus modérément incliné dévie le panneau de chalut, si bien que seule une partie de cette énergie doit être absorbée par le profil en enrochement. Avec ce type d'énergies cinétiques relativement réduites, la pénétration dans le profil en enrochement est négligeable ; une protection en enrochement de 0.5 m d'épaisseur est généralement suffisante.

#### **6.4.4.4 Stabilité des pipelines (soulèvement et flambement du fait de la dilatation thermique)**

Les hydrocarbures produits à partir des gisements en mer sont généralement transportés à une pression et à des températures élevées. Les efforts normaux induits dans le pipeline du fait de la dilatation thermique et de la pression interne peuvent être à l'origine d'une déformation et d'un flambement. La résistance au flambement par déformation est généralement assurée par le sol, la protection en gravier ou en enrochement offrant un point d'appui vertical et horizontal suffisant.

Un certain nombre de cas de flambement causés par une couverture inadaptée ont été observés, ce qui a forcé les compagnies pétrolières à reconsidérer le problème du soulèvement et du flambement de façon plus approfondie. La présente section constitue une introduction à ce problème.

##### **Modélisation théorique**

Différents auteurs se sont intéressés au problème des pipelines. Historiquement, le phénomène de soulèvement était considéré comme analogue à la stabilité verticale des voies ferrées exposées

à la chaleur du rayonnement solaire. Hobbs (1984), Boer *et al.* (1986) et Richards *et al.* (1986) utilisent la méthode d'analyse appliquée au flambement des voies ferrées, partant de l'hypothèse que la résistance au soulèvement, constituée du poids de la conduite et du poids de la protection, est constante, et que les fondations du pipeline sont rigides.

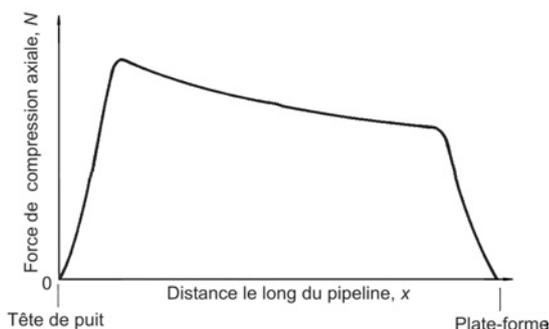
Pedersen et Michelsen (1988) décrivent un modèle mathématique qui tient compte du comportement non-linéaire du matériau constitutif de la conduite, de l'interaction non-linéaire entre la conduite et le sol et des non-linéarités géométriques induites par d'importants défauts. Pedersen et Jebsens (1988) présentent une approche simplifiée cohérente avec ce modèle, et applicable à une conduite en phase de pré-flambement. Ils étudient plus en détail les effets des contraintes thermiques variables sur la durée et des interactions non-linéaires entre la conduite et le sol. La conclusion est que l'analyse classique du flambement par déformation décrite ci-dessus n'est pas sécuritaire dans le cas de conduites présentant des défauts. Nielsen *et al.* (1988) proposent donc une nouvelle procédure de dimensionnement qui consiste à limiter le mouvement de soulèvement de la conduite présentant des défauts à la déformation élastique de la protection en enrochement. Associée au modèle mathématique présenté dans Pedersen et Michelsen (1988) et Pedersen et Jebsens (1988), cette méthode de conception peut être utilisée pour déterminer la résistance au soulèvement requise.

L'effort normal,  $N_0$ , donné par l'Equation 6.6, constitue un paramètre important de l'analyse du flambement par déformation. Au niveau de la tête de puits sous-marine et de la plate-forme de forage, le pipeline est généralement équipé de systèmes de dilatation qui réduisent l'effort normal à zéro. Le long du pipeline, les forces de frottement de surface entre le pipeline, le sous-sol et la protection sont mobilisées jusqu'à ce que l'effort normal atteigne un niveau auquel le pipeline est totalement retenu (Figure 6.86). L'effort normal totalement retenu,  $N_0$  (N), à une distance  $x$  est égale à :

$$N_0(x) = \alpha E A_s \delta T(x) - \frac{\pi}{2} v_p D_p^2 \delta p \quad (6.6)$$

où

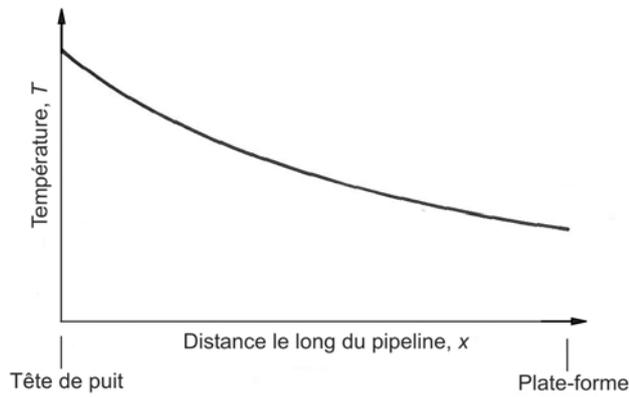
- $\alpha$  = coefficient de dilatation thermique ( $1/^\circ\text{C}$ );
- $E$  = module de Young ( $\text{N/m}^2$ ); voir la Section 5.4.4.6;
- $A_s$  = surface transversale du pipeline ( $\text{m}^2$ ),  $A_s = \pi D_p t$ ;
- $t$  = épaisseur du pipeline (m);
- $\delta T$  = différence de température par unité de longueur ( $^\circ\text{C}$ );
- $V_p$  = coefficient de Poisson (-);
- $D_p$  = diamètre du pipeline (m);
- $\delta p$  = différence de pression interne et externe par unité de longueur ( $\text{N/m}^2$ ).



**Figure 6.86**

Force de compression axiale le long du pipeline

Du fait de la perte de chaleur, la température, donc l'effort normal, fluctue normalement le long du pipeline (Figures 6.86 et 6.87). La perte de chaleur des pipelines enfouis ou protégés dépend largement des propriétés thermiques du matériau de protection et du fond environnant.



**Figure 6.87** Profil des températures le long du pipeline

Dans les cas où la protection est constituée de sable ou de granulat fin à moyennement fin, il est possible d'obtenir une indication de la perte de chaleur et de la baisse de température qui en résulte au niveau des pipelines sous-marins en déterminant le mouvement de conduction thermique à travers le matériau granulaire. En revanche, dans les cas où la protection est constituée d'un milieu à porosité élevée tel que des granulats grossiers ou de l'enrochement, le mouvement de convection thermique est également important mais difficile à déterminer. Les modèles classiques de la perte de chaleur, basés uniquement sur la conduction, sous-estiment généralement la perte de chaleur dans ce cas. Boer et Hulsbergen (1989) ont présenté un modèle numérique utilisable pour calculer la perte de chaleur et la baisse de température induite au niveau des pipelines enfouis et protégés.

En fonction de l'effort normal local, il est possible de déterminer la résistance nécessaire face au flambement par déformation. Pour évaluer la hauteur de protection requise localement, il suffit de tenir compte de la force de soulèvement verticale, étant donné que la force de frottement entre le pipeline et le sol d'une part, de la protection d'autre part a une influence limitée sur la réponse au cours de l'étape de pré-flambement vers le haut. Toute description détaillée du modèle de flambement se situe au-delà de la portée de ce guide. Des données précises concernant le modèle sont toutefois disponibles dans Pedersen et Michelsen (1988).

### Données empiriques

De toute évidence, il est essentiel de disposer d'informations quantitatives concernant la résistance au frottement axial et au soulèvement de la protection pour effectuer l'analyse pratique des pipelines sous-marins soumis à d'importants changements de température.

La Figure 6.88 illustre le mécanisme de soulèvement d'un pipeline horizontal de longueur infinie et de diamètre  $D_p$  placé à faible profondeur, et d'une couche de protection de masse volumique apparente déjaugée,  $\rho' = \rho - \rho_w$  ( $\text{kg/m}^3$ ), et de hauteur,  $t_c$  (m). La force maximale de résistance ou la force minimale d'arrachement,  $P$  (N/m), est généralement exprimée par l'équation suivante :

$$P = \rho' g D_p t_c \left(1 + f t_c / D_p\right) \quad (6.7)$$

où

$$\rho' = \rho - \rho_w \text{ (kg/m}^3\text{);}$$

$$\rho = \text{masse volumique de l'enrochement en place saturée (kg/m}^3\text{), } \rho = \rho_b + n_v \rho_w;$$

$$\rho_b = \text{densité de pose de l'enrochement (kg/m}^3\text{), voir Section 3.5.1;}$$

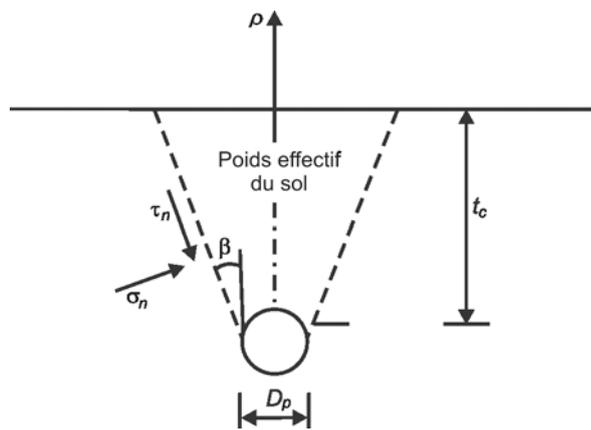
$$\rho_w = \text{masse volumique de l'eau (kg/m}^3\text{);}$$

$$n_v = \text{porosité de la couche d'enrochement (-);}$$

$$D_p = \text{diamètre du pipeline (m);}$$

$$t_c = \text{épaisseur de la couche de protection (m);}$$

$$f = \text{facteur géotechnique/géométrique (-).}$$

**Figure 6.88**

Mécanisme de soulèvement d'un pipeline installé à faible profondeur

Dans cette formule empirique simple,  $f$  représente un coefficient permettant de tenir compte des caractéristiques géométriques et géotechniques spécifiques. Les publications de géotechnique consacrées aux forces de soulèvement font principalement référence à des plaques d'ancrage horizontales dans les sols granulaires fins avec une limite supérieure horizontale. Cela n'est donc pas applicable directement à un pipeline protégé avec de l'enrochement ou du gravier. Cette restriction et le manque de méthodes attestées pour calculer la tenue du pipeline ont poussé Boer *et al.* (1986) et Schuurmans *et al.* (1989) à effectuer des essais de soulèvement des pipelines à échelle réelle. Les résultats de ces essais indiquent que le coefficient de frottement,  $f$ , varie entre 0.6 et 1.0. Pour des caractéristiques de protection identiques et une même géométrie de remblai, seule une tendance limitée de  $f$  à décroître a été observée lorsque la valeur de  $t_c/D_p$  augmente.

Au vu du problème de flambement, la température interne du pipeline doit être aussi basse que possible, sans toutefois passer en dessous d'une valeur minimale donnée, à laquelle des problèmes liés à la manipulation du pétrole peuvent survenir (p. ex. bouchon et diminution de la viscosité). Dans une approche intégrée, une protection et un revêtement appropriés du pipeline peuvent permettre d'optimiser le profil des températures le long du pipeline.

#### 6.4.4.5 Stabilité des sections en portée libre

Les changements morphologiques rapides du fond de la mer (tels que des dunes sous-marines importantes) entraînent parfois l'exposition partielle d'une conduite initialement enfouie, ou encore la mise en portée libre de longues sections. Le passage en portée libre d'une conduite peut s'accompagner des problèmes suivants :

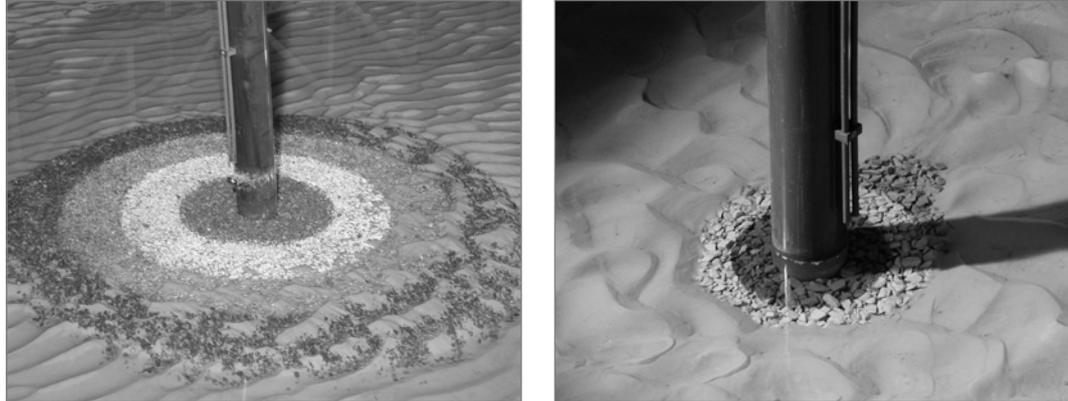
- contraintes excessives exercées sur la conduite, liées au fait que son poids n'est pas soutenu sur la longueur de la section en portée libre et, ce qui est plus grave ;
- vibration de la conduite du fait de l'oscillation des vitesses de la houle, qui induisent des problèmes de fatigue ;
- vulnérabilité de la conduite face aux ancres draguant le fond et aux équipements de pêche.

Parmi les solutions techniques dont on dispose (telles que la (re)mise en tranchée de la conduite ou la mise en place d'un matelas (de blocs) ou de géotubes sur toute la longueur de la conduite), une protection en enrochement bien conçue disposée sur toute la longueur du pipeline peut empêcher la mise en portée libre de sections. Les dimensions de la structure en enrochement doivent être conçues de façon à ce que celle-ci soit suffisamment étendue pour s'adapter aux changements du fond de la mer adjacents sans se désintégrer ; les dimensions dépendent donc des conditions locales.

#### 6.4.4.6 Protection anti-affouillement des structures élancées (p. ex. monopieu)

Pour les structures présentant une dimension horizontale relativement réduite par rapport à la hauteur d'eau, telles que les monopieux des éoliennes, deux principes de conception fondamentaux (voir la Figure 6.89) peuvent être considérés :

1. Mise en place d'un filtre et d'une carapace sur le fond marin autour de la structure. La couche filtre est installée avant la construction de la structure (monopieu). Après installation du monopieu, la carapace est disposée au-dessus de la couche filtre;
2. Installation du monopieu sur le fond marin non-protégé. Une fosse d'affouillement va se développer autour du monopieu; lorsqu'elle aura atteint la profondeur d'équilibre, la fosse d'affouillement sera (partiellement) remplie de matériau filtre et éventuellement recouverte d'une carapace.



a) Protection anti-affouillement placée sur le fond marin b) Protection placée dans une fosse d'affouillement préformée

**Figure 6.89** Protection anti-affouillement selon a) le principe de conception 1 et b) le principe de conception 2 (clichés réalisés lors d'essais sur modèles réduits, © E-Connection, [www.e-connection.nl](http://www.e-connection.nl), Den Boon et al., 2004)

Le comportement des monopieux face à la résonance est un facteur important à prendre en compte lors de la conception des parcs éoliens offshore. Ce comportement dépend (en partie) de la conception de la protection anti-affouillement. Les principaux aspects à considérer sont la longueur de monopieu enfoncée dans le fond marin et la hauteur de l'enrochement autour du pieu.

Les contraintes de cisaillement induites conjointement par les courants et la houle doivent être déterminées pour dimensionner la granulométrie de la carapace. Il faut également tenir compte de l'effet de l'accélération induite par le monopieu.

#### Principe de conception 1: protection anti-affouillement placée sur le fond marin

Le premier principe consiste à placer tout d'abord la couche filtre de la protection anti-affouillement. Le monopieu est ensuite battu dans cette couche puis on installe la carapace. La blocométrie de l'enrochement de la carapace est déterminée au moyen des calculs de stabilité classiques (voir les Sections 5.2.2.9 et 5.2.3.3), tandis que les dimensions des couches filtre sous-jacentes sont déterminées à l'aide des règles de filtre standard (voir les Sections 5.4.3.6 et 5.2.2.10).

La mise en place de la protection anti-affouillement sur le fond marin entraîne un accroissement de la turbulence du côté aval de la protection anti-affouillement. Cette turbulence accrue peut induire un affouillement du matériau du fond au bord de la protection anti-affouillement. La fosse d'affouillement qui en résulte détériorera en partie le bord de la protection anti-affouillement. Par conséquent, une partie des enrochements se déplacera, stabilisant ainsi la pente de la fosse d'affouillement. La profondeur de la fosse d'affouillement qui se forme au bord du système de protection anti-affouillement, ainsi que la pente qui en résulte, influence la résistance du sol à proximité du pieu. La variation de résistance qui en découle doit être utilisée comme paramètre d'entrée dans les courbes  $P-y^*$ , qui servent à calculer la réponse dynamique des fondations de l'éolienne. En étendant la protection anti-affouillement il est possible de réduire l'effet de la fosse d'affouillement. Cette interaction est le paramètre principal pour déterminer la dimension horizontale requise de la protection anti-affouillement.

\* Une courbe  $P-y$  donne la relation entre la charge par unité de longueur du pieu (N/m) et la déformation latérale du pieu (m).

La profondeur maximale de la fosse d'affouillement est définie au cours d'une situation d'*affouillement en eau claire*. L'affouillement en eau claire se définit comme la situation dans laquelle les vitesses induites par les courants et la houle en amont de la fosse d'affouillement n'induisent aucun transport de sédiments. Cela implique que les effets de la protection du fond entraînent un affouillement, donc un mouvement sortant des sédiments du côté aval de la protection du fond, sans qu'aucun sédiment n'arrive du côté amont. C'est dans ces circonstances que l'on observe la profondeur d'affouillement la plus importante. Lorsque les vitesses du courant ou l'action de la houle augmentent encore par rapport à cet état, cela induit un mouvement entrant de sédiments en amont, empêchant ainsi la fosse d'affouillement de se creuser davantage. L'affouillement finit par atteindre une profondeur d'équilibre.

### **Principe de conception 2: protection anti-affouillement placée dans une fosse d'affouillement préformée**

Une seconde option consiste à installer le monopieu dans le fond marin non-protégé et à laisser une fosse d'affouillement se développer jusqu'à atteindre sa profondeur d'équilibre. La fosse d'affouillement peut ensuite être partiellement remplie d'enrochement. Le calcul des tailles d'enrochement nécessaires pour assurer la stabilité s'effectue, comme pour le principe de conception 1, à l'aide des méthodes présentées à la Section 5.2.3.

Si le haut de la carapace est égal au niveau d'origine du fond marin, alors la présence de la protection anti-affouillement n'introduit aucune turbulence supplémentaire. Néanmoins, la rugosité du fond marin s'accroît dans une certaine mesure, ce qui peut entraîner un certain degré de turbulence supplémentaire. Là encore, il y a un risque d'érosion au bord de la protection anti-affouillement, tel que cela a été expliqué pour le principe de conception précédent, mais dans ce cas, le risque est probablement moindre, étant donné que la structure est moins gênante.

#### **6.4.4.7 Protection anti-affouillement des ouvrages poids en béton**

Ce type d'ouvrage est caractérisé par une surface transversale ou un diamètre relativement important(e) par rapport à la hauteur d'eau. Les ouvrages poids en béton, telles que ceux utilisés pour les plates-formes offshore, en sont un exemple courant. Ces ouvrages sont généralement construits en eau relativement profonde (20 m ou plus) et peuvent subir une attaque de la houle et des courants extrêmement forte.

Pour dimensionner la protection anti-affouillement de ce type d'ouvrage, il existe principalement trois solutions différentes :

- **approche de conception classique** : elle consiste à construire une protection anti-affouillement statiquement stable sur les plans hydraulique et géotechnique ;
- **principe du tapis plongeant** : l'érosion est autorisée au niveau des extrémités de la protection anti-affouillement, réduisant ainsi la surface couverte par la protection anti-affouillement ;
- **approche de conception dynamique** : on autorise la formation d'une fosse d'affouillement à la fois à l'intérieur et à l'arrière de la protection anti-affouillement, tout en conservant la fonction première de la protection anti-affouillement, qui est de garantir la stabilité géotechnique de l'ouvrage.

L'étendue horizontale de la protection anti-affouillement dépend des dimensions estimées pour la fosse d'affouillement qui se formera.

#### **Approche de conception classique**

Une protection anti-affouillement classique est stable sur les plans hydraulique et géotechnique et présente une longueur suffisante. La blocométrie de l'enrochement de la couche supérieure doit être stable en conditions de dimensionnement extrêmes. Cela nécessite généralement une blocométrie d'enrochement lourde. Afin de satisfaire aux règles de filtre, il faut appliquer sous la carapace soit une ou plusieurs couche(s) filtre, soit, comme alternative permettant de réduire le nombre de couches, un géotextile imperméable au sable.

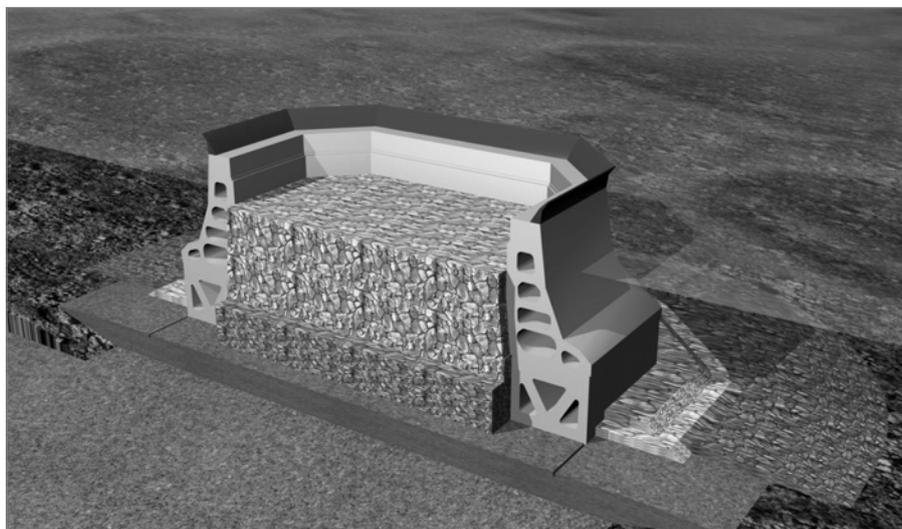
Il existe différentes formules de dimensionnement permettant de déterminer la taille d'enrochement pour une conception classique. Il est toutefois vivement conseillé de valider le dimensionnement à l'aide d'un essai sur modèle réduit; cette vérification fait même souvent l'objet d'une clause contractuelle. Cela s'explique par le fait que les coûts élevés des travaux de réparation et les dommages éventuels à l'environnement induits par la rupture de la protection anti-affouillement nécessitent absolument de minimiser tout risque de dommage. Du fait de la nature tridimensionnelle complexe de l'écoulement autour de ce type d'ouvrage, et de l'interaction entre le fond et la protection anti-affouillement, les méthodes de calcul disponibles à l'heure actuelle ne permettent pas de déterminer la taille et la distribution requises de l'enrochement avec un degré de certitude suffisant. Néanmoins, il est possible d'utiliser un modèle physique pour un optimum économique. Récemment, le comportement de la protection anti-affouillement d'une plate-forme offshore située en Mer du Nord au large des Pays-Bas a été évalué et comparé aux valeurs déterminées à l'aide des méthodes de dimensionnement classiques et à celles mesurées sur un modèle réduit au cours de la phase de dimensionnement. D'après les résultats, les essais sur modèle réduit étaient conformes aux mesures effectuées sur le terrain, tandis que les formules de dimensionnement empiriques laissaient prévoir des profondeurs d'affouillement plus élevées (Bos *et al.*, 2002).

### Protection anti-affouillement plongeante

Un tapis plongeant consiste en une quantité de matériau granulaire placée au niveau du pied d'un revêtement ou autour d'un ouvrage. Lorsque l'affouillement commence à se former, le matériau est redistribué sur la pente en formation. Lorsque l'on applique le principe du tapis plongeant, la formation d'une fosse d'affouillement au bord de la protection anti-affouillement induit le déplacement d'une partie de la protection anti-affouillement. L'influence protectrice des enrochements déplacés entraîne la formation de talus d'affouillement en pente douce. Ces pentes sont prises en compte dans les calculs de stabilité géotechnique. Cela réduit l'étendue nécessaire de la protection anti-affouillement.

Un tapis plongeant peut être appliqué à certaines plates-formes. La Figure 6.90 en présente un exemple.

La plate-forme considérée ici a été installée à une profondeur d'eau de 30 m, et a été exposée, dans les conditions de dimensionnement, à des hauteurs de houle considérables pouvant atteindre 10 m et à des vitesses de courants de 1.5 m/s. Les conditions de dimensionnement autorisaient un certain degré de dommage subi par la protection anti-affouillement, mais pas au point d'exposer la base des fondations. Le dimensionnement final de la protection anti-affouillement a été déterminé à partir d'un essai sur modèle à l'échelle 1/70. Les résultats de l'essai sur modèle ont montré que le volume de la protection anti-affouillement pouvait être réduit de façon considérable (40 %) par rapport au dimensionnement initial.



**Figure 6.90** Vue schématique d'une plate-forme montrant les couches support et de protection anti-affouillement (source: Van Oord)

Du fait de la forme spéciale de la plate-forme, la protection anti-affouillement avait pour principale fonction de protéger les coins et les côtés de l'accélération des courants.

La mise en place des couches a été réalisée à l'aide d'un système à tube plongeur (décrit à la Section 9.3.5), la blocométrie de l'enrochement étant fixée à 60 – 400 kg. Il s'agit là d'une blocométrie importante pour un tube plongeur; le processus de déversement a donc nécessité une attention particulière. Les essais sur modèle indiquaient qu'une carapace d'1.5 m d'épaisseur, placée sur un filtre (à structure fermée) en 10 – 100 mm, serait adéquate. Un tapis plongeant de 8 m de large (4 m le long des côtés) a été conçu devant la carapace afin de limiter l'érosion du pied de la protection anti-affouillement (couche filtre à structure ouverte en 60 – 200 mm). L'étendue horizontale de la carapace au niveau des coins, plus exposés, était de 9 m et diminuait jusqu'à 6 m au niveau du coin ouest. L'étendue de la carapace le long des côtés de la plate-forme se limitait à seulement 3 m.

### Protection anti-affouillement dynamiquement stable

L'application d'une protection anti-affouillement dynamique à un ouvrage poids en béton est une avancée relativement récente qui présente un avantage par rapport au conception classique, à savoir qu'il est possible d'utiliser une blocométrie d'enrochement plus petite. Dans le cas d'une protection anti-affouillement **dynamiquement stable**, on autorise la formation d'un affouillement limité dans et/ou derrière la protection anti-affouillement. Le principe de base est qu'une grande quantité d'enrochements relativement petits (granulométrie de 50 à 250 mm) est placée autour de l'ouvrage. La protection anti-affouillement est conçue de façon à ce que la fosse d'affouillement maximale prévue au niveau de la protection en enrochement soit inférieure à l'épaisseur totale de la couche d'enrochement. Le terme « dynamique » désigne le fait que des fosses d'affouillement se formeront au niveau de la couche de protection anti-affouillement. Le terme « stable » désigne le fait qu'une situation d'équilibre sera finalement atteinte. Les avantages de ce type de conception de la protection anti-affouillement sont que (i) la construction est relativement simple, (ii) il est possible d'utiliser des diamètres d'enrochement relativement petits et (iii) la maintenance s'effectue facilement par déversement d'enrochement supplémentaire.

Cette approche a été appliquée récemment à un certain nombre de plates-formes offshore. Le dimensionnement de la protection anti-affouillement repose généralement sur l'utilisation d'une granulométrie de petit enrochement, tel que cela a été indiqué précédemment. Un exemple de ce type de protection consistait en une couche d'1 m d'épaisseur de petit enrochement de granulométrie 50 – 250 mm (taille maximale des enrochements d'environ 250 mm) et présentant un talus de pente 3/1. L'ouvrage poids en béton a été placé à une profondeur d'eau d'environ 43 m pour une hauteur de houle de dimensionnement de  $H_{s,d} = 9.7$  m. D'après les estimations, la vitesse maximale combinée des courants proches du fond était de 0.27 m/s. Un coefficient de sécurité de 1.3 a en outre été appliqué. Les calculs numériques indiquaient une amplification maximale du courant au niveau de l'un des coins 2.5 fois supérieure à la vitesse du courant ambiant non-perturbé, qui pouvait se produire dans une bande étroite s'étendant jusqu'à 10 m de la plate-forme. L'amplification maximale de l'écoulement induit par la houle est environ 3 fois supérieure à l'écoulement ambiant et se produit à environ 2 m du coin. L'étendue horizontale d'une protection anti-affouillement dynamiquement stable, donc la quantité totale d'enrochement, doit être suffisante pour assurer la stabilité des enrochements au niveau du bord de la protection. L'ouvrage introduit une turbulence locale car il obstrue l'écoulement. Les études numériques ont permis de déterminer que l'étendue nécessaire de la protection anti-affouillement était de 6 m dans le sens perpendiculaire à l'ouvrage et 15 m dans le sens parallèle à l'ouvrage.

### 6.4.5 Aspects économiques

Le coût de construction d'un ouvrage offshore en enrochement couvre l'achat, le transport et la mise en place des enrochements, ainsi que les levés de l'ouvrage offshore. En outre, une somme supplémentaire doit couvrir l'imprécision estimée de la méthode de déversement (voir la Section 9.3.7). Les barges à clapet ne permettent qu'une précision de déversement minimale (pertes de matériaux plus importantes), tandis que le meilleur degré de précision s'obtient à l'aide d'un système à tube plongeur.

Lorsque l'on utilise des navires à déversement latéral ou des barges à clapet, les pertes d'encrochements sont plus nombreuses lorsque la hauteur d'eau augmente. Ainsi, pour chaque technique de déversement, il est possible d'estimer la quantité minimale d'encrochement requise pour une tâche donnée.

D'après cette quantité minimale d'encrochement requise, il est possible d'estimer, pour chaque navire de déversement (présentant une charge utile, une vitesse de navigation et des équipements de levés spécifiques, etc.), la durée et les coûts des opérations de déversement. On évalue pour cela le nombre et la durée estimés des cycles de déversement, qui comprennent les étapes suivantes: chargement des encrochements, transport jusqu'au site, démarrage du système, déversement des encrochements, levés préliminaire, intermédiaire et final, remise à flot du système et retour à la carrière ou au dépôt. Les restrictions d'exploitation induites par les conditions de vent et de houle diffèrent d'un navire à l'autre et d'un type de déversement à l'autre (voir la Section 9.3).

## 6.4.6 Prise en compte de la construction dans la conception

### 6.4.6.1 Méthodes de construction

Il existe au moins trois méthodes de déversement au large des encrochements :

- à partir d'un navire ou d'une barge à déversement latéral: la charge est déversée lentement, et on peut considérer, pour évaluer la vitesse de chute, que chaque encrochement tombe individuellement;
- à partir d'une barge à clapet: dès que l'ouverture du fond de la barge dépasse une certaine limite, la charge est déversée rapidement sous la forme d'une masse unique. La masse d'encrochement conserve sa cohésion et forme un nuage, par conséquent la vitesse de chute dépasse la vitesse de chute d'équilibre de chaque encrochement individuel;
- à partir d'un navire équipé d'un tube plongeur afin d'obtenir une précision accrue en eau profonde.

Le Chapitre 9 présente les problématiques liées à la construction, et en particulier les types d'équipements et les conditions de travail classiques associés aux méthodes décrites ci-dessus.

### 6.4.6.2 Impact de l'encrochement déversé

L'évaluation des différentes méthodes de construction permet de conclure que si l'encrochement est déversé au moyen d'un navire à déversement latéral ou d'un navire équipé d'un tube plongeur, la vitesse de chute des encrochements sera limitée par la vitesse d'équilibre. Il est évident que la résistance des conduites et des câbles face à l'impact des chutes d'encrochements doit être vérifiée.

Des essais en grandeur nature et en laboratoire ont été réalisés par le passé avec un encrochement de  $D = 50$  à  $150$  mm afin de déterminer le dommage éventuel subi par les revêtements des conduites en acier, des conduites d'écoulement flexibles et des câbles. La conclusion était que le déversement d'encrochement sur les pipelines, les conduites d'écoulement ou les câbles n'induit aucun dommage pour les conduites normalement recouvertes, c'est-à-dire présentant un revêtement de plus de 1 mm.

À titre d'approximation, l'impact d'un encrochement d'un certain diamètre qui tombe dans l'eau est comparable à l'impact de ce même encrochement tombant dans l'air depuis une hauteur environ égale à son propre diamètre.

#### Utilisation d'un navire à déversement latéral

La charge utile des navires à déversement latéral varie entre 500 et 2000 tonnes. Ils déchargent leur cargaison en poussant progressivement les encrochements par-dessus bord. Dans le cas d'un navire à déversement latéral de 1000 tonnes, la durée de déversement effective est d'environ 15

minutes. En fonction de la hauteur d'eau locale, des dimensions du profil de déversement et de la granulométrie de l'enrochement, le navire peut soit rester à l'arrêt, soit longer la conduite ou passer au-dessus.

#### Utilisation d'une barge à clapet

Une barge à clapet peut déverser sa cargaison en moins d'une minute ! Par conséquent, un nuage d'enrochement et d'eau atteint le fond à une vitesse 2 ou 3 fois supérieures à la vitesse d'équilibre d'un enrochement qui tombe individuellement. L'impact du déversement par barge à clapet est très lourd et susceptible d'endommager une conduite ou un câble, notamment au niveau des sections en portée libre.

De plus, le matériau déversé dérive généralement latéralement après avoir touché le fond, ne laissant qu'une quantité relativement petite d'enrochement à l'endroit désiré. Les barges à clapet ne sont donc généralement pas utilisées dans les situations nécessitant un placement précis des enrochements, telles que la protection ou la stabilisation des conduites ou des câbles en eau profonde. La spécialité d'une barge à clapet est principalement le déversement de grandes quantités de galets ou d'enrochement en eau peu profonde (environ deux fois le tirant d'eau maximal de la barge), où la précision ne constitue pas une priorité.

#### Utilisation d'un navire équipé d'un tube plongeur

Ce système guide l'enrochement jusqu'à un niveau situé plusieurs mètres au-dessus du fond ; il est donc particulièrement adapté pour effectuer un déversement précis en eau profonde (jusqu'à 1 000 m). Ce système est constitué d'un navire à partir duquel un tuyau (flexible) peut être abaissé jusqu'à un niveau situé plusieurs mètres au-dessus du fond de la mer. L'extrémité du tuyau peut être positionnée soit à l'aide d'une unité de propulsion fonctionnant de façon autonome, soit au moyen d'un véhicule télécommandé, ces deux systèmes étant dotés d'un équipement capable d'effectuer des levés. L'enrochement est placé sur la conduite en déplaçant le tube au-dessus à une vitesse constante.

La précision du déversement ne dépend que de celle du positionnement de l'extrémité inférieure du tube par rapport à la conduite. Le mouvement vertical est contrôlé et limité par un dispositif de compensation du pilonnement. Une unité de propulsion permet au technicien de contrôler et de rectifier le déplacement horizontal.

La Section 9.3.5 propose une description plus détaillée de cette méthode.

#### 6.4.6.3 Levés

Afin de contrôler et de consigner les résultats des opérations de déversement au cours des différentes étapes des travaux, il est nécessaire de procéder à des levés. Ceux-ci peuvent être effectués soit depuis le navire de déversement lui-même, soit à partir d'un autre navire, éventuellement équipé d'un véhicule télécommandé muni d'une série de capteurs. Il existe une large gamme d'équipements de levés. Le système de levés comprend généralement les (sous-)systèmes suivants :

- indicateur de position de surface ;
- indicateur de position sous-marine ;
- compas gyroscopiques ;
- logiciels de traçage de profil ;
- capteurs de profondeur ;
- systèmes vidéo ;
- systèmes informatiques.

Généralement, l'ordinateur de bord est le cœur névralgique du système de levés, auquel peuvent être associés, entre autres, le ou les indicateur(s) de position de surface, l'indicateur de position du véhicule télécommandé, le compas gyroscopique du navire, le compas gyroscopique du véhicule télécommandé et le système de traçage de profil. L'indicateur de position du véhicule télécommandé donne la position du véhicule télécommandé par rapport au navire.

Avant de commencer les levés, il est généralement nécessaire de procéder à des vérifications afin de s'assurer que le système dans son ensemble fournit des données conformes aux exigences. Les résultats de ces vérifications ou calibrages doivent être enregistrés afin de surveiller d'éventuels changements de valeurs importants au fil du temps.

On distingue trois types de levés :

### 1. Les levés préliminaires

Les levés préliminaires ont généralement deux objectifs :

- a. établir les coordonnées exactes de la zone de déversement ;
- b. déterminer le profil du fond marin avant déversement permettant d'évaluer, plus tard, les quantités déversées, mais aussi la hauteur et les dimensions du déversement.

Ces levés préliminaires couvrent une grille de levés bathymétriques à intervalles prédéfinis. Les profils transversaux et/ou longitudinaux sont tracés à partir des données fournies par le sondeur acoustique, et seront comparés ultérieurement aux profils des levés finaux.

### 2. Les levés intermédiaires

Ces levés sont effectués pour évaluer les dimensions du déversement.

### 3. Les levés finaux

Une fois que le déversement est achevé, on effectue des levés sur la même surface de grille bathymétrique que les levés préliminaires. Les résultats sont comparés avec les données des levés préliminaires afin de confirmer que le profil de déversement est conforme aux spécifications du maître d'ouvrage. Les techniques de levés finaux sont les mêmes que celles utilisées pour les levés préliminaires. Les profils transversaux et longitudinaux sont de préférence tracés approximativement au même endroit que pour les levés préliminaires.

La Section 9.9 décrit plus en détail certaines techniques de levés.

## 6.5 RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

AIPCN (1987). *Recommandations pour le dimensionnement et la construction de revêtements souples incorporant des géotextiles pour les voies navigables intérieures* Rapport de l'Incom GT 04, AIPCN, Bruxelles

AIPCN (1997). *Guidelines for the design of armoured slopes under open piled quay walls (non traduit)*. Rapport du Marcom GT 22, AIPCN, Bruxelles

AIPCN (2003). *State-of-the-art of designing and constructing berm breakwaters (non traduit)*. Rapport du Marcom GT 40, AIPCN, Bruxelles

Baird, W F, Caldwell, J M, Edge, B L, Magoon, O T et Treadwell, D D (1981) "Report on the Damages to the Sines Breakwater, Portugal", Dans: B L Edge (ed), *Proc.17th int coastal engg conf, Sydney, Australie, 23–28 Mars 1980*. ASCE, pp 3063-3077

Barber, P C et Davies, P C (1985). "Offshore breakwaters – Leasowe Bay". Dans: *Proc Instn Civil Engineers*, vol 77, Institution of Civil Engineers, Londres

Beil, N J et Sorensen, R M (1989). "Perched beach profile response to wave action". Dans: B L Edge (ed), *Proc 21st int conf coastal engg, Malaga, 20–25 Juin 1988*. ASCE, New York, vol 3, pp 1482–1492

Berenguer, J M et Enriquez, J (1989). "Design of pocket beaches, a Spanish case". Dans: B L Edge (ed), *Proc 21st int conf coastal engg, Malaga, 20–25 Juin 1988*. ASCE, New York, vol 3, pp 1411–1425

Boer, S et Hulsbergen, C H (1989). "Thermal aspects of trenching, burial and covering of hot submarine pipelines". Dans: *Proc conf offshore mechanics and artic engg, The Hague, Pays-Bas*

Boer, S, Hulsbergen, C H, Richards, D M, Klok, A et Biaggi, J P (1986). "Buckling consideration in the design of the gravel cover for a high-temperature oil line". Dans: *Proc offshore technology conf, Houston*. Paper no OTC 5294

Boodt, C (1981). "Protection of sinker against anchors", Investigation and testing structures, *Polytechnical Magazine*, no 5

Bos, K J, Chen, Z, Verheij, H J, Onderwater, M et Visser M (2002). "Local scour and protection of F3 offshore GBS platform". Dans: *Proc conf offshore mechanics and artic engg (OMAE) 2002*, Oslo, Norvège

Crossman, M, Segura-Dominquez, S et Allsop, N W H (2003). *Low cost structures for beach control and coast protection: practical design guidance*. Defra/EA Technical Report FD 2409, Environment Agency, Bristol and Defra, Londres

Dean, R G (1987). "Coastal armouring; effects, principle and mitigation". Dans: B L Edge (ed), *Proc 20th int conf coastal engg, Taipei, 9–14 Nov 1986*. ASCE, New York, pp 1843–1857

Dean, R G (1988). "Evaluation of shoreline protection structures (including beach nourishment)". Dans: *Proc int short course on planning and designing maritime structures, Malaga, Espagne*. ASCE, New York

Den Boon, J H, Sutherland, J, Whitehouse, R, Soulsby, R, Stam, C J M, Verhoeven, K, Hogedal, M, et Hald, T (2004). "Scour behaviour and scour protection for monopile foundations of offshore wind turbines". Dans: *Proc Euro wind energy conf, Londres, 22–25 Novembre*

- Dossche, M, Elskens, F, et Sas, M (1992). Research of the effect of propeller erosion on quay-walls and comparison of bottom protection schemes. Dans: *Proc 10th harbour congress, Antwerp*. Royal Society of Flemish Engineers, Antwerp
- EAU (1996). *Recommendations of the committee for waterfront structures, harbours and waterways*, 7e édition en anglais. Ernst & Sohn, Berlin
- Fleming, C A (1990). "Principles and effectiveness of groynes". Dans: K W Pilarczyk (ed), *Coastal protection*. AA Balkema, Rotterdam
- Fleming, C A et Hamer, B (2001). "Successful implementation of an offshore breakwater scheme". Dans: B L Edge (ed) *Proc 27th int coastal engg conf, Sydney, Australie, 16-21 Juillet 2000*. ASCE, pp 1813-1820
- Gilman, J F (1987). "Performance of a berm roundhead in the St. George breakwater system". Dans: *Proc berm breakwaters: unconventional rubble-mound breakwaters*. Derived from a workshop at the Hydraulics Laboratory, National Research Council of Canada, Ottawa, Canada, 15-16 Sep, 1987. ASCE, New York
- Goda, Y (2000). *Random seas and design structures*, 2e édition. University of Tokyo Press, Tokyo
- Heuzé, F H (1990). "An overview of projectile penetration into geological materials, with emphasis on rocks". *Int J Rock Mechanics Min Scl & Geomech Abstr*, vol 27, no 1, pp 1-14
- Hobbs, R E (1984). "In service buckling of heated pipelines". *J Transportation Engineering*, vol 110, no 2, pp 175-189
- Hoffmans, G J C M et Verheij, H J (1997). *Scour manual*. AA Balkema, Rotterdam, p 205
- ICES/CIEM (Commission Internationale pour l'Exploration de la Mer) (1980). *Interaction between the fishing industry and the offshore gas/oil industries*. Co-operative Research Report no 94, ICES, Copenhagen
- Jensen, O J (1983) "Breakwater Superstructures". Dans: J R Weggel (ed) *Proc conf coastal structures*, 9-11 Mars 1983, Arlington, VA. ASCE, New York, pp 272-285
- Juhl, J, Alikhani, A, Sloth, P et Archetti, R (1997). "Roundhead stability of berms". Dans: B L Edge (ed), *Proc 25th int conf coastal engg, Orlando, FL, 2-6 Septembre 1996*. ASCE, New York, vol 2
- Koster, J (1974). *Digging in of anchors into the bottom of the North Sea*. Publication no 129, Delft Hydraulics Laboratorium, Delft
- Lambe, T W et Whitman, R V (eds) (1969). *Soil mechanics*. John Wiley, New York
- Menze, A (2000). "Stability of multilayer berm breakwaters". Diploma thesis, University of Braunschweig, Allemagne
- Miyata, M, Sugano, T, Nagao, T, Nakagawa, M, Mustoe, G G W, Tanaka, T et Kikuchi, N (2003). "Experimental study on load support systems of rubble rock foundations", *J Geotech Eng, JSCE*, no 750, 2003.12, pp 1-14
- Nielsen, N J R, Pedersen, P T, Grundy, A K et Lynberg, B S (1988). "New design criteria for upheaval creep of buried sub-sea pipelines". Dans: *Proc offshore mech and arctic eng conf, Houston*. Paper no OMAE-88-861
- Oumeraci, H, Kortenhaus, A, Allsop, N W H, De Groot, M B, Crouch, R S, Vrijling, J K et Voortman, H G (2001). *Probabilistic design tools for vertical breakwaters*. AA Balkema, Rotterdam, 373 pp (ISBN 90-5809-248-8)

- Palmer, G W et Christian, C D (1998). “Design and construction of rubble-mound breakwaters”. *IPENZ Transaction*, vol 25, no 1/CE
- Pedersen, P T et Jebsens J J (1988). “Upheaval creep of buried heated pipelines with initial imperfections”. *Marine Structures, Design, Construction, Safety*, vol 1, pp 11–22
- Pedersen, P T et Michelsen, J (1988). “Large deflection upheaval buckling of marine pipelines”. Dans : *Proc BOSS conf, Stavanger*, pp 965-80
- Pilarczyk, K W (1990). “Design of seawalls and dikes, including overview of revetments”. Dans : K W Pilarczyk (ed), *Coastal protection*. AA Balkema, Rotterdam
- Pilarczyk, K W (ed) (1998). *Dikes and revetments: design, maintenance and safety assessment*. AA Balkema, Rotterdam
- Richards, D M et Andronicou, A (1986). “Seabed irregularity effects on the buckling of heated submarine pipelines”. Dans : *Proc Holland Offshore 86, Advance in Offshore Technology*, Amsterdam
- Rotterdam Public Works Engineering Department, Port of Rotterdam, VBKO et IADC (2001). *Construction and survey accuracies for the execution of dredging and stone dumping works*. Rotterdam
- Schäle, E (1962). *Anchoring tests for the revetment of navigation canals* (en allemand). Duisberg
- Schiereck, G J (2001). *Introduction to bed, bank and shore protection*. Delft University Press, Delft
- Schuermans, S T, Boer, S et Lindenberg, J (1989). *Hot pipelines, a hot issue; Pipeline-pipecover interaction related to upheaval buckling*. Offshore Pipeline Technology Seminar (OPT), Amsterdam
- Seymour, E V, Craze, D J et Ruinen, W (1984). “Design and installation of the North Rankin trunkline and slugcatcher”. Dans : *Proc 5th offshore South East Asia conf, Singapore*
- Sigurdarson, S, Jacobsen, A, Smarason, O, Bjørdal, S, Viggoson, G, Urrang, C et Tørum, A (2004). “Sirevåg berm breakwater. Design, construction and experience after design storm”. Dans : J A Melby (ed), *Proc 4th int coastal structures conf, Portland, OR, 26–30 Août 2003*. ASCE, Reston, VA
- Sigurdarson, S, Smarason O B et Viggoson G (2005). “Berm breakwaters”. Dans : P Bruun (ed), *Port and coastal engineering – developments in science and technology. J Coastal Research, special issue no 46, Coastal Education and Research Foundation Inc*
- Simm, J D, Brampton, A H, Beech, N W *et al* (1996). *Beach management manual*. Report 153, CIRIA, Londres
- Tanimoto, K, Yagyu, T, et Goda, Y (1983). “Irregular wave tests for composite breakwater foundations”. Dans : B L Edge (ed), *Proc 18th int conf coastal engg, Cape Town, 14–19 Nov 1982*. ASCE, New York
- Thoresen, C A (2003). *Port designer's handbook: recommendations and guidelines*. Thomas Telford, Londres
- Toti M, Cucciolatte, P et Ferrante, A (1990). “Beach nourishment at Lido Di Ostia”. Dans : *Proc 27th int nav Congr, Osaka, 20–26 Mai*
- Tørum, A (1997). *Berm breakwaters. EC MAST II Berm breakwater structures*. STF22 A97205, SINTEF, Trondheim

Tørum, A (1999). “On the stability of berm breakwaters in shallow and deep waters”. Dans: B L Edge (ed), *Proc 26th int conf coastal engg, Copenhagen, 22–26 Juin 1998*. ASCE, Reston, VA, pp 1884–1897

Tørum, A, Bjørdal, S, Mathiesen, M et Arntsen, Ø A (2003c). *The Sirevåg berm breakwater. Comparison between physical model and prototype behaviour*. Report no IBAT/MB R1, Norwegian University of Science and Technology, Department of Civil and Transport Engineering, Trondheim

Tørum, A, Bjørdal, S, Mathiesen, M, Arntsen, Ø A, Jacobsen, A (2003b). “Berm breakwaters. Comparison between model scale and prototype stability behaviour”. Dans: *Proc 17th int conf port and ocean engg under arctic conditions, POAC '03, Trondheim, 16–19 Juin*. Trondheim

Tørum, A, Kuhnen, F et Menze, A (2003a). “On berm breakwaters. Stability, scour, overtopping”. *Coastal engineering*, vol 49, pp 209–238

Visscher, J T (1980). *Burial depth of ships and work anchors* (en allemand). MaTS PL-2, Part V, Netherlands Industrial Council for Oceanology

Vrijling, J K et Nooy van der Kolff, A H (1990). “Quarry yield and breakwater demand”. Dans: *Proc 6th cong Int Assoc Engg Geol, Amsterdam, 6–10 Août*. AA Balkema, Rotterdam, vol 4, pp 2927–2934

Westeren, K (1995). “Bølgekrefter på dekkstein på skuldermoloer” (“Wave forces on armour units on berm breakwaters”). MSc thesis, Norwegian University of Science and Technology, Department of Structural Engineering, Trondheim. Résumé dans Tørum (1997)

Whitehouse, R J S (1998). *Scour at marine structures*. Thomas Telford Ltd, Londres