

10 Surveillance, inspection, maintenance et réparation



1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

SOMMAIRE du Chapitre 10

| | | |
|-------------|----------------------------------------------------------------------|-------------|
| 10.1 | Modes de gestion | 1211 |
| 10.1.1 | Gestion du cycle de vie | 1211 |
| 10.1.1.1 | Niveaux de service | 1211 |
| 10.1.1.2 | Réduction des niveaux de performance | 1212 |
| 10.1.2 | Stratégie de maintenance | 1213 |
| 10.2 | Élaboration d'une stratégie de gestion | 1215 |
| 10.2.1 | Plan de gestion | 1215 |
| 10.2.2 | Optimisation des intervalles de maintenance | 1217 |
| 10.3 | Surveillance | 1219 |
| 10.3.1 | Introduction et vue d'ensemble | 1219 |
| 10.3.2 | Analyse du plan de surveillance | 1220 |
| 10.3.2.1 | Recommandations pour la mise au point d'un programme de surveillance | 1220 |
| 10.3.2.2 | Surveillance de l'état de l'ouvrage | 1220 |
| 10.3.2.3 | Surveillance des performances de l'ouvrage | 1224 |
| 10.3.2.4 | Surveillance de l'environnement | 1225 |
| 10.3.2.5 | Appréciation des données | 1226 |
| 10.3.3 | Intervalles entre les surveillances | 1226 |
| 10.3.4 | Inspections des sections de l'ouvrage au-dessus du niveau de l'eau | 1229 |
| 10.3.4.1 | Inspections visuelles | 1229 |
| 10.3.4.2 | Dégradation de la carapace et de l'enrochement | 1230 |
| 10.3.4.3 | Méthodes photographiques | 1231 |
| 10.3.4.4 | Levés topographiques terrestres | 1235 |
| 10.3.5 | Inspections sous-marines | 1239 |
| 10.3.5.1 | Levés bathymétriques monofaisceaux et multifaisceaux | 1240 |
| 10.3.5.2 | Sonar latéral | 1241 |
| 10.3.5.3 | Télé-détection aérienne des ouvrages immergés | 1242 |
| 10.3.5.4 | Inspections du sous-sol | 1242 |
| 10.3.5.5 | Inspections visuelles sous-marines | 1243 |
| 10.4 | Évaluation de l'état et des performances de l'ouvrage | 1244 |
| 10.4.1 | Évaluation des données fournies par la surveillance | 1244 |
| 10.4.2 | Évaluation des performances | 1245 |
| 10.4.2.1 | Subdivision des ouvrages en éléments structurels et tronçons | 1247 |
| 10.4.2.2 | Établissement de critères de performance fonctionnelle | 1248 |
| 10.4.3 | Évaluation de l'état de l'enrochement | 1248 |
| 10.4.3.1 | Description des dommages standard | 1250 |
| 10.4.4 | Options de gestion | 1252 |
| 10.5 | Maintenance, réparation et réhabilitation | 1254 |
| 10.5.1 | Remarques générales sur la maintenance | 1254 |
| 10.5.1.1 | Modification des conditions de dimensionnement | 1254 |

| | | | |
|-------------|-------------------------------------------------------------------------------|-------------|---|
| 10.5.1.2 | Principes de base pour la planification des réparations | 1254 | 1 |
| 10.5.1.3 | Réutilisation et approvisionnement en matériaux | 1255 | |
| 10.5.1.4 | Accès et équipements | 1256 | |
| 10.5.2 | Réparation et réhabilitation des ouvrages en enrochement naturel | 1257 | |
| 10.5.3 | Réparations | 1259 | 2 |
| 10.5.3.1 | Carapace | 1259 | |
| 10.5.3.2 | Remplacement ponctuel ou localisé de blocs d'enrochement cassés ou délogés .. | 1259 | |
| 10.5.3.3 | Butées de pied et bermes | 1260 | |
| 10.5.3.4 | Colmatage des vides | 1261 | |
| 10.5.4 | Réhabilitation et renforcement de grande ampleur | 1262 | 3 |
| 10.5.4.1 | Rechargement des carapaces endommagées | 1262 | |
| 10.5.4.2 | Remplacement de la carapace | 1263 | |
| 10.5.4.3 | Reconstruction d'ouvrages en enrochement | 1264 | |
| 10.5.5 | Exemples concrets de réparations sur des ouvrages en enrochement | 1264 | |
| 10.6 | Références bibliographiques | 1269 | 4 |

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

10 Surveillance, inspection, maintenance et réparation

Le Chapitre 10 présente les considérations de **maintenance** et de **surveillance** utiles pour toutes les étapes de la vie d'un ouvrage, y compris la conception.

Données des autres chapitres:

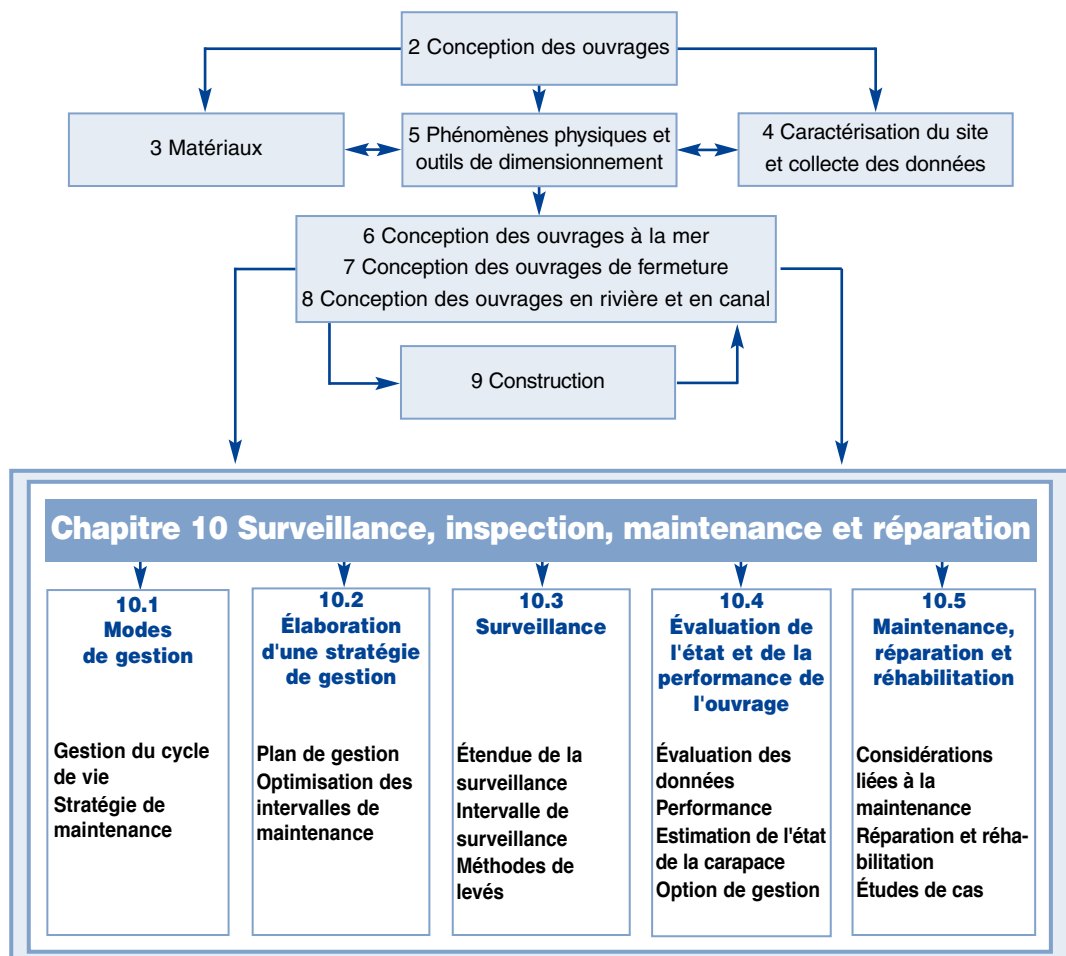
- **Chapitre 2** ⇒ Les **exigences de projet**
- **Chapitre 3** ⇒ Les **propriétés des matériaux**
- **Chapitre 4** ⇒ Les **conditions hydrauliques et géotechniques**
- **Chapitre 6, 7 et 8** ⇒ La **conception des ouvrages**
- **Chapitre 9** ⇒ Les **méthodes de construction**

Résultats pour les autres chapitres:

- **Problématiques liées à la maintenance** ⇒ Chapitres 6, 7 et 8

NOTE: le processus de conception est **itératif**. Le lecteur est invité à **se référer le 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 liaisons avec les autres chapitres. Il peut être utilisé en parallèle avec les sommaires et l'index pour naviguer dans le guide.



Ce chapitre repose en grande partie sur le texte et les pratiques décrites dans la partie VI Chapitre 8 du *Coastal Engineering Manual* (CEM) Engineer Manual 1110-2-1100 USACE (2003).

10.1 MODES DE GESTION

La plupart des ouvrages en enrochement naturel ou artificiel nécessitent une maintenance permanente pour garantir un niveau de performance acceptable. Ce chapitre aborde les modes de gestion, la surveillance de l'ouvrage, l'évaluation de son état et de ses performances, des recommandations sur la réparation et la réhabilitation ainsi que les modifications de l'ouvrage. Il présente également des recommandations liées à des problèmes spécifiques de réparation et de réhabilitation, bien que, dans de nombreux cas, les règles de conception applicables aux nouvelles constructions conviennent également aux réparations (voir les Chapitres 6, 7 et 8). L'intervention peut consister en des mesures d'amélioration, d'extension, de remplacement, de réparation et/ou de maintenance de l'ouvrage.

Les concepts sur lesquels repose la maintenance d'un ouvrage ne sont pas complexes (USACE, 2003), mais il peut être difficile de déterminer :

- la stratégie de gestion (voir la Section 10.2);
- ce qu'il faut surveiller et de quelle manière (voir la Section 10.3);
- comment évaluer les données issues de cette surveillance (voir la Section 10.4);
- comment évaluer les retombées économiques des réponses possibles (voir la Section 10.4);
- s'il faut entreprendre – ou non – des actions préventives ou correctives (voir la Section 10.4);
- comment effectuer les réparations (voir la Section 10.5).

Bien qu'un même mode de gestion soit valable autant pour les ouvrages de grande envergure que pour les plus petits, en environnement fluvial aussi bien que côtier, la plupart des techniques complexes conviennent mieux aux grands ouvrages. Les techniques analysées ici sont générales et s'appliquent aux grands ouvrages comme aux petits, mais il est nécessaire de conserver un sens des proportions et de tenir compte des risques lors de la surveillance et de la maintenance.

10.1.1 Gestion du cycle de vie

Le Chapitre 2 analyse les principes de la gestion du cycle de vie, y compris les méthodes de conception garantissant des performances élevées et une maintenance minimale, et celles permettant un faible coût d'investissement avec une maintenance régulière (voir la Section 2.4.6). Ces méthodes de conception sont mises en œuvre par le biais du processus de gestion du cycle de vie, qui associe et équilibre les coûts du cycle de vie de la surveillance (voir la Section 2.4.1), de la maintenance et du fonctionnement au sein d'un cadre de gestion permanent.

10.1.1.1 Niveaux de service

Les niveaux de service sont définis lors de la phase de conception en fixant des conditions de dimensionnement pour l'ensemble du système, pour chaque ouvrage en enrochement et pour les différents éléments des ouvrages. Les conditions peuvent varier pour chacun d'eux : par exemple, l'ouvrage peut être conçu pour limiter le franchissement dans le cas d'un événement de période de retour de 200 ans, alors que l'enrochement peut n'être capable de résister à une tempête de période de retour de 10 ans sans subir de dommage significatif – peut-être parce que l'on ne dispose que de petits enrochements.

En règle générale, le facteur le plus important est la performance fonctionnelle, mesurée à l'aide de variables telles que le franchissement admissible ou le contrôle du transport sédimentaire. Les ouvrages à bas coût qui ont été conçus selon des standards de stabilité ou de durabilité au-dessous du niveau optimal exigeront une surveillance et une maintenance intensives si les niveaux de services doivent être maintenus (voir la Section 2.4). C'est souvent le cas dans les

pays en développement, où les standards de dimensionnement adoptés peuvent ne pas être très stricts, où l'on ne dispose pas toujours de matériaux de grande qualité ou de dimensions adéquates, ni des équipements de construction nécessaires. Les dimensionnements conventionnels ou très performants ne tolèrent aucun dommage en conditions de projet choisies et nécessiteront donc peu de maintenance.

De nombreuses hypothèses sont faites au cours du processus de conception et de construction. En élaborant des programmes de gestion en service, le gestionnaire de l'infrastructure peut prendre des décisions quant au niveau de service de l'ouvrage complet et du système dans son ensemble. À ce stade, on tient compte à la fois des conditions de dimensionnement initiales et de tout changement causé par des facteurs physiques, économiques et sociaux au cours de l'existence de l'ouvrage. Les conséquences financières de la gestion et de la maintenance au long du cycle de vie de l'ouvrage doivent également être prises en compte.

10.1.1.2 Réduction des niveaux de performance

Dégradation des ouvrages côtiers en enrochement

Les mécanismes destructeurs dus à l'action de la houle, de la marée et des courants sur les ouvrages en enrochement se manifestent par une évolution du profil de l'ouvrage et par des changements dans la taille et dans la forme des éléments qui le constituent. Les mécanismes de rupture de faible probabilité d'occurrence peuvent causer un dommage immédiat, comme une rupture catastrophique au cours d'une forte tempête. D'autres mécanismes de rupture ont une probabilité d'occurrence plus élevée mais se produisent progressivement, sans affecter la fonctionnalité de l'ouvrage de manière immédiate, comme le phénomène d'affouillement au pied des ouvrages fluviaux ou côtiers. Les carapaces se détériorent petit à petit avec le tassement, le déplacement, l'abrasion, la rupture voire la dissolution des enrochements. Les dégradations des ouvrages recouverts d'enrochement traités au Chapitre 7 sont en générales identiques aux dégradations des ouvrages fluviaux et côtiers décrites ci-dessous.

L'examen de 265 ouvrages côtiers aux États-Unis (Pope, 1992) a révélé que 77 % des ouvrages avaient plus de 50 ans et que près de 40 % des digues et des jetées dataient du 19^{ème} siècle. Cela signifie que la plupart des ouvrages ont été conçus et construits avant l'introduction de règles de dimensionnement, même rudimentaires, et du critère de stabilité de l'enrochement. Dans de nombreux cas, les ouvrages ont survécu bien au-delà de leur durée de service prévue parce qu'ils ont fait l'objet d'une maintenance adéquate ou qu'ils avaient été sur-dimensionnés à l'origine. La situation est sans conteste similaire dans la plupart des pays industrialisés (USACE, 2003). Dans les pays en développement, qui manquent de méthodes de dimensionnement rigoureuses, la durée de vie d'un ouvrage peut être très variable, et les cycles de vie sont soit courts soit (plus rarement) longs.

Les ruptures importantes dues aux tempêtes sont faciles à identifier. La dégradation progressive, en revanche, n'est souvent pas détectée, parce que l'ouvrage continue de fonctionner comme cela a été prévu lors de sa conception même si sa résistance est diminuée. Toutefois, si l'on ne remédie pas à cette dégradation continue, elle peut entraîner une rupture partielle ou totale de l'ouvrage (USACE, 2003). Souvent, ce n'est que lorsqu'une réhabilitation importante devient nécessaire ou qu'une rupture significative se produit que l'on parvient à quantifier un dommage de ce type. Le vieillissement de l'ouvrage peut être causé par le tassement, l'affouillement, la dissolution, la perte de la butée de pied du talus, la rupture partielle d'un talus, la perte de matériau dans le noyau ou dans le remblai et/ou la perte de blocs d'enrochement (USACE, 2003). Le vieillissement des blocs est défini comme la détérioration des composants individuels pouvant en fin de compte affecter le fonctionnement de l'ouvrage (Pope, 1992). Parmi les exemples de vieillissement des blocs, on peut citer la rupture des blocs d'enrochement artificiel, la fissuration ou l'abrasion de l'enrochement naturel et l'effritement du béton. Dans la mesure où le vieillissement de l'ouvrage est un processus de longue haleine et que la gravité de la détérioration peut ne pas être remarquée lors d'une auscultation superficielle, on donne généralement une priorité plutôt faible à la réhabilitation si l'ouvrage continue de fonctionner à un niveau acceptable. Si l'on néglige les réparations nécessaires pour faire des économies, on prend le risque qu'une réparation bien plus

onéreuse (et potentiellement urgente) ne devienne capitale plus tard (USACE, 2003). Une analyse quantitative de l'ouvrage doit permettre d'identifier ces différentes réponses.

Dégradation des ouvrages en enrochement naturel en rivière et canal

Les revêtements et les épis le long des rivières et les protections des berges de canaux sont soumis à différents mécanismes de détérioration (Section 8.2.6.1). Si l'humidité est suffisante et si des sédiments fins se sont déposés entre les blocs d'enrochement, il est possible que des plantes (en particulier des saules) aient commencé à pousser dans la carapace. L'ouvrage est alors endommagé par la croissance des racines et du tronc. Lors des tempêtes, les vieux arbres peuvent s'effondrer et affaiblir la carapace. Près des musoirs des épis, l'enrochement peut glisser dans des fosses d'affouillement en progression, suite au raidissement des talus latéraux de la fosse. La dégradation généralisée du lit de la rivière peut avoir un effet similaire. Les chocs de navires peuvent également endommager les ouvrages. Sur la rivière Waal (Pays-Bas), soumise à un trafic fluvial intense, un navire heurte l'enrochement d'un épi – et lui cause un dommage significatif – une fois tous les dix ans, en moyenne. Il y a une très forte proportion de dommages aux points de transition entre l'enrochement et la berge, causés par l'érosion par contournement et l'affouillement. Les blocs d'enrochement de petite taille peuvent parfois être déplacés par les usagers non professionnels tels que des pêcheurs. La protection du fond autour des ouvrages hydrauliques peut être dégradée par un affouillement extrême lors d'une crue élevée. La navigation avec un faible pied de pilote peut causer des dommages lorsqu'ils passent au-dessus de la protection de fond, en créant des courants de retour de vitesses élevées ou d'importantes fluctuations de la turbulence dans le sillage de l'hélice. Le mouillage d'ancre au-dessus de la protection de fond en enrochement entraîne souvent des dommages localisés.

L'enrochement peut être endommagé lorsque de la glace se forme sur les blocs près du niveau de l'eau. Lorsque l'eau se retire, d'importantes forces sont exercées sur l'enrochement par le poids de la glace, ce qui peut entraîner un glissement de l'enrochement depuis le dessus jusqu'au-dessous du niveau de l'eau. Les blocs individuels peuvent également se trouver pris dans d'importants mouvements de glace et être emportés. Dans le cas des protections lacustres, une plaque de glace peut pousser les enrochements vers le haut du talus d'un revêtement. En règle générale, ces phénomènes ne sont pas inclus dans le processus de dimensionnement déterministe. Les vagues induites par la navigation et la mer de vent peuvent souvent être à l'origine d'une érosion près du niveau de l'eau, qui fera évoluer le profil de l'ouvrage. Des mesures spécifiques peuvent être nécessaires pour juguler l'action des vagues produites par les embarcations de loisir à grande puissance. Les navires qui manœuvrent, se rencontrent ou se dépassent dans d'étroites sections de canaux peuvent accidentellement heurter la protection des berges. Dans les coudes brusques et dans les ports, le sillage de l'hélice des bateaux peut attaquer les berges en érodant la couche de protection.

10.1.2 Stratégie de maintenance

Les activités de maintenance doivent reposer sur une stratégie de gestion, élaborée dès la phase de conception, des performances et des coûts de l'ouvrage hydraulique sur toute sa durée de vie. Le cadre conceptuel liant la conception, la maintenance et le risque de rupture est le coût minimal de durée de vie :

$$\text{Minimiser } \{I + PV(M) + PV(R) + PV(P_F C_F)\} \quad (10.1)$$

où

- I = investissement dans l'ouvrage ;
- PV = valeur actualisée (voir l'Équation 2.2) ;
- M = coût de la maintenance ;
- R = coût de la réparation ou du remplacement ;
- P_F = probabilité de rupture ;
- C_F = coût induit par la rupture.

Des méthodes sont nécessaires pour évaluer l'état de l'ouvrage (voir la Section 10.3), afin que son propriétaire puisse :

- évaluer le dommage causé par des événements particuliers ;
- prévoir la future durée de service de l'ouvrage ;
- programmer les dépenses de maintenance ou de réhabilitation.

L'étendue de la surveillance requise sera déterminée par la stratégie de gestion sélectionnée. Selon les ouvrages, il est possible de choisir parmi les stratégies de gestion suivantes :

- **maintenance après rupture** - les réparations ne sont entreprises que si l'ouvrage ou l'une de ses parties s'est rompu(e). Ce type de gestion n'est recommandé que si les conséquences de la rupture (risque) sont très limitées ;
- **maintenance périodique** - elle suppose que l'état de l'ouvrage se détériore selon une fonction du temps connue. Les réparations doivent avoir lieu au bout d'une période donnée ;
- **maintenance selon l'usage** - cette méthode suggère que l'état de l'ouvrage se détériore selon une fonction connue du nombre de fois où l'ouvrage est utilisé. Cette utilisation doit être surveillée et les réparations doivent être effectuées après un certain nombre de cycles de fonctionnement de l'ouvrage ;
- **maintenance selon la charge** - on attribue la détérioration structurelle à d'importantes sollicitations (p. ex. des tempêtes). La charge à laquelle l'ouvrage est soumis doit être contrôlée et les réparations doivent survenir après qu'un certain nombre d'efforts importants aient été exercés ;
- **maintenance selon l'état de l'ouvrage** - elle dépend de l'inspection de l'état physique de l'ouvrage. Si cet état ne semble plus convenable, les réparations s'imposent.

Dans les définitions ci-dessus, toutes les stratégies sont préventives, à l'exception de la maintenance après rupture. La surveillance est donc essentielle et la stratégie de gestion mise au point doit tenir compte des éléments suivants :

- les conditions d'accès pour la surveillance et la maintenance ;
- les ressources probables du maître d'ouvrage en matière de personnel qualifié et de financement pour l'exécution pratique de la surveillance ;
- les opérations de réparation et l'interprétation des performances de l'ouvrage.

À partir de là, le choix de la stratégie de gestion dépend :

- de la prévisibilité de la détérioration de l'ouvrage ;
- du coût de l'auscultation et de la surveillance – y compris les ressources en techniciens et les ressources financières nécessaires pour effectuer la surveillance et l'évaluation requises ;
- de la disponibilité des méthodes permettant de mesurer avec précision l'état physique de l'ouvrage ;
- du coût des réparations – y compris la mobilisation, les équipements, la main-d'œuvre et les matériaux nécessaires aux réparations et les conditions d'accès pour la surveillance et la maintenance ;
- des conséquences d'une rupture (risque) – y compris les exigences en matière de sécurité et le dommage subi par les infrastructures.

10.2 ÉLABORATION D'UNE STRATÉGIE DE GESTION

10.2.1 Plan de gestion

La stratégie de gestion doit être claire tout au long de la vie de l'ouvrage afin d'en maintenir la fonctionnalité et de garantir que l'ouvrage ou le système satisfait les attentes des usagers finaux de manière rentable. Ces plans de gestion doivent permettre un apprentissage continu, des ajustements et des améliorations (voir la Figure 10.1). Dans de nombreux pays, le concepteur est responsable de la préparation des grandes lignes du plan de gestion, qui sont ensuite transmises au client une fois la construction achevée. Elles peuvent inclure des aspects tels que la sécurité, le risque, l'exploitation et la maintenance de l'ouvrage. L'élaboration de la stratégie de gestion doit être suivie, au cours de la phase de conception et de construction, par la rédaction d'un manuel de gestion. Bien que ce dernier puisse être très simple, en particulier si l'ouvrage a été conçu pour minimiser la maintenance, il doit contenir des recommandations de base sur les techniques et les critères relatifs aux principaux éléments du plan de gestion. Il présentera également les interrelations entre les différentes activités concernées.

Le plan de gestion doit permettre au responsable de :

- maximiser les performances de l'ouvrage ou du système à un coût minimal;
- identifier quelles sont les mesures de maintenance et de surveillance requises et pour quel objectif;
- programmer les opérations de maintenance et de surveillance;
- déterminer le niveau de service actuel ainsi que l'état de tous les ouvrages inclus dans le système;
- faire des ajustements pour refléter les changements de stratégie, les variations de budget et l'évolution des priorités;
- enregistrer le savoir et l'expérience accumulés afin d'éviter la perte d'informations.

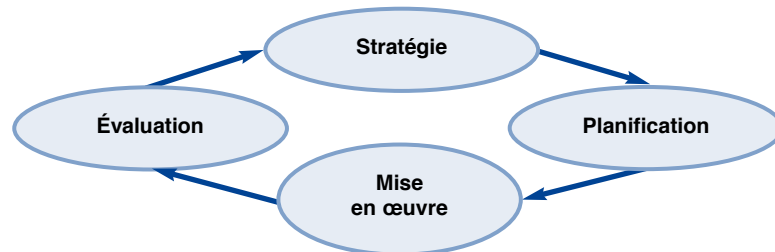


Figure 10.1 Processus cyclique de gestion fonctionnelle

Le plan de gestion inclut des éléments statiques et des éléments dynamiques (voir le Tableau 10.1).

Tableau 10.1 Contenu d'un plan de gestion

| |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <p>Partie statique (habituellement réajustée tous les cinq ans)</p> <p>Introduction</p> <p>Description du système d'infrastructures et de sa division en unités de gestion</p> <p>Politique nationale</p> <p>Politique régionale et formulation de situations-cibles et d'impératifs de fonctionnement</p> <p>Principes de gestion</p> |
| <p>Partie dynamique (réajustée tous les ans)</p> <p>Évaluation de l'année précédente : données et résultats, mesures prises et effets planifiés de ces mesures qui ont été obtenus</p> <p>Planification pour les cinq prochaines années : mesures et coûts</p> <p>Planification approximative à long terme</p> |

La partie statique forme le cadre de gestion stratégique. Ce dernier présente les objectifs de gestion généraux qui reflètent le rôle de l'ouvrage ou du système, ainsi que les impératifs stratégiques peu susceptibles de varier fréquemment. Le niveau de service est défini en spécifiant les limites des paramètres de performance pour chacune des fonctions de l'ouvrage, par exemple la stabilité, l'affouillement ou le franchissement. Ces derniers sont généralement – mais pas toujours – définis lors de la phase de conception (voir les Chapitres 6, 7 et 8). La partie statique du plan fait l'objet d'une révision périodique, tous les cinq ans, par exemple, qui permet de tenir compte des changements de politique, des exigences des usagers ou des performances inattendues de l'ouvrage ou du système.

La partie dynamique du plan de gestion donne une vue d'ensemble des mesures d'exploitation nécessaires pour gérer le système, y compris des coûts. En règle générale, elle fait l'objet d'un ajustement annuel sur la base des performances du système, déterminées à partir des données de surveillance mises à jour, ce qui permet de quantifier l'efficacité du système par rapport au standard de service requis. La surveillance permet d'évaluer si la situation est stable, en amélioration ou si elle se détériore.

Il est essentiel de revoir le plan de gestion de manière régulière afin d'évaluer les performances de l'ouvrage et l'efficacité de l'approche de gestion. Des modifications doivent y être apportées le cas échéant. Le Tableau 10.2 présente les 10 étapes de gestion fonctionnelle d'un ouvrage qui devraient permettre d'établir un plan de gestion efficace.

Tableau 10.2 Les 10 étapes de gestion fonctionnelle dans le plan de gestion d'un ouvrage

| | |
|----------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Sous-division fonctionnelle du système d'infrastructures | <p>Partie statique (ajustement tous les cinq ans)</p> <ol style="list-style-type: none"> 1 Décrire le système d'infrastructures 2 Déterminer les fonctions qui s'appliquent au système 3 Diviser chaque partie du système d'infrastructures en unités de gestion ayant des fonctions uniformes et déterminer le niveau de service requis pour chacune des fonctions 4 Déterminer pour chaque fonction les impératifs qui lui permettront d'atteindre son objectif de niveau de service |
| | <p>Partie dynamique (ajustement tous les ans)</p> <ol style="list-style-type: none"> 5 Comparer l'état de fonctionnement actuel de la construction avec la condition-cible. Si les exigences fonctionnelles ne sont pas remplies, planifier des mesures adéquates de construction, de reconstruction ou d'amélioration pour garantir que l'ouvrage remplira les exigences fonctionnelles |
| Maintenir la situation-cible | <ol style="list-style-type: none"> 6 Effectuer une analyse fonctionnelle de l'ouvrage ou des ouvrages et déterminer les éléments critiques pour chaque fonction 7 Formuler des paramètres d'inspection qui sont représentatifs de l'état (fonctionnel) des éléments critiques 8 Déterminer le niveau d'intervention pour les éléments critiques 9 Déterminer la stratégie de maintenance et d'auscultation 10 Formuler le plan de maintenance et d'auscultation, incluant un projet de coûts et un calendrier de travail |

Le plan de gestion d'un ouvrage doit inclure les éléments essentiels ci-dessous (Vrijling *et al.*, 1995) :

- inspection périodique de l'ouvrage et surveillance des conditions environnementales et de la réponse de l'ouvrage ;
- analyse des données d'inspection et de surveillance pour évaluer l'état physique de l'ouvrage (y compris sa détérioration) et ses performances par rapport à la fois au cahier des charges de conception et à des standards prédéterminés tels que le niveau de service et la durée de vie prévue. Ces standards peuvent varier au cours de la vie de l'ouvrage, par exemple à cause :
 - des évolutions du niveau d'eau, du climat de la houle, de l'écoulement fluvial,
 - d'une réponse inattendue de l'ouvrage,
 - de développements économiques,
 - d'un changement imprévu des fonctions assignées à l'ouvrage,

- d'un changement dans les critères utilisés pour définir le niveau de maintenance acceptable,
- d'une optimisation économique des coûts sociaux (coûts de la rupture et/ou coûts induits par le dommage) et du coût supporté par le propriétaire ou le gestionnaire des infrastructures (coûts d'investissement, de gestion, de maintenance et de surveillance);
- formulation d'une réponse adéquate basée sur les résultats de l'évaluation. Les réponses possibles sont :
 - ne rien faire (aucun problème identifié ou problèmes mineurs),
 - réhabiliter tout ou une partie de l'ouvrage,
 - réparer tout ou une partie de l'ouvrage,
 - réparer ou remplacer les composants d'un ouvrage dont la durée de vie est estimée inférieure à celle de l'ouvrage dans son ensemble ou réparer une zone déterminée qui n'a pas passé l'évaluation.

La **réhabilitation** implique des actions correctives qui s'attaquent aux problèmes avant que le fonctionnement de l'ouvrage ne soit dégradé de manière significative (USACE, 2003). Le remplacement de blocs d'enrochement artificiel cassés et le remplissage des fosses d'affouillement peuvent être considérés comme des actions de réhabilitation de l'ouvrage. La réhabilitation peut également être envisagée comme une maintenance préventive.

Il existe deux types de maintenance préventive :

1. **La maintenance selon l'état de l'ouvrage** : il s'agit d'une réhabilitation basée sur l'état observé de l'ouvrage.
2. **La maintenance périodique** : il s'agit d'une réhabilitation qui fait suite à une période prescrite ou au dépassement d'un certain niveau de sollicitations.

La **réparation** implique que le dommage s'est produit et que la fonctionnalité de l'ouvrage est réduite de manière significative. Reconstruire un talus en enrochement affaissé, replacer les blocs de couronnement d'une digue et combler un remblai érodé sont des actions qui peuvent être considérées comme des réparations d'ouvrage. La réparation peut également être considérée comme une action de maintenance corrective. Dans de nombreuses situations, il est difficile de faire la différence entre réparation et réhabilitation.

Du fait de la grande diversité des ouvrages et des environnements où ces derniers sont situés, il est difficile d'élaborer un plan de gestion générique (USACE, 2003). La meilleure source pour obtenir des recommandations est probablement l'expérience passée acquise en matière de maintenance d'ouvrages similaires. Parallèlement aux réparations et à la réhabilitation, une troisième réponse pouvant se produire lors de la maintenance est la modification d'un ouvrage en dépit de l'absence de dommage ou de détérioration visible. La surveillance peut révéler que l'ouvrage ne se comporte pas comme il le devrait, ou les objectifs du projet peuvent changer ou évoluer, ce qui nécessite des ajouts ou des modifications sur l'ouvrage. On peut ainsi entre autres citer l'élévation du niveau de la crête d'une digue afin de réduire le franchissement, la variation de la longueur d'un épi pour résoudre les problèmes d'érosion aval et la modification des ouvrages afin de contrôler le transport sédimentaire ou le phénomène d'affouillement.

10.2.2 Optimisation des intervalles de maintenance

Effectuer une intervention de maintenance avant qu'elle ne soit nécessaire engendre des coûts plus élevés mais garantit une plus grande sécurité quant à l'efficacité de l'ouvrage. Une intervention trop tardive entraînera des coûts plus élevés, parce que les réparations nécessaires seront plus onéreuses ou parce que le dommage consécutif à une rupture du système engendrera des pertes sociales pour l'utilisateur final. La détermination du meilleur moment pour l'intervention au cours du processus de vieillissement doit reposer sur les coûts des réparations et sur la fonctionnalité de l'ouvrage. L'année d'intervention représente l'instant où le risque de perte de fonction-

nalité est inacceptable. Le niveau et l'année d'intervention (voir les Figures 10.2 et 10.3) sont déterminés par l'analyse du coût du cycle de vie, qui a pour objectif de minimiser les coûts sur la totalité du cycle de vie de l'ouvrage, de la conception à la suppression de l'ouvrage, en passant par la construction et la maintenance.

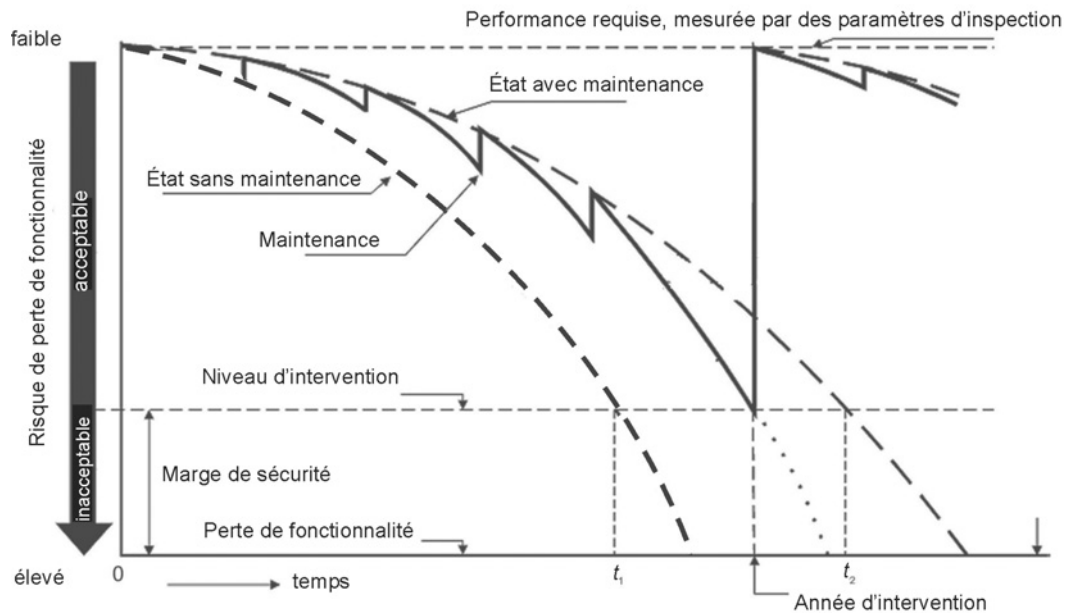


Figure 10.2 Vieillesse d'un ouvrage

La Figure 10.2 montre la relation entre le vieillissement d'un ouvrage et le risque de perte de fonctionnalité. Le niveau d'intervention doit être fixé au-dessus du niveau de perte de fonctionnalité. La marge de sécurité choisie dépend des coûts engendrés par une rupture et du pourcentage de perte de qualité. La Figure 10.3 montre que les coûts incluent à la fois les coûts de maintenance et les coûts sociaux consécutifs à une rupture. À $t = 0$, l'ouvrage est achevé et le risque de perte de fonctionnalité est très faible, donc acceptable. Avec l'âge, le risque de perte de fonctionnalité s'accroît. La maintenance réduit ce risque et permet à l'année d'intervention d'être repoussée de t_1 à t_2 , par exemple (voir la Figure 10.2). Il peut s'avérer préférable de ne prendre aucune mesure supplémentaire et de laisser l'ouvrage se détériorer jusqu'à ce que le niveau d'intervention soit atteint et que le risque de perte de fonctionnalité ne devienne inacceptable. Les coûts sociaux peuvent rester constants dans le temps mais ils varient souvent en fonction des évolutions des infrastructures côté terre de l'ouvrage (voir la Figure 10.3a). Les coûts de maintenance augmentent avec le temps, parce qu'avec l'âge, l'ouvrage exige une maintenance plus importante, ce qui accroît le coût des opérations nécessaires pour ramener l'élément à son état d'origine. La Figure 10.3 montre de manière schématisée comment déterminer l'année et le niveau d'intervention. À la Figure 10.3b, les coûts de maintenance sont capitalisés (corrigés de l'inflation et indexés) et représentés en fonction de l'intervalle de maintenance : les coûts de maintenance capitalisés diminuent avec l'augmentation de l'intervalle de maintenance. Le risque de rupture augmente avec la croissance de l'intervalle de maintenance. La ligne pleine de la Figure 10.3b montre la somme des coûts de maintenance capitalisés et du risque de rupture. Le point le plus bas de cette courbe correspond au moment le plus économique pour une intervention, c'est-à-dire à l'année d'intervention. La valeur correspondante du paramètre d'inspection, c'est-à-dire le niveau d'intervention, peut alors être déterminée à la Figure 10.3b.

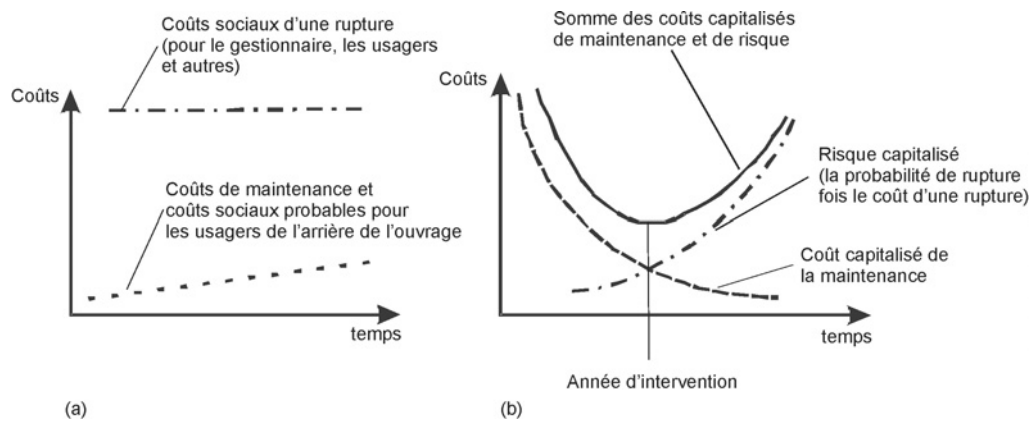


Figure 10.3 Détermination de l'année et du niveau d'intervention

10.3 SURVEILLANCE

10.3.1 Introduction et vue d'ensemble

La surveillance de l'ouvrage fait partie intégrante de la gestion du cycle de vie. Un programme de surveillance régulière de l'ouvrage et de son environnement permet d'évaluer la sécurité, l'état et la fonctionnalité de l'ouvrage. Il donne également la possibilité de planifier en temps voulu les activités de réparation et de remplacement et permet d'acquérir une bonne compréhension des mécanismes de rupture et de l'évolution des dommages. La performance d'un ouvrage est analysée en comparant les mesures de son état physique et de ses performances à différents moments. Idéalement, ce programme de surveillance devrait être élaboré lors de la conception de l'ouvrage (voir les Chapitres 6, 7 et 8), mais ce n'est souvent pas le cas. Les techniques utilisées doivent à la fois être réutilisables si elles suivent un cahier des charges précis et tolérer de légères variations d'exécution ou de procédure. Les procédures d'interprétation doivent éviter toute ambiguïté dans la comparaison avec les analyses précédentes. Au cours des dernières phases de la vie d'un ouvrage, l'interprétation se retrouvera inévitablement entre les mains d'un personnel ignorant les hypothèses de dimensionnement d'origine (USACE, 2003).

Les ruptures importantes imputables à l'action des tempêtes sont faciles à identifier. Sans surveillance, des changements mineurs peuvent ne pas être identifiés et finir par causer une rupture de la carapace ou des tassements d'une envergure inacceptable. La description quantitative de l'état de l'ouvrage doit être liée aux modes de rupture potentiels, en insistant tout particulièrement sur ceux qui ont été identifiés comme étant les plus probables (voir la Section 2.3.1), et doit permettre d'identifier ces différentes réponses. Il faut pour cela bien comprendre les modes de rupture et les mécanismes de détérioration de chaque composant de l'ouvrage, de même que ceux de l'ouvrage dans son ensemble. La surveillance doit également permettre d'identifier les forces environnementales qui entraînent ces comportements.

Il est tout aussi important de comprendre les signes physiques de rupture imminente associés à chaque mode de dommage. Par exemple, la perte ou la rupture d'un bloc d'encrochement sur un talus peuvent être des signes précurseurs d'une rupture du talus. Le plan de surveillance doit décrire les symptômes qui précèdent la rupture et, si possible, indiquer comment quantifier les changements. Certains modes de rupture connus peuvent entraîner un effondrement sans avertissement préalable. Dans ce cas, la surveillance ne sera d'aucune aide. L'expérience passée obtenue sur des ouvrages similaires permettra d'identifier les éléments à surveiller. La stratégie établie par le modèle de gestion (voir la Section 10.1.2) sert à concevoir le programme de surveillance.

Les options suivantes sont disponibles :

- surveillance après rupture ;
- surveillance périodique ;

- surveillance selon l'usage ;
- surveillance selon la charge ;
- surveillance selon l'état de l'ouvrage.

10.3.2 Analyse du plan de surveillance

La surveillance mesure principalement :

- les performances fonctionnelles ;
- l'état de l'ouvrage ;
- les sollicitations environnementales ;
- l'impact de l'ouvrage sur l'environnement local.

Les stratégies de surveillance présentées à la Section 10.3.1 servent à élaborer le programme lié à ces objectifs. Des recommandations similaires pour une planification de base (voir la Section 10.3.2.1) s'appliquent à chaque approche mais les améliorations du programme sont reflétées dans sa composition (voir les Sections 10.3.2.2 et 10.3.2.3) et, plus particulièrement, dans l'intervalle de surveillance (voir la Section 10.3.3), qui renvoie clairement à la stratégie de surveillance (voir la Section 10.3.1).

10.3.2.1 *Recommandations pour la mise au point d'un programme de surveillance*

Lors de l'élaboration d'un programme de surveillance, il faut :

- identifier les objectifs de surveillance et évaluer tous les composants du programme de surveillance proposés qui y sont liés. N'inclure que les éléments de surveillance qui servent les objectifs ;
- étudier la planification du projet et les données de dimensionnement afin d'identifier les phénomènes physiques qui affectent l'ouvrage. Classer ces derniers selon leur importance par rapport aux objectifs de surveillance. Cette étape est souvent difficile à cause des incertitudes qui portent sur les interactions entre les éléments de l'ouvrage et les contraintes environnementales ;
- déterminer les paramètres importants pour les phénomènes physiques, par exemple la hauteur de la houle et les vitesses d'écoulement ;
- déterminer des méthodes de mesure pour chaque paramètre significatif. Le choix des instruments ou des techniques appropriés dépend de facteurs tels que la précision, la fiabilité, la solidité, les coûts, la disponibilité et les exigences en matière d'installation ou d'entretien ;
- planifier la collecte d'une quantité suffisante de données de base sur l'ouvrage afin de pouvoir interpréter au mieux les mesures et les observations effectuées. Par exemple, s'il faut surveiller la coupe transversale d'un ouvrage, il faut établir le profil par rapport à des points de contrôle connus au début de la période de surveillance. Les plans de récolement font souvent partie de ces informations de base qui servent à la surveillance de l'état de l'ouvrage. Il est recommandé de préparer des plans de récolement qui reposent sur des levés réalisés après la construction, mais en leur absence, les plans de dimensionnement originaux devront peut-être servir d'information de base ;
- élaborer un plan pour obtenir la bathymétrie après construction ainsi que les mesures des paramètres physiques susceptibles d'être affectés par l'ouvrage.

10.3.2.2 *Surveillance de l'état de l'ouvrage*

La surveillance de l'état de l'ouvrage concerne l'état des matériaux constitutifs de l'ouvrage et de ses fondations. La surveillance de cet état fournit les informations nécessaires pour procéder à une évaluation actualisée de l'intégrité de l'ouvrage, que ce soit sur une base régulière ou après des événements extrêmes, afin d'effectuer l'action de maintenance appropriée. La complexité et

la portée de la surveillance peuvent varier de manière significative. La surveillance de l'état de l'ouvrage implique toujours une inspection visuelle et, dans certains cas, inclut des mesures pour évaluer l'état actuel de l'ouvrage par rapport à l'état initial. Il peut se produire des changements fréquents lors de la construction et au cours des deux premières années qui suivent l'achèvement du projet. Pendant cette période, il peut y avoir des ajustements dynamiques tels qu'un tassement de l'ouvrage, une imbrication des blocs d'enrochement ou des variations de bathymétrie. Après un ajustement initial de l'ouvrage, les modifications les plus significatives se produisent lors des tempêtes. Le plan de surveillance doit laisser suffisamment de flexibilité au calendrier pour tenir compte des irrégularités d'occurrence des fortes tempêtes.

Les Tableaux 10.3 et 10.4 détaillent les mesures de l'état d'un ouvrage et énumèrent les techniques de levés appropriées. Idéalement, la variable qui définit la résistance doit être mesurée directement (p. ex. D_{n50}). Cela est souvent difficile à faire et l'on a recours à un autre paramètre, tel que la taille moyenne de l'enrochement, le niveau de la crête de l'ouvrage ou la géométrie d'ensemble. On procède à des inspections visuelles, à l'aide de photographies, pour enregistrer l'état général de l'ouvrage. Ces inspections incluent une observation des mouvements évidents des enrochements, des variations du profil etc. Ce type d'inspection est très subjectif et ne présente qu'une utilité limitée dans le cadre d'une évaluation quantitative détaillée de l'ouvrage. Toutefois, s'il est possible de définir des points de référence fixes sur l'ouvrage et de les contrôler au moment du levé, les inspections visuelles effectuées par des employés expérimentés peuvent constituer la base d'un programme de surveillance convenable.

Tableau 10.3 Mesures de l'état général d'un ouvrage en enrochement

| Aspect de l'état de l'ouvrage | Technique de levé |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <p>Niveau I : emplacement</p> <p>De 2 à 10 points sur l'ouvrage sont mesurés par rapport à une grille et aux niveaux de référence. Il est conseillé de prévoir plus de points que nécessaire à des fins de confirmation, si des déplacements majeurs sont susceptibles de se produire, sans que la qualité du levé n'en souffre</p> | Techniques de levé classiques (les repères de tassement doivent être installés pendant la construction) |
| <p>Niveau II : géométrie</p> <p>Description de la surface extérieure, liée aux points de levé du niveau I</p> | <p>Levé classique à l'aide de techniques de profilage</p> <p>Tel que cela est recommandé en Annexe 1 (modèles de spécifications pour la construction), mais avec des profils plus espacés (20 à 30 m environ)</p> <p>Dans le cas d'une inspection sous-marine, les techniques bathymétriques peuvent fournir des informations utiles</p> |
| <p>Niveau III : composition</p> <p>Position et aspect de chaque bloc d'enrochement, y compris des éléments instables.</p> <p>Position et taille des principales cavités et des zones où sont exposés le noyau ou la sous-couche</p> | <p>Techniques d'inspection de la dégradation de l'enrochement</p> <p>Photographie comparative</p> <p>Photogrammétrie</p> <p>Dans le cas d'une inspection sous-marine, les techniques de sonar latéral peuvent être utilisées en association avec les inspections des plongeurs afin d'identifier les éléments qui apparaissent sur les tracés du sonar</p> |
| <p>Niveau IV : composition des éléments</p> <p>Forme et taille de l'enrochement, y compris les éventuelles fissures</p> | Techniques d'inspection de la dégradation de l'enrochement |

Note : les techniques d'inspection de la dégradation de l'enrochement des niveaux III et IV sont difficiles à mettre en œuvre sur des granulométries étalées et/ou sur des granulométries pour lesquelles D_{15} est inférieur à 0.3 m environ. Les techniques fonctionnent cependant très bien sur des enrochements constitués de gros blocs monodisperses, traités à la Section 3.4.3.

Tableau 10.4 Mesures de l'état structurel des ouvrages en enrochement

| Aspect de l'état de l'ouvrage | Résultat de la comparaison de l'état de l'ouvrage à différents moments |
|-------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Visuel | Tassement des fondations Changement de l'alignement |
| Géométrie, profils | Tassement de l'ouvrage La comparaison des profils des talus permet de déterminer le paramètre global de dommage de l'enrochement (S_d) Dommage dû à l'affouillement |
| Profils, détails | Perte ou déplacement de blocs d'enrochement Glissement généralisé des carapaces, si cela s'est produit Cavités nécessitant des réparations d'urgence |
| Profils, détails et variables spécifiques | Arrondissement des blocs d'enrochement et perte de matériau, qui permettent de réévaluer D_{r50} et, avec le climat de la houle de projet, ou le climat de la houle mesuré, ou le climat de la houle de projet révisé à partir des mesures de la houle, de réévaluer le paramètre de stabilité de l'enrochement, $H_g(\Delta D_{r50})$, à l'aide des équations de la Section 5.2.2 La comparaison avec le coefficient de dommage (S_d) de projet et le coefficient de dommage issu des mesures est également possible. |

Le Chapitre 2 résume un grand nombre de modes de rupture pour des ouvrages situés en environnement aussi bien fluvial que côtier. Les méthodes de dimensionnement qui permettent d'éviter ces modes de rupture sont abordées aux Chapitres 5, 6, 7 et 8. Les modes de rupture varient selon le type d'environnement et selon le type d'ouvrage, ainsi qu'avec le rôle de ce dernier. L'importance relative de chaque mode de rupture sera propre à chaque type d'ouvrage. Différents indicateurs de dommage – ainsi que les limites qui y sont associées – utilisés pour l'évaluation du dommage subi par l'ouvrage, seront pertinents pour chaque combinaison de mode de rupture et de type d'ouvrage. Le Tableau 10.5 donne des recommandations indicatives sur les modes de rupture et sur les indicateurs de dommage et fait référence aux sections du présent manuel qui proposent des règles de dimensionnement permettant d'évaluer chaque mode de rupture.

Tableau 10.5 Modes de rupture et indicateurs de dommage

| Mode de rupture | Indicateur de dommage | Limite de dommage habituellement tolérée avant la rupture | Section du manuel |
|-------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------|
| Dommage sur la carapace d'une digue et d'un revêtement | Surface érodée, A_e , et niveau de dommage, $S_d = A_e / D_{r50}^2$ | $S_d = 8$ à 17 (dépend de l'angle du talus) | 5.2.2.2 |
| Changement dans le profil d'une digue à berme ou régression de la berme | Régression de la berme et changement du profil (mobilité); N_s | $N_s = 1.5$ à 2.7 pour les ouvrages statiques. Le reprofilage se produit pour $N_s > 2.7$ | 5.2.2.1, 5.2.2.6 |
| Rupture d'un bloc artificiel (double couche) | Pourcentage de blocs cassés | 2 à 15 % (dépend des blocs d'enrochement) | 5.2.2.3 |
| Rupture d'un bloc artificiel (double couche) | Nombre de stabilité, N_s | 3 à 4 (dépend des blocs d'enrochement) | 5.2.2.3 |
| Dommage causé par la glace cristallique | Force d'écrasement Force de flexion Force d'amoncellement | Voir la Figure 5.112 Équation 5.242 Équation 5.243 | 5.2.4 |
| Interaction de la glace avec les talus et les digues | Rupture de l'arête Rupture globale active Rupture par glissement total | Équation 5.245 Voir la Figure 5.116 Équation 5.246 | 5.2.4 |
| Affaissement du pied | Réduction de l'angle du talus | 20 à 50 % | 5.2.2.9 |
| Bloc artificiel en couche unique | Pourcentage de blocs cassés | 0 à 5 % | 5.2.2.3 |
| Butée de pied du talus | Nombre de stabilité, N_s | 3 à 6 (dépend de la profondeur du pied) | 5.2.2.9 |
| Perte du tapis anti-affouillement | Changement dans la coupe | | 6.1, 6.3 |
| Modes de rupture géotechniques | Rupture de la berge par lessivage des particules fines | Tassement de l'enrochement | Dépend du filtre 5.4.3.6 |
| | Analyse du tassement | Capacité portante Grand glissement potentiel | Dépend du type du fond rocheux 5.4.3.7 5.4.3.3 |
| | Tassement différentiel des digues et des revêtements | Hauteur de la crête et angle du talus | Dépend du sous-sol 5.4.3.5 5.4.3.7 |
| | Tassement localisé des digues de voies navigables construites sur des sols mous | Hauteur de la crête | Dépend du sous-sol 5.4.3.5 5.4.3.7 |
| | Tassement des digues de fermeture et des barrages-réservoirs | Revanche | Dépend du sous-sol 5.4.3.5 5.4.3.7 |
| | Tassement des ouvrages de rivière et de canal, y compris des digues et des protections de berges | Revanche | Dépend du sous-sol 5.4.3.5 5.4.3.7 |
| | Grand glissement circulaire causé par les actions hydrauliques | Mouvements latéraux et verticaux de la crête et du talus | 5.4.3.2 |
| | Glissement de la protection du talus le long d'une surface de glissement superficielle en ligne droite | Mouvements latéraux et verticaux de la crête et du talus | 5.4.3.2 |

10.3.2.3 Surveillance des performances de l'ouvrage

La surveillance des performances de l'ouvrage ou de son fonctionnement consiste à faire des observations et des mesures pour évaluer les performances de l'ouvrage par rapport aux objectifs du dimensionnement, aux conditions environnementales et aux performances de projet attendues. En règle générale, les programmes de surveillance des performances sont mis en place très tôt dans la vie d'un ouvrage, et leur durée est courte (moins de cinq ans) par rapport à la durée de vie de projet de l'ouvrage (USACE, 2003). Certains plans de surveillance des performances donnent lieu à une opération unique, très détaillée, qui se déroule une fois la construction terminée et s'étend sur plusieurs mois de collecte de données et d'analyses. D'autres plans de surveillance consistent en une série de collectes de données effectuées de manière répétitive sur plusieurs années, éventuellement associées à un enregistrement continu de paramètres environnementaux tels que des données relatives à la houle ou aux vents. Dans le cas d'ouvrages ou de situations inhabituelles qui nécessitent l'enregistrement de données à plus long terme afin de réduire les incertitudes, la durée des mesures peut être plus longue.

Les raisons habituelles pour lesquelles on surveille les performances d'un ouvrage sont énumérées ci-dessous (USACE, 2003).

Fournir une base pour améliorer la réalisation des objectifs du projet

À cause des incertitudes inhérentes au dimensionnement dans le génie fluvial et côtier, les performances de l'ouvrage peuvent être inférieures aux performances initialement prévues. Avant de pouvoir prendre des mesures correctives, il faut effectuer une surveillance pour déterminer pourquoi la performance de l'ouvrage est inférieure à ce qui était attendu. Par exemple, si l'agitation dans un port dépasse les critères de dimensionnement, il faut déterminer les conditions de houle incidente ainsi que les mécanismes (réfraction, diffraction, transmission) qui entraînent un comportement inacceptable de l'ouvrage, tel qu'un dommage ou un franchissement.

Vérifier et améliorer les procédures de dimensionnement

Les règles de dimensionnement reposent souvent sur des essais systématiques en laboratoire associés à l'expérience pratique acquise lors des projets précédents. Toutefois, la plupart des ouvrages côtiers et fluviaux présentent une certaine unicité – du fait de leur exposition à la houle et aux courants, des matériaux de construction disponibles, de fonctions combinées ou des caractéristiques actuelles de l'ouvrage. Les règles de dimensionnement génériques peuvent par conséquent ne pas être complètement applicables à un ouvrage donné. Les dimensionnements incluent souvent de nombreuses hypothèses que la phase de maintenance donne l'occasion de valider ou d'ajuster. La surveillance des performances de l'ouvrage vérifiera si le dimensionnement a les effets prévus et elle fournira également des informations qui pourront être utilisées afin d'améliorer les procédures de dimensionnement existantes ou d'étendre les règles de dimensionnement à un éventail d'applications plus vaste. Il manque souvent des données de bases et les modèles ne sont pas calibrés, ce qui entraîne des incertitudes au cours du dimensionnement.

Valider les méthodes de construction et de réparation

Les techniques de constructions pour un projet donné sont influencées par la disponibilité des équipements nécessaires, par l'expérience du maître d'œuvre, par l'exposition aux contraintes environnementales, et selon que la construction est effectuée à partir d'installations terrestres ou flottantes. Il n'existe que peu d'indications concernant les réparations à effectuer sur les ouvrages endommagés (AIPCN, 2001, 2007). L'expérience pratique des techniciens peut alors jouer un rôle primordial. La surveillance de la performance d'un ouvrage peut être nécessaire pour valider les procédures et pour repérer les problèmes avant qu'un dommage sérieux ne se produise. Par exemple, la surveillance peut être nécessaire pour évaluer les conséquences de la réparation d'un ouvrage à talus en enrochement naturel à l'aide de blocs de béton ou de l'installation d'une protection anti-affouillement sous un pont.

Examiner les procédures d'exploitation et de maintenance

De nombreux ouvrages côtiers et fluviaux requièrent des procédures d'exploitation après leur construction, ainsi que, généralement, une maintenance régulière. La surveillance des performances de l'ouvrage est utile pour estimer l'efficacité et le rendement associés à ces procédures. Par exemple, si la maintenance d'un chenal de navigation inclut le dépôt du sable sur des plages à l'aval du transit littoral, il est possible d'établir une surveillance pour déterminer le meilleur emplacement pour déverser le sable et pour empêcher le sable de retourner dans le chenal.

10.3.2.4 Surveillance de l'environnement

La surveillance de l'environnement concerne les contraintes externes qui s'exercent sur l'ouvrage de même que l'impact de l'ouvrage sur l'environnement local, comme sur une plage ou sur le lit d'une rivière. Le Tableau 10.6 détaille les conditions de site ou sollicitations environnementales ainsi que les techniques de surveillance appropriées. Les méthodes de surveillance sélectionnées doivent être liées aux modes de rupture potentielle de l'ouvrage concerné et, en particulier, à ceux qui ont été identifiés comme les plus probables (voir la Section 2.3.1).

Tableau 10.6 Mesures des conditions de site ou sollicitations environnementales

| Condition de site ou sollicitation environnementale | Mesure |
|-------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Hauteur d'eau | Tableau des marées, inspection visuelle Données provenant des stations locales d'enregistrement des marées les plus proches Utilisation des enregistrements des capteurs de niveau de surface (jauge de niveau ou jauge de résistance), s'ils sont disponibles |
| Climat de houle | Pressiomètre de fond (solide et bon marché) Capteur de niveau de surface monté sur un support solide (dispositif de pieux ou échafaudage de tubes triangulé) Bouée houlographe ou dispositif similaire (sa maintenance sera onéreuse sur de longues périodes) Analyse rétrospective des tempêtes à l'aide des enregistrements portant sur les vents |
| Régime des vents | Anémographe standard (selon la corrélation entre la direction du vent et celle des vagues, ceci peut être un moyen utile pour évaluer la direction de propagation de la houle) |
| Run-up de la houle | Sonde (sa pérennité est potentiellement problématique) |
| Transmission de la houle (pour les digues portuaires) | Capteur de houle à l'arrière de la digue |
| Pression interstitielle des remblais | Piézomètres installés dans le remblai avec dispositif d'enregistrement automatique |
| Bathymétrie et topographie des plages | En deçà des hautes eaux, les techniques bathymétriques classiques sont possibles Au-dessus des basses eaux, il est possible d'avoir recours à des techniques de levés classiques ou à la photogrammétrie à partir de photographies aériennes La photographie du niveau de l'eau depuis la terre ferme et à partir de positions fixes fournit une évaluation utile de la forme de la plage entre le niveau des basses eaux et celui des hautes eaux |
| Contrainte sur les fondations | Capteurs de pression totale |
| Pression interstitielle dans les fondations | Piézomètres (il est possible d'utiliser une simple conduite verticale ou, pour des mesures en continu, des appareils d'enregistrement électroniques à corde vibrante) |

10.3.2.5 Appréciation des données

Trois éléments d'appréciation principaux s'appliquent généralement aux données récoltées: la précision, la qualité et la quantité.

1. **La précision des données** évalue dans quelle mesure une information enregistrée est proche de la valeur réelle au moment de l'observation. La précision des données est directement liée aux dispositifs de mesure ou d'observation du phénomène physique. Si l'on prend un exemple extrême, l'estimation visuelle de la hauteur et de la période de la houle est beaucoup moins précise que la même estimation réalisée à l'aide d'un houlographe.
2. **La qualité des données** inclut des paramètres spécifiques au site de même que d'autres influences telles que l'étalonnage des instruments. Une instrumentation de haute qualité et de grande précision est nécessaire pour obtenir des informations de qualité. Cette qualité requiert également que la fréquence d'échantillonnage des paramètres soit correcte. Par exemple, échantillonner la houle à une fréquence de 1 Hz ne permet pas de prendre convenablement en compte la houle courte.
3. **La quantité des données** peut influencer sur les coûts. Pour certaines mesures, on trouve des instructions fiables qui détaillent la quantité de données nécessaires pour que l'opération soit un succès. Il existe des incertitudes pour certaines variables, en particulier en ce qui concerne la durée de mesure nécessaire. Une évaluation réaliste de la quantité de données devra équilibrer plusieurs facteurs tels que les coûts, l'importance des données, la fiabilité des instruments et les variations naturelles.

Un modèle conceptuel permettant d'étudier les méthodes adéquates pour collecter et partager les informations entre les différentes parties prenantes (Dyer et Millard, 2002) expose cinq principes (voir la Figure 10.4) qui peuvent être appliqués efficacement à la gestion des ouvrages en enrochement.

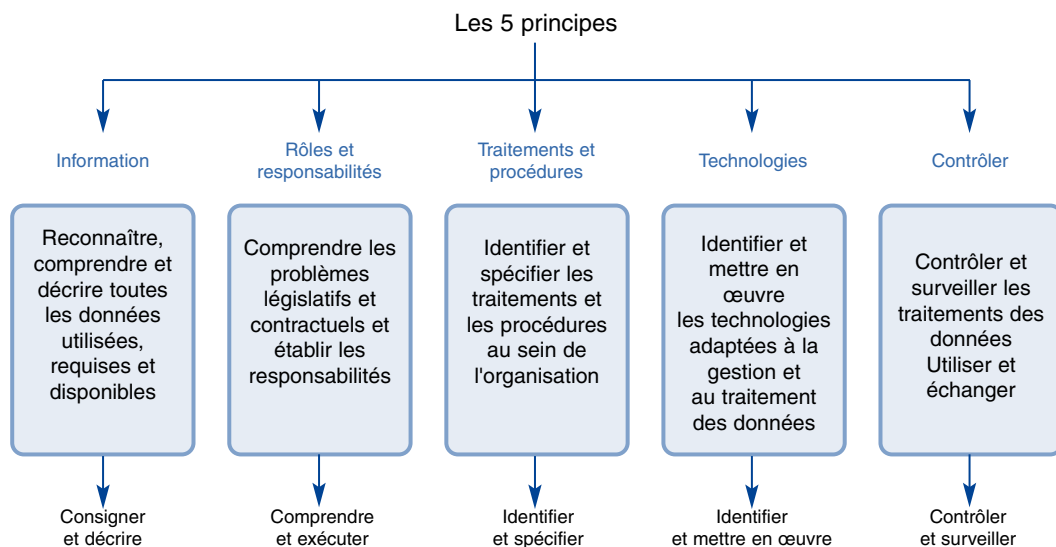


Figure 10.4 Les cinq principes de la gestion de données (Dyer et Millard, 2002)

10.3.3 Intervalles entre les surveillances

Les intervalles entre les surveillances doivent être prédéterminés par le risque associé à des mécanismes de rupture particuliers, à des éléments structurels, à l'état des fondations, aux conditions d'exposition et aux critères de dimensionnement. Ces facteurs reflètent la diminution de la résistance de l'ouvrage qui se dégrade au fil du temps et l'imminence des besoins en réparations (De Quelerij et Van Hijum, 1990). Après un premier phénomène de tassement et d'imbrication qui se produit peu après la fin de la construction, les ouvrages en enrochement deviennent généralement plus stables. La plupart des changements se produisent à l'occasion des périodes de fortes tempêtes ou de forts débits fluviaux. Les changements peuvent être mineurs pendant plu-

sieurs années, à moins que l'ouvrage n'ait été conçu pour supporter un certain niveau de dommage au cours des événements fréquents. De nombreux types de détérioration de l'enrochement sont progressifs (voir la Section 3.6.2). Les intervalles de surveillance doivent suivre le rythme de la dégradation et correspondre à l'un des modèles donnés à la Section 3.6.5. Si l'enrochement se détériore ou si les conditions environnementales s'aggravent, l'ouvrage en enrochement peut changer plus rapidement. Ce comportement général peut être accentué par une tempête particulièrement forte.

Le calendrier de surveillance varie selon le mécanisme de rupture. Pour des raisons pratiques, il peut être nécessaire d'associer des événements afin d'optimiser le nombre d'inspections. Les levés ne seront pas tous faits avec le même niveau de détail : les maîtres d'ouvrage font souvent des inspections brèves mais régulières de même que d'autres moins fréquentes mais plus détaillées. L'expérience passée acquise sur des ouvrages similaires devrait permettre de déterminer les intervalles appropriés entre les opérations de surveillance répétées. Si la surveillance indique que certains aspects de l'ouvrage ont de meilleures performances que prévu, alors les futurs contrôles de ces aspects seront moins fréquents. Il est important que les plans de surveillance autorisent une certaine flexibilité dans la programmation des éléments de surveillance répétitifs afin de pouvoir réagir en fonction de l'évolution des circonstances.

Inspection périodique

L'auscultation périodique suppose des inspections à intervalles réguliers définies dès la phase de conception. L'intervalle rationnel minimal, basé sur les changements de saison, est de six à douze mois. En règle générale, les berges des rivières et des canaux sont inspectées après l'hiver ou après les périodes humides. Grâce à la fréquence annuelle, le personnel en charge de l'inspection reste familier avec l'ouvrage, ce qui garantit la continuité des données (USACE, 2003). Il est possible de choisir des intervalles plus longs, allant jusqu'à plusieurs années, si le processus de détérioration dépend principalement du facteur temps et est bien connu (p. ex. tassement). L'inspection doit être planifiée pour se produire avant que l'état de l'ouvrage n'atteigne une certaine valeur minimale, selon les prévisions et sur la base des performances passées. Dans un plan de surveillance basé sur l'état de l'ouvrage, les actions sont généralement espacées de manière régulière dans le temps sur toute la durée de service de l'ouvrage. Certaines actions peuvent être plus fréquentes pendant plusieurs années immédiatement après la construction, afin de confirmer que l'ouvrage réagit bien comme prévu. D'autres inspections doivent être effectuées après chaque tempête importante, éventuellement lorsque la hauteur de la houle de tempête a dépassé 75 % de la valeur de dimensionnement ou l'équivalent en matière d'écoulement fluvial. La valeur-seuil doit être établie en fonction des conditions de dimensionnement, des périodes de retour associées et des caractéristiques de la réponse de l'ouvrage au dommage.

Idéalement, la surveillance des contraintes environnementales devrait être permanente. Il faut conserver un enregistrement qualitatif complet incluant les relevés des conditions climatiques, des niveaux des marées, des débits fluviaux etc.

Sauf en cas de circonstances spécifiques, il est recommandé de procéder à une inspection complète des sections immergées d'un ouvrage au moins tous les cinq ans ainsi qu'à la suite des fortes tempêtes, des périodes de crue ou des longues périodes de gel. En outre, une surveillance annuelle des sections supérieures peut mettre en évidence d'éventuels problèmes sur la section immergée d'un ouvrage, justifiant une inspection complémentaire. Des appareils de mesure peuvent également être intégrés au cours de la construction dans les ouvrages immergés de manière quasi-permanente, afin que certaines performances (p. ex. le tassement des fondations) puissent être contrôlées parallèlement à des inspections plus fréquentes de la partie supérieure de l'ouvrage.

Inspection selon l'usage

Cette approche peut être appropriée si la détérioration dépend principalement de l'usage ou de la charge qui s'exerce sur l'ouvrage. L'utilisation ou la charge cumulée doit constituer une base pour l'auscultation. Celle-ci doit être effectuée après un certain nombre d'événements, par exemple des tempêtes (exemple pour un revêtement : charge = niveau de l'eau + vitesse de l'écoule-

ment ou hauteur de la houle). Les phénomènes d'affouillement en génie fluvial semblent particulièrement appropriés pour un programme d'inspection selon la charge, entraînant des levés bathymétriques après plusieurs crues. Cette méthode convient également à la détermination de la fréquence de surveillance des ouvrages à bas coût qui ont été conçus pour supporter un dommage régulier et exiger une maintenance périodique.

Surveillance selon l'état de l'ouvrage

La surveillance peut commencer par des inspections visuelles, effectuées par du personnel expérimenté, sur laquelle s'appuiera la décision de mettre en œuvre un programme adéquat de surveillance approfondie. Il est possible d'avoir recours à une approche incrémentale pour élaborer le programme à partir d'une meilleure connaissance d'un processus de détérioration auparavant méconnu. Après les premières années, une performance satisfaisante pourra indiquer que la surveillance sera suffisante même si les inspections détaillées sont moins fréquentes, par exemple, au lieu de tous les 12 mois tous les 24 mois. La fréquence de la surveillance de l'état de l'ouvrage tout au long de sa vie dépend de plusieurs facteurs :

- emplacement de l'ouvrage ;
- type de construction ;
- niveaux de risque de dimensionnement ;
- conditions d'exposition ;
- état des fondations.

Le Tableau 10.7 présente les intervalles de surveillance habituels pour différents types d'auscultation.

Tableau 10.7 Intervalles de surveillance classiques (tirés de USACE, 2003)

| Type d'inspection | Intervalle de temps ou déclencheur de l'inspection |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------|
| Emplacement de l'ouvrage dans son ensemble (changement dû à la géotechnique) | Inspection (visuelle) tous les 6 à 12 mois |
| Géométrie de l'ouvrage | 12 mois |
| Position de chaque bloc d'enrochement | 12 mois |
| Forme, taille, état de chaque bloc d'enrochement | 12 mois |
| Fondations, affouillement etc. | Inspection tous les 6 (visuelle) à 12 mois (levés) |
| Plongée ou inspection par sondeur multifaisceaux | 5 ans ou suite à un dommage sur les couches supérieures |
| Inspection visuelle d'un ouvrage plus vieux | En fonction de l'état de l'ouvrage |
| Après les tempêtes importantes ou de longues périodes de gel sur les rivières | Suite à un événement |
| Les inspections visuelles n'ont lieu que lorsque le personnel se trouve dans la région à d'autres fins et que s'il a le temps | En fonction des ressources |
| Les inspections visuelles n'ont lieu qu'après que des usagers locaux aient signalé un problème, p. ex. des arbres tombés dans des rivières | Suite à un événement |

10.3.4 Inspections des sections de l'ouvrage au-dessus du niveau de l'eau

Les méthodes d'inspection abordées dans cette section incluent des techniques de levés topographiques conventionnelles et des évaluations visuelles – en particulier de l'état de la carapace – effectuées par l'inspecteur des sections émergées de l'ouvrage (les sections qui se trouvent, de manière temporaire ou permanente, au-dessus du niveau de l'eau). Ces méthodes requièrent toutes un accès sur et au-dessus de l'ouvrage, qui peut être difficile. En règle générale, les mesures de l'état de l'ouvrage portent essentiellement sur les changements physiques subis par l'ouvrage et par ses fondations. Parmi les exemples, on peut citer des levés répétés de profils choisis de l'ouvrage pour quantifier le tassement ou la perte d'enrochement et des essais ponctuels sur des matériaux en cours de détérioration. La plupart des mesures requièrent des données de base servant de point de comparaison et des mesures séquentielles permettent d'évaluer la vitesse du changement subi par l'ouvrage. Certaines des techniques décrites ci-après ne conviennent qu'aux ouvrages de grande envergure. En règle générale, les méthodes visuelles et photographiques sont les plus appropriées pour les petits ouvrages et sont particulièrement utiles pour les ouvrages situés en rivière et canal.

10.3.4.1 Inspections visuelles

L'inspection visuelle des composants structurels situés au-dessus du niveau de l'eau peut être faite comme suit :

- en marchant sur l'ouvrage (avec précaution) ;
- en observant d'un côté à l'autre d'une rivière ou d'un canal à l'aide de jumelles ;
- en observant depuis un terrain voisin ;
- en observant depuis un bateau ou un avion.

L'efficacité d'une inspection visuelle dépend fortement de l'échelle de l'ouvrage, de la compréhension que l'on a des symptômes de la détérioration et de la quantification des changements qui se sont produits depuis la dernière inspection. Les blocs d'enrochement cassés ou déplacés sont des signes évidents de problème potentiel. Les inspections visuelles sont nécessairement subjectives, l'expérience est donc primordiale pour reconnaître les éventuels problèmes. Il est souvent difficile de garantir l'homogénéité de l'évaluation, et il est souhaitable de conserver des notes détaillées et des enregistrements photographiques qui serviront d'indications pour et garantiront le maintien des standards de surveillance au cours des évaluations à venir. Il est important de bien réfléchir à la méthode d'enregistrement la plus appropriée. Les notes de terrain et les esquisses schématiques devront être retranscrites et complétées juste après l'inspection.

Les ouvrages sont des zones dangereuses. Le personnel responsable des inspections visuelles doit être familiarisé avec les interventions à proximité de l'eau et dans les zones intertidales, le cas échéant, et doit être convenablement informé des conditions de houle, de marée et d'écoulement prévues pendant la période d'inspection. Les périodes d'étiage en rivière ou de marées de vive-eau permettront d'accéder aux niveaux inférieurs, mais sur de nombreux sites le niveau de l'eau peut changer rapidement. L'accès au talus avant enrochement est un problème classique. La zone intertidale est souvent recouverte d'algues, les déplacements sur cette zone doivent donc se faire avec de grandes précautions, en particulier en présence de blocs larges et lisses, souvent séparés par de grands vides dans lesquels l'inspecteur pourrait tomber.

Il est nécessaire de disposer d'un ensemble d'informations de base sur l'ouvrage et son environnement pendant la construction et pendant toute la période de garantie. Ces informations doivent être notées dans un format qui pourra être réutilisé à l'avenir à des fins de comparaison. Les données relatives à la phase de construction sont également nécessaires pour vérifier les hypothèses et les détails établis lors de la phase de conception. Les informations enregistrées doivent inclure des données géométriques de base sur les profils ainsi que des enregistrements des éventuelles ruptures subies par les éléments rocheux pendant la période de construction. Le maître d'œuvre doit constituer un dossier contenant toutes les informations de base pour la surveillance

et le remettre au maître d'ouvrage ou au concepteur dès la fin de la période de responsabilité en cas de défaut (ou période de garantie).

10.3.4.2 **Dégradation de la carapace et de l'enrochement**

Il est possible d'avoir recours à des techniques simples et peu onéreuses lors de l'inspection sur site, comme par exemple :

- le décompte des blocs d'enrochement cassés ;
- le marquage à la peinture des fissures et des suspicions de déplacement ;
- l'utilisation d'un mètre pour mesurer les distances entre des points définis sur l'ouvrage ;
- l'identification de la hauteur à certains endroits à l'aide d'un niveau ;
- la photo-documentation répétée depuis le même point, judicieusement situé (Pope, 1992).

L'état des carapaces – et donc leurs performances – dépend de la taille, de la forme et de la texture de surface des blocs d'enrochement. Il a été mis au point des méthodes d'évaluation visuelle permettant d'identifier les enrochements particulièrement susceptibles de se dégrader (Allsop *et al.*, 1985 ; Poole *et al.*, 1983). La procédure de surveillance a pour objectif d'identifier un dommage progressif sur la carapace à partir :

- d'une cavité – définie par un vide qui pourrait être comblé par un bloc d'enrochement ayant une taille conforme au dimensionnement ;
- d'un enrochement fracturé – ceci inclut tous les cas dans lesquels le bloc a été cassé *in situ* ;
- d'un enrochement sous dimensionné – tous les blocs d'une taille inférieure à la limite inférieure donnée ;
- d'un enrochement instable – un enrochement qui bouge sous l'action de la houle ou des courants.

Sur chaque emplacement, on délimite une zone contenant au moins 100 blocs d'enrochement. Chaque zone inspectée doit se situer entre la crête et le niveau le plus bas qu'il est possible d'atteindre de manière pratique. En règle générale, la zone inspectée doit être large d'au moins 5 m et l'on doit pouvoir la déplacer au cours des années suivantes, par exemple de part et d'autre d'une ligne de profil. La première action consiste à compter le nombre de blocs d'enrochement se trouvant dans la zone inspectée. Il est pratique de ne compter que ceux de la couche du dessus. Chaque exemple relevant de l'une des quatre catégories ci-dessus doit être relevé.

L'état de l'imbrication de la carapace peut être évalué selon deux méthodes.

1. Un enrochement instable peut être défini comme un bloc sur lequel les blocs adjacents exercent une force réduite et qui sera facilement déplacé par une houle de tempête. Un enrochement de ce type est souvent caractérisé par des bords qui ont été arrondis ou abrasés par des mouvements de balancement. Sur les ouvrages neufs, la disposition initiale peut avoir laissé l'enrochement bouger librement. Cet état est généralement temporaire, dans la mesure où les blocs d'enrochement instables tendent soit à se stabiliser soit à être emportés par la houle.
2. Le nombre de contact est un autre paramètre possible. Il est défini par le nombre moyen de blocs en contact avec chaque bloc dans l'échantillon choisi et dans la même couche. Sa détermination est quelque peu laborieuse et peut être sujette à des variations d'un inspecteur à l'autre. Le nombre de contact dépend de la gradation, D_{85}/D_{15} , et n'est probablement utile que pour l'enrochement naturel à granulométrie étroite, plutôt que pour le rip-rap. Si les données qui en découlent sont utiles pour comprendre l'intégrité de la carapace, la méthode est difficile à mettre en œuvre et est déconseillée pour les ouvrages qui sont en service depuis quelque temps et dont l'accès à la carapace peut être dangereux. Pour les principales catégories de dommage identifiées ci-dessus, le nombre de blocs d'enrochement peut être exprimé comme proportion ou pourcentage du nombre total compté.

Ces méthodes d'évaluation ont été utilisées sur des sites au Royaume-Uni et les résultats en sont résumés au Tableau 10.8. Le dommage progressif peut être déterminé afin d'estimer la dégradation des carapaces. Bien qu'elles présentent une utilité dans les cas où un enrochement endommagé est problématique, ces techniques exigent du temps et reposent sur un accès sécurisé d'une extrémité à l'autre de l'ouvrage.

Tableau 10.8 *Résumé des données d'inspections relatives à trois revêtements au Royaume-Uni*

| Site inspecté (date) | Nombre de blocs dans l'échantillon | Ruptures (%) | Cavités (%) | Sous-dimensionnement (%) | Instabilité (%) | Dommage total (%) | Nombre de contact |
|--------------------------|------------------------------------|--------------|-------------|--------------------------|-----------------|-------------------|-------------------|
| Stornoway (10/85) | 693 | 1.4 | 1.7 | 2.2 | 3.0 | 8.3 | 4.6 |
| Stornoway zone 1 (11/89) | 100 | 4.5 | 3.5 | 14.0 | 2.0 | 24 | 3.8 |
| Stornoway zone 2 (11/89) | 106 | 1.9 | 15.1 | 15.1 | 3.8 | 22 | 4.0 |
| Herne Bay (10/86) | 828 | 0.2 | 2.2 | 0.0 | 1.7 | 4.1 | – |
| Herne Bay (2/87) | 860 | 0.6 | 2.4 | 0.0 | 0.7 | 3.7 | – |
| Port Talbot (7/83) | 2712 | 1.1 | 9.4 | 1.5 | 0.8 | 12.8 | 4.2 |

10.3.4.3 Méthodes photographiques

Les photographies permettent de conserver, à moindres frais, une trace permanente de l'état de l'ouvrage à un moment donné et on les utilise souvent à des fins de surveillance. Les techniques incluent des méthodes photogrammétriques complexes et/ou de simples photographies prises au cours des inspections visuelles et qui seront conservées par la suite.

Photographie comparative

La technique photographique la plus utilisée (et la plus basique) est la photographie comparative (Encadrés 10.1, 10.2 et 10.3). La même vue est photographiée de manière répétée à chaque inspection et les images sont comparées afin de détecter des différences. La valeur et la précision de ce type de méthodes sont contrôlées par l'emplacement depuis lequel le cliché est pris, par le champ de vision et par la précision avec laquelle les images sont comparées lors de chacune des inspections ultérieures. Il faut donc noter l'endroit depuis lequel la photographie est prise, la distance et l'orientation de l'objet depuis ce point, ainsi que la focale de l'objectif utilisé. Cette méthode est idéale pour des ouvrages étroits situés en rivière ou en canal, pour lesquels des clichés peuvent être pris depuis la berge opposée.

Encadré 10.1 Photographie comparative depuis une plate-forme surélevée

Il est relativement facile d'obtenir des photographies d'un ouvrage qui émerge totalement de l'eau à un moment donné du cycle de la marée ou de l'écoulement. L'angle de vue le plus utile est perpendiculaire au talus ; ceci nécessite que la photographie soit prise depuis une plate-forme surélevée, une opération qui n'est pas simple mais qui a été adoptée avec un certain succès pour la digue du port de Table Bay (Kluger, 1988). Le photographe se trouvait dans une nacelle suspendue à une grue et l'orientation et la position de la nacelle était contrôlée par des câbles renvoyant en diagonale au mur de couronnement. Il est possible de contrôler les positions prédéterminées de l'appareil photographique grâce à des équipements de radiorepérage. Le Tableau 10.9 résume la configuration adoptée (par Kluger) pour générer des stéréoscopies.

Tableau 10.9 Positionnement de l'appareil photo pour des photographies comparatives

| | |
|-----------------------------------------------------------|-------------|
| Hauteur de l'appareil au-dessus du niveau moyen de la mer | 21.5 m |
| Superficie de couverture stéréo (chaque paire) | 24 m x 17 m |
| Angle de prise de vue de l'appareil (deux plans) | 70° |
| Séparation en stéréoscopies | 6.0 m |
| Chevauchement des paires stéréo | 70 % |
| Distance horizontale entre l'appareil photo et le mur | 7.5 m |
| Distance de l'appareil perpendiculairement au talus | 18 m |

Encadré 10.2 Photographie comparative depuis des avions et ballons miniatures

Il est possible d'effectuer des inspections aériennes à basse altitude (20 à 30 m) à partir d'avions miniatures ou de ballons captifs, qui permettent d'obtenir des images haute-résolution prises au-dessus de l'ouvrage qui conviennent à l'analyse de l'intégrité de l'enrochement. Les photographies contiennent assez de détails pour permettre d'identifier les irrégularités du talus, les déplacements de blocs d'enrochement, l'imbrication et la forme des blocs. La localisation du dommage nécessite un enregistrement des images par rapport à des points de contrôle au sol (voir les cibles à la Figure 10.5). Cette technique assez peu onéreuse est idéale pour les ouvrages de petite taille tels que les revêtements ou les épis rocheux. Elle présente également l'avantage d'être extrêmement sécurisée puisqu'elle évite que les inspecteurs n'aient à escalader des ouvrages potentiellement glissants comportant de grandes cavités.

**Figure 10.5** Photographie aérienne à basse altitude (source : New Forest District Council)

La photographie depuis l'eau exige une procédure plus complexe. Kluger (1983) suggère de photographier une digue par sections depuis un bateau situé à une certaine distance, de manière à pouvoir identifier aisément chaque bloc d'enrochement (Encadré 10.3). La totalité de la section de l'ouvrage qui émerge de l'eau peut être couverte par une série de photographies. La précision d'une telle méthode dépend fortement de la précision avec laquelle est déterminée la position à la fois de la section de l'ouvrage photographiée et de l'endroit d'où est prise la photographie. La méthode de Kluger n'intègre pas d'équipements de positionnement sophistiqués mais repose sur un système d'alignement relativement simple. Cette technique serait grandement améliorée par un contrôle GPS. Elle s'applique également à la surveillance en rivière depuis la berge opposée.

Encadré 10.3 Photographie comparative depuis un bateau

La méthode de Kluger repose sur deux paires de balises parallèles au rivage et perpendiculaires au rivage pour chaque profil, ce qui établit une ligne de référence fixe parallèle à la ligne de la digue. On suit le principe du « feu de direction », en maintenant l'alignement des deux paires de balises (Figure 10.6). La même procédure peut être suivie sans marqueurs visuels en utilisant des lignes et des cibles prédéfinies contrôlées par GPS dans des logiciels de levés GPS.

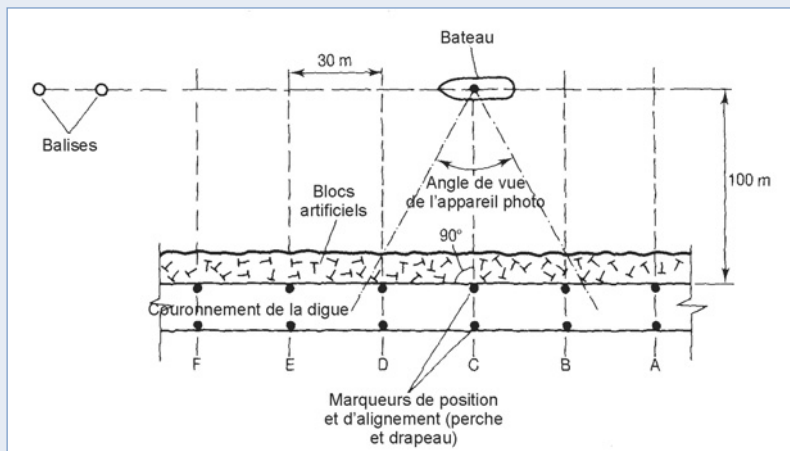


Figure 10.6
Photographies comparatives prises depuis un bateau

En faisant se chevaucher les photographies, il est possible d'obtenir des vues tridimensionnelles sous stéréoscope. Lorsque cela est possible, les inspections doivent être effectuées au moment des basses eaux des marées de vive-eau ou des faibles écoulements fluviaux, afin que la couverture de la section émergée de l'ouvrage soit maximale. Ceci est particulièrement important parce que la zone intertidale est la partie la plus susceptible d'être endommagée par la houle. L'inspection doit être bien documentée afin que l'on puisse la répéter avec précision. Pour la comparaison d'inspections consécutives, les photographies des sections correspondantes de l'ouvrage doivent être agrandies à la même échelle (l'échelle 1 : 250 convient généralement bien). À l'aide d'une analyse numérique des images, les photographies sont superposées et examinées afin de détecter tout changement majeur sur l'enrochement.

L'inspection visuelle aérienne des ouvrages côtiers est une option qui présente de nombreux avantages. Les avions fournissent un accès plus facile à des ouvrages situés dans des régions isolées ou à ceux qui ne sont pas rattachés au rivage. Ils permettent également aux inspecteurs d'observer le comportement d'un ouvrage soumis à une houle qui serait trop risquée dans le cadre d'une inspection à pied. Plusieurs ouvrages différents le long d'une portion de côte peuvent être inspectés depuis un avion au cours d'une unique intervention. Il est possible de prendre des photographies aussi bien que des vidéos qui viendront compléter les notes de l'inspection. Les images pourront être comparées aux clichés précédents pour identifier des changements. L'un des inconvénients des inspections aériennes est que seuls les changements majeurs peuvent être identifiés, tandis que les variations et les signes de détérioration plus subtils peuvent ne pas être remarqués, même après examen des agrandissements de photographies aériennes.

Photogrammétrie

Les techniques photogrammétriques sont particulièrement appropriées pour les profilages des coupes en travers d'ouvrages à talus en enrochement et pour la surveillance du mouvement des blocs d'enrochement sur les ouvrages exposés (Kendall, 1989; Hughes *et al.*, 1995a, 1995b). La technique de photogrammétrie est résumée à la Section 4.1.1.1.

À ce jour, les méthodes précises exposées ci-dessus ont été principalement appliquées à des digues (de grande taille) dont la carapace était constituée d'enrochement artificiel. Elles sont toutefois également applicables à l'enrochement naturel. Les photographies stéréo de l'ouvrage, de grande qualité et prises à basse altitude, sont utilisées avec les informations de levés topographiques afin d'établir un modèle stéréo informatique, qui est une fidèle représentation en 3D de la zone inspectée. Des survols répétés de l'ouvrage en utilisant les mêmes points de référence de contrôle facilitent les comparaisons à partir desquelles il est possible d'extraire des informations telles que les mouvements de l'enrochement ou les variations du profil au-dessus du niveau de l'eau. On trouve des exemples de photogrammétrie pratiquée sur des ouvrages à talus en enrochement dans les travaux de Cialone (1984), Kendall (1989) et Hughes *et al.* (1995a, b). Gerbert

et Clausener (1985) et Nale (1983) ont proposé des estimations de la précision de la méthode photogrammétrique dans le cadre de l'étude d'une digue. La cartographie photogrammétrique périodique permet de détecter une rupture initiale ou progressive le long d'une portion visible d'un ouvrage. Les photographies permettent de conserver en permanence une image de l'ouvrage. L'Encadré 10.4 traite de l'analyse photogrammétrique de clichés aériens.

Encadré 10.4 Analyse photogrammétrique de photographies aériennes d'ouvrages en enrochement

Il faut placer des points de contrôle permanents photo-identifiables sur l'ouvrage ou à proximité. Les coordonnées précises de ces points de contrôle sont établies à l'aide de techniques classiques de levés topographiques. Ils sont utilisés au cours de l'analyse photogrammétrique pour corriger le déplacement de l'avion, déterminer la position de l'appareil photo ainsi que l'orientation par rapport aux caractéristiques du sol et pour compenser la courbure de la Terre. Il faut au moins cinq ou six points de contrôle répartis de manière régulière dans chaque paire stéréo photographique pour supprimer les distorsions géométriques. Les coordonnées de contrôle sur l'ouvrage doivent être vérifiées de manière périodique à partir de points de contrôle géodésiques et verticaux situés à proximité, dans la mesure où elles peuvent être sujettes à un tassement. De grands cercles divisés en quarts points alternativement en blanc et en noir, espacés de 100 à 200 m le long de la crête de l'ouvrage, conviennent parfaitement. La Figure 10.7 illustre la disposition et le style habituels des marquages de contrôle au sol.

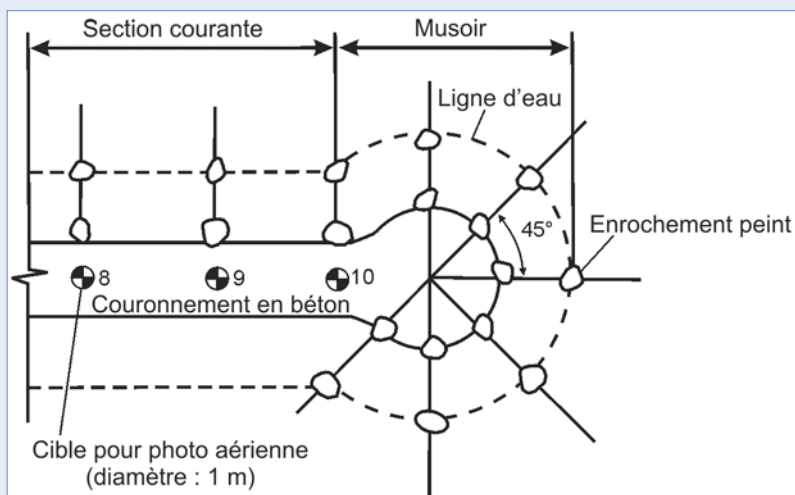


Figure 10.7
Modèle d'inspection
de l'enrochement

En cas de prise de vue aérienne, les conditions d'éclairage idéales se situent entre 10 h 00 et 14 h 00, afin de minimiser les zones d'ombre, mais la hauteur de la marée est d'une importance primordiale. Les inspections doivent coïncider avec les basses eaux des marées de vive-eau afin que l'exposition de l'ouvrage soit maximale. Cette période de l'année est aussi particulièrement importante puisque la longueur des zones d'ombre varie en fonction de la position du soleil. La photographie aérienne ne peut être pratiquée si la visibilité est faible à cause des nuages ou de la pluie. Les vols à basse altitude permettent d'obtenir des clichés de la plus haute définition. La limite pour les appareils légers est d'environ 130 km/h à 180 m, ce qui fournit des photographies à des intervalles d'environ 110 m à une échelle de 1/1 200. Le contrôle de la circulation aérienne peut limiter l'altitude du vol à certains endroits. Pour obtenir de bons résultats, il faut disposer d'un appareil photo à compensation de mouvement pour cartographie, étalonné avec précision. Le recouvrement longitudinal des clichés doit être d'au moins 60 %.

Grâce à la photographie aérienne, il est possible que la totalité de la surface visible de l'ouvrage soit enregistrée en un seul vol, les mouvements horizontaux de l'enrochement sont facilement définis et la zone proche du niveau de l'eau au repos peut être surveillée sans risque. Les photographies peuvent également donner des informations, à des emplacements précis, sur l'importance et la direction des mouvements d'une manière facile à interpréter après la campagne. La photogrammétrie peut servir à quantifier le mouvement des blocs d'enrochement individuels et/ou à décrire la surface extérieure de l'ouvrage.

Toutes les inspections de ce type requièrent la détermination de points de contrôle, qui peuvent être des disques de cuivre placés dans le mur de couronnement de la digue ou des tiges d'acier plantées dans les blocs d'enrochement pour permettre une identification précise de leur position et de leur hauteur. Il est possible d'utiliser des peintures époxy antisalissure pour dessiner des cibles sur les blocs. Les cibles peintes disparaissent peu à peu, mais il suffit souvent de les repeindre à l'occasion de chaque inspection, si ces inspections sont fréquentes. Le GPS cinématique permet de retrouver les points à chaque inspection sans points de référence visuels, mais la qualité des données est meilleure lorsque le contrôle est visuel. Dans le cas du contrôle photogrammétrique on établit généralement une ligne de levé topographique de référence le long de la crête de l'ouvrage, par référence à des points de contrôle terrestres. Elle peut être définie par des cibles fixes sur l'ouvrage, habituellement peintes à chaque ligne de profil. Les cibles doivent être suffisamment grandes pour être visibles sur les photographies.

10.3.4.4 Levés topographiques terrestres

La mesure de l'emplacement de l'ouvrage par rapport à un référentiel externe requiert des équipements conventionnels de levés de génie civil tels que des niveaux, des stations totales ou des GPS cinématiques. Les techniques génériques utilisées lors de ces levés sont conformes aux techniques de levé topographique standard. Les caractéristiques particulièrement pertinentes pour les ouvrages en enrochement sont les suivantes :

- l'utilisation et l'interprétation des mesures ;
- les niveaux de résolution ;
- les points de contrôle et de référence ;
- le tracé et le déplacement des lignes de profil.

Les méthodes de levé topographique peuvent être utilisées pour définir la position des points de référence, des points cotés sur les principaux éléments de l'ouvrage, des points de contrôle pour les mesures photogrammétriques ainsi que des points le long des lignes de profil – voir la Section 4.1.1.1. Les études de nivellement peuvent servir à déterminer le tassement ou tout autre déplacement du mur de couronnement et/ou de l'enrochement. Des levés répétés du profil doivent également permettre de localiser et de quantifier les zones de déplacement de l'enrochement, de tassement local et d'érosion ou d'accrétion du pied (voir l'Encadré 10.5), où l'accès est à la fois sécurisé et praticable.

Levés des profils

Les résultats des levés réalisés sur les profils peuvent être utilisés pour calculer les surfaces d'érosion et par conséquent les niveaux de dommage, S_d (voir les Sections 5.2.1.2 et 5.2.2.2), comparables aux méthodes utilisées dans les essais sur modèles physiques. Cette application des données de surveillance suggère que les méthodes de levés des profils fournissent la meilleure forme d'évaluation par rapport aux conditions de dimensionnement. Les levés des profils ou des points cotés peuvent également servir à l'élaboration de plans en courbes de niveau de l'ouvrage. Les zones où les niveaux tombent en dessous ou dépassent les valeurs de dimensionnement peuvent alors être identifiées. On peut également utiliser les données dans le but de préparer des plans qui présentent les zones de tassement ou de déplacement de l'enrochement. La Figure 10.8 montre un exemple tiré des travaux de Weymouth et Magoon (1968).

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

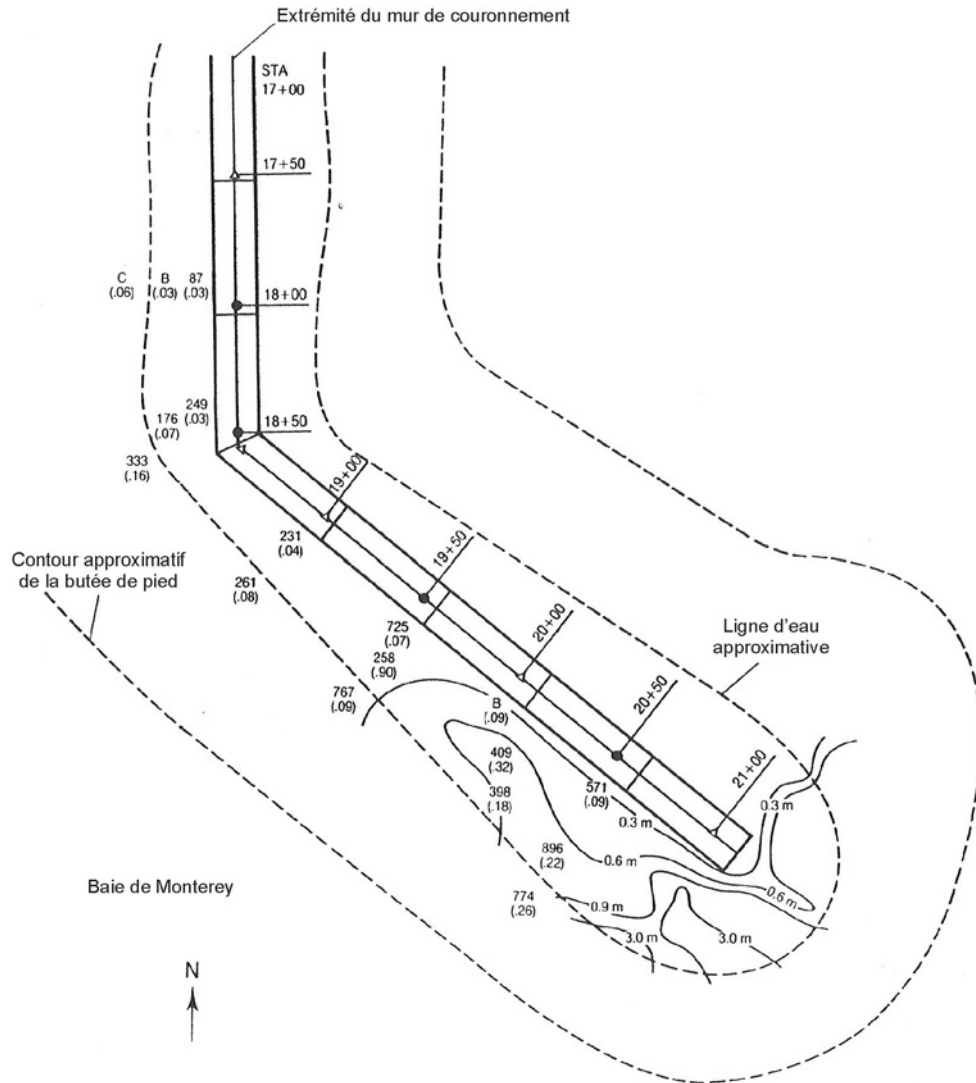


Figure 10.8 Courbes d'iso-tassement ou déplacements d'engrochement sur une digue (Weymouth et Magoon, 1968)

Les levés de profils peuvent être effectués en suivant les procédures ci-dessous :

1. Déterminer l'intervalle des profils le long de l'ouvrage selon la résolution nécessaire, la complexité de l'ouvrage et les ressources disponibles. Les inspections de surveillance classiques se font sur des intervalles de 5 à 300 m entre les profils, selon la complexité de l'ouvrage. Typiquement, les profils doivent être espacés de 10 à 20 m pour identifier les changements de manière adéquate.
2. Établir des profils perpendiculaires à la crête, ou à une ligne de traçage, à l'aide de simples outils de visée ou GPS.
3. Prendre les mesures du profil. En règle générale, ces mesures doivent être effectuées à des intervalles inférieurs à D_{n50} , ce qui permet de comparer les résultats avec le dommage de dimensionnement déterminé à partir des essais sur modèles physiques (Bradbury *et al.*, 1989). Pour faciliter l'interprétation, il est souhaitable de conserver un intervalle d'échantillonnage fixe le long de la ligne du profil, bien que cela soit difficile à respecter à moins d'utiliser un GPS RTK en mode « jalonnement ». Un compromis raisonnable peut consister à demander au géomètre de prendre les coordonnées au centre de chaque bloc d'engrochement le long de la ligne de profil.

4. Comparer les lignes de profil des différents levés. Une interpolation est nécessaire entre les différents points levés. Il est possible d'appliquer aux données collectées pour l'évaluation de l'ouvrage une méthode d'analyse de profil qui fait appel à une technique d'ajustement de courbes cubiques (utilisée dans les essais sur modèles physiques – Bradbury *et al.*, 1989).
5. Sur les ouvrages de grande envergure, et sur ceux auxquels l'accès est difficile, les géomètres peuvent être remplacés par un lourd tube ou une barre de plombier sur lequel sont tracés des intervalles de hauteur. Ce dispositif peut être suspendu à une grue. Au pied de cet outil, une cage sphérique remplace le pied sphérique (voir la Section 9.9.8.1). En supposant que la portée de la grue soit adéquate, le dispositif peut être utilisé sur la majeure partie de la face de l'ouvrage. La position horizontale et la hauteur du point levé sont confirmées par un théodolite ou par un GPS.

Encadré 10.5 *Étude de cas : surveillance de l'état du revêtement de Hurst Spit*

La surveillance de l'état d'un revêtement côtier à Hurst Spit, Hampshire, Royaume-Uni (voir la Figure 10.9) a été l'occasion d'examiner les performances d'un ouvrage à bas coût soumis à des conditions extrêmes, à l'aide de méthodes d'évaluation du dommage comparables à celles qui sont désormais employées dans les modèles physiques pour le dimensionnement des ouvrages. Cet ouvrage a été érigé comme mesure d'urgence en 1963 sans aucune donnée de projet conventionnelle et avant que les règles de dimensionnement ne soient disponibles. La blocométrie nominale de l'enrochement était de 2 à 4 tonnes, placés sur un talus de pente 3/1. La carapace a été construite de manière inhabituelle en couche simple et placée directement sur le noyau. On trouve de nombreuses constructions d'urgence de ce type parmi les ouvrages anciens. L'ouvrage considéré ici, de faible budget, a souvent été endommagé et a nécessité une maintenance régulière.



Figure 10.9 *Revêtement en enrochement de Hurst Spit en décembre 1989, après une tempête qui l'a endommagé (source : A.P. Bradbury)*

Étant donné que l'on s'attendait à des dommages fréquents, un programme de maintenance a été mis au point, qui comportait une surveillance régulière de l'état de l'ouvrage. Elle incluait une inspection visuelle de la dégradation de l'enrochement (voir la Section 10.3.4.2) ainsi que des inspections régulières des profils (voir la Section 10.3.4.2) du revêtement – sur une base annuelle et après chaque tempête (voir la Figure 10.10). Toutes ces inspections formaient la base du planning de maintenance. Le profilage de l'ouvrage a été effectué en nivelant une série de profils sur toute la superficie de l'ouvrage, avec des points sur les profils à des intervalles de $0.5D_{n50}$. En 1989, une tempête caractérisée par une surcote extrême a causé un dommage important sur la crête et sur les talus en enrochement et a entraîné une exposition du matériau du noyau. Les données concernant les profils ont été rapprochées des sollicitations imposées par l'environnement, à l'aide des données relatives à la houle fournies par un houlographe ($H_s = 2.9$ m, $T_m = 9$ s) et par un marégraphe locaux.

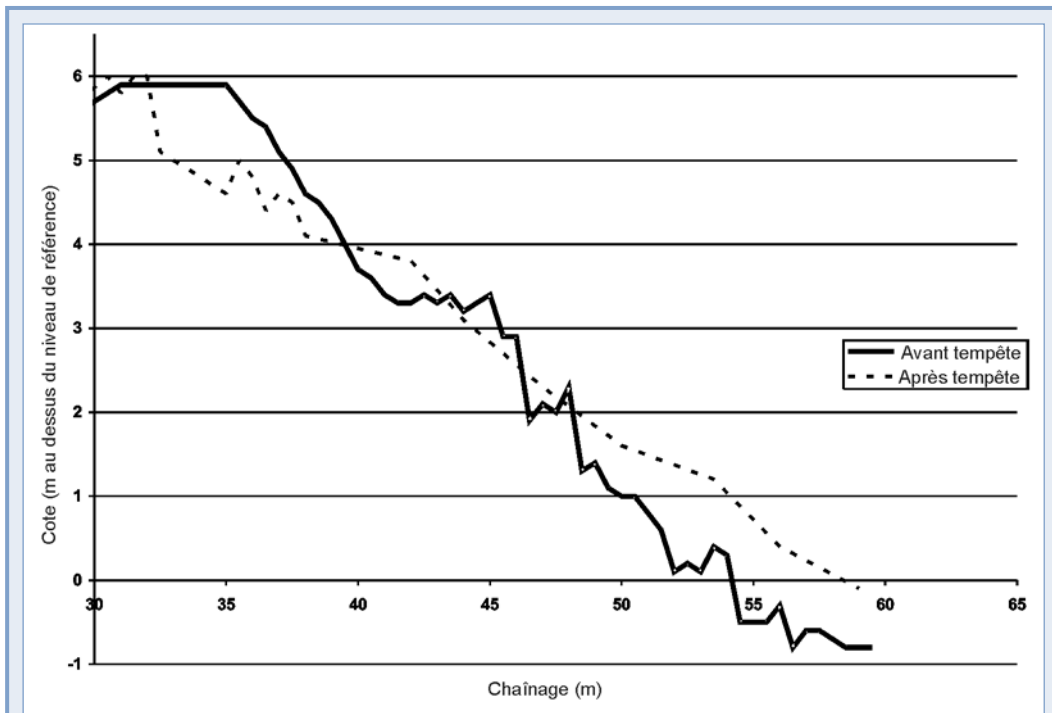
Encadré 10.5 Étude de cas : surveillance de l'état du revêtement de Hurst Spit

Figure 10.10 Comparaison des profils de l'ouvrage avant et après la tempête montrant le dommage ($S_d = 7$)

L'analyse ultérieure des données a démontré que l'enrochement était fortement sous-dimensionné pour le talus (si l'ouvrage avait été dimensionné pour un « dommage zéro »), la disposition de la crête était insuffisante et le risque de dommage sur l'enrochement était élevé pour des événements dont la période de retour est de 1 an. Suite à une évaluation économique, l'ouvrage a été redimensionné pour une situation de « dommage zéro » et construit selon une structure classique en double couche de blocs d'enrochement de 3 à 6 tonnes placés sur un talus de pente 3/1. La surveillance continue du nouvel ouvrage, érigé en 1996, n'a mis en évidence aucun dommage, en dépit d'une exposition à des événements caractérisés par les paramètres suivants : $H_s = 4.1$ m et $T_m = 9$ s.

Les derniers modèles de technologie de scanner topographique ont été testés (voir l'Encadré 10.6) afin d'évaluer l'intérêt qu'ils présentent pour la surveillance de l'état d'un ouvrage (voir la Figure 10.11). Le scannage au laser est traité à la Section 4.1.1.1. Les conclusions préliminaires suggèrent que cette technologie pourrait constituer une méthode extrêmement efficace pour évaluer les ouvrages de grande envergure et permettrait de surmonter de nombreuses difficultés liées à la sécurité. Cette technique permet d'atteindre des niveaux de précision au centimètre près, d'obtenir des profils détaillés et des modélisations de surface qui peuvent ensuite être comparés dans des modèles numériques de terrain afin d'identifier avec précision l'emplacement et le volume des changements subis par l'ouvrage, grâce à une extraction à partir d'un nuage de points 3D.

Encadré 10.6 Application au levé des ouvrages côtiers du scannage au laser effectué à partir de la terre

Le scannage au laser en 3D est traité à la Section 4.1.1.1. Ce type de scannage permet d'obtenir rapidement des données en 3D et une photographie numérique haute définition (voir la Figure 10.11). Grâce à des marqueurs fixes reliés à un réseau de contrôle GPS, les données peuvent être utilisées pour élaborer un modèle numérique de terrain (MNT) de l'ouvrage. Il est possible d'obtenir une orthophotographie rectifiée en combinant le MNT à la photographie en 2D. Les orthophotographies sont particulièrement adaptées à des surfaces verticales ou quasi-verticales et elles sont donc utiles lorsque l'on souhaite représenter les parois avant des ouvrages de défense côtiers. Les MNT peuvent également être exploités de manière plus approfondie, pour permettre l'édition de cartes thématiques représentant des vues de l'ouvrage codées à l'aide de couleurs, selon la hauteur des ouvrages, ou des cartes de détection des changements représentant les zones d'érosion et d'accrétion, déterminées à partir d'inspections répétées.

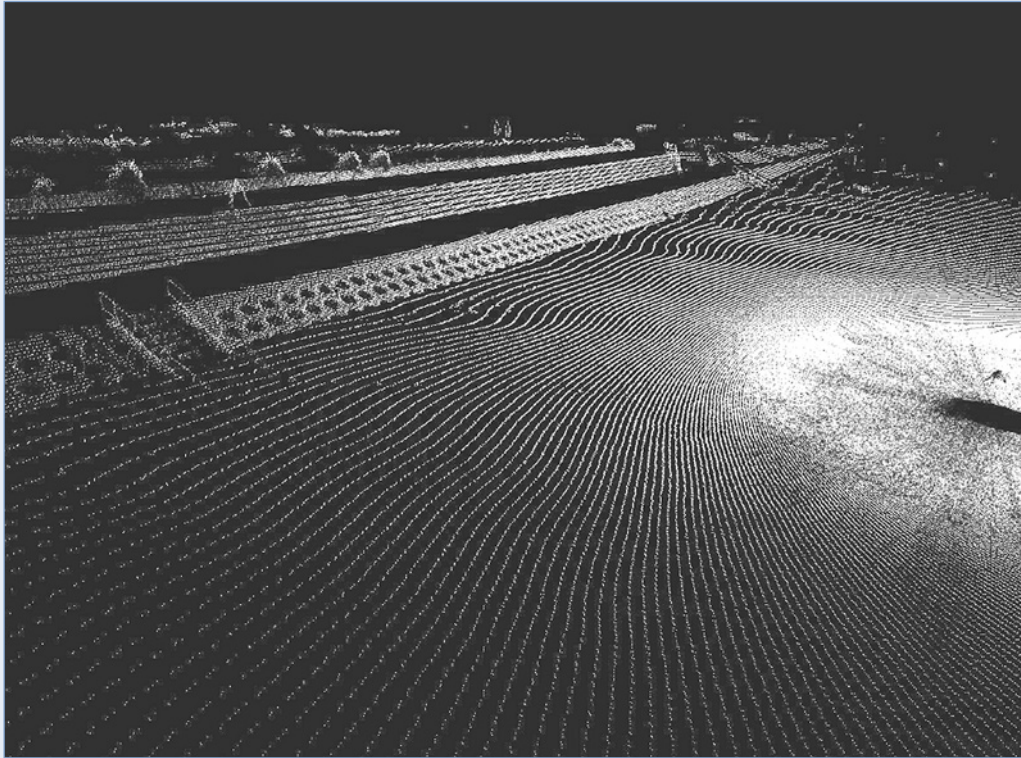


Figure 10.11 Scannage au laser d'un ouvrage, effectué depuis la terre, montrant un nuage de points 3D (source : Halcrow)

10.3.5 Inspections sous-marines

Des dommages considérables peuvent se produire sous l'eau, en particulier juste au-dessous du niveau de l'eau, où l'impact de la houle et le dommage sont souvent les plus importants. La butée de pied de l'ouvrage est susceptible d'être endommagée; en outre, le dommage peut se propager rapidement à partir de cette zone. Pour analyser les performances des sections immergées en permanence, il faut des techniques, capables d'identifier les dommages à grande et petite échelle. Bien qu'il soit difficile de quantifier les changements sous-marins qui affectent les ouvrages côtiers et fluviaux, il s'agit d'une partie importante de la surveillance de l'état d'un ouvrage (USACE, 2003).

Une méthode – limitée mais sans risque – de mesure des profils d'ouvrages à talus se trouvant sous l'eau, consiste à sonder les portions sous-marines à l'aide d'une grue ou d'une pelle située sur la crête de l'ouvrage ou sur la berge de la rivière. Les portions horizontales et verticales peuvent être établies à l'aide d'un GPS cinématique ou d'une cible rétro réfléchissante; voir la Figure 10.12. Cette méthode repose sur la disponibilité et sur les capacités de la grue ainsi que sur l'accès à la crête de l'ouvrage.

**Figure 10.12**

Profilage de la section immergée d'une digue par sondage depuis une grue (source : David Bowie)

10.3.5.1 Levés bathymétriques monofaisceaux et multifaisceaux

On s'est longtemps fié à des équipements de sondage acoustique tels que l'échosondeur monofaisceau pour déterminer la forme des ouvrages immergés et du fond marin avoisinant. Les levés effectués à l'aide de ce type d'appareils fournissent des informations concernant les variations en termes de profondeur du fond marin ou des ouvrages qui y reposent. Elles ne peuvent pas à elles seules fournir suffisamment d'informations au sujet de la portion immergée de l'ouvrage pour permettre une évaluation du dommage. Toutefois, en combinant les levés bathymétriques à d'autres techniques, il est possible d'établir une description plus complète de l'état de l'ouvrage. Les cartes bathymétriques sont constituées à l'aide de trois composantes :

- emplacement sur le plan horizontal,
- profondeur du sondage,
- niveau de l'eau au moment du sondage.

La localisation est désormais habituellement effectuée à l'aide d'un GPS cinématique ou différentiel. Le sondage peut être fait à l'aide d'un échosondeur monofaisceau ou multifaisceaux. Normalement, les sondages monofaisceaux sont faits le long de lignes de sondage parallèles sur toute la surface d'inspection, autant que possible perpendiculairement aux lignes bathymétriques. L'intervalle entre les lignes de sondage monofaisceau varie en fonction de la précision requise, mais l'espacement entre les lignes ne doit normalement pas excéder 10 mètres dans le cadre d'une inspection d'ouvrage. Les levés bathymétriques monofaisceaux sont limités par des questions de sécurité lorsque l'on se trouve à proximité de l'ouvrage.

Les blocs d'enrochement déplacés peuvent présenter un danger pour l'inspection et constituent souvent un problème sur les sites à faible marnage, où il est difficile d'inspecter la section de l'ouvrage qui se trouve immédiatement sous la ligne de basses eaux. L'action de la houle réduit la qualité des enregistrements effectués par les appareils de sondage acoustique et peut entraîner d'importants déplacements des échos de fond. Ce phénomène peut empêcher les levés des sections relativement abruptes de l'ouvrage. La houle peut également limiter le choix de l'emplacement du navire ainsi que la manière dont il peut être positionné. Il est possible de filtrer le bruit de la houle de l'écho, mais cela entraîne la perte du détail des lignes. Les enregistrements effectués par temps calme présentent plus de détails.

Les mesures les plus précises sont obtenues grâce à des signaux haute-résolution, haute-fréquence, à spectre étroit et multifaisceaux, elles sont les mieux adaptées aux évaluations des profils

de digues portuaires. Aujourd'hui, la meilleure solution reste le système de sonar multifaisceaux, monotransducteur et à vision latérale vers le bas (Prickett, 1996). Cet instrument est monté sur un navire et la tête du sonar est positionnée de manière à transmettre sur un plan perpendiculaire au cap du navire. Le sonar transmet entre 60 et 100 faisceaux dont les rayons sont espacés de 1.5°, ce qui donne une surface balayée totale de 90 à 150°. En inclinant la tête du sonar, l'instrument peut fournir des données servant à cartographier la quasi-totalité de la section sous-marine d'un ouvrage à talus en enrochement depuis la partie située juste au-dessous du niveau de l'eau jusqu'au pied de l'ouvrage (Encadré 10.7), ce qui permet souvent d'effectuer l'intégralité du levé en un seul passage. Les données doivent être synchronisées avec les relevés simultanés de la position, du cap et des mouvements du navire. Le produit final est une carte rectifiée sur le plan spatial de l'état de l'ouvrage immergé.

Bien qu'il soit difficile d'identifier des déplacements individuels des blocs d'enrochement, il est aisé de repérer sur la carte les irrégularités de construction ou les dommages ultérieurs du talus (USACE, 2003). Les variations telles que les changements subis par les talus, les dépressions, les autres irrégularités et la ligne de la butée de pied peuvent généralement être détectées. S'il est facile de localiser les blocs disposés selon un agencement spécifique ou de manière régulière, les blocs orientés de manière aléatoire sont plus difficiles à évaluer (Tomlinson *et al.*, 2001). Les blocs d'enrochement ne sont pas aisément identifiables. Dans les travaux de Rotterdam (PWED *et al.* 2001) une analyse détaille la précision relative des différentes méthodes de sondage acoustique.

10.3.5.2 Sonar latéral

Les levés au sonar latéral sont obtenus par remorquage d'un dispositif par un navire qui se déplace parallèlement à l'ouvrage. Les enregistrements peuvent être interprétés pour donner des informations générales sur l'état de l'ouvrage sous l'eau, en particulier près du fond. Le principal avantage du sonar latéral est la couverture et la vitesse de levé (USACE, 2003). Il est nécessaire d'avoir des compétences spéciales pour interpréter les enregistrements. Le sonar latéral est utile pour identifier les portions d'ouvrage qui doivent être examinées en détail par les plongeurs. Kucharski et Clausner (1989, 1990) et Morang *et al.* (1997) proposent des informations ainsi que des méthodes opérationnelles empiriques supplémentaires.

Les signaux transmis par les transducteurs des sonars latéraux sont dirigés sur les côtés par deux faisceaux latéraux. L'enregistreur lance un signal qui est réfléchi et qui apparaît sous la forme d'une zone assombrie. Plus l'objet illuminé par le signal est réfléchissant, plus l'enregistrement est sombre. Les zones d'ombre apparaissent en fonction de l'angle du signal et de la taille de l'objet. L'image projetée sur le sonographe n'est pas une représentation fidèle du talus balayé et doit être corrigée des distorsions.

Les conditions de houle et la vitesse du bateau peuvent affecter la qualité des résultats. Des vitesses de navigation inférieures à 1 m/s sont requises pour identifier des caractéristiques d'environ 1 m. De même, la fréquence du signal du transducteur est un élément essentiel. Les transducteurs dont la fréquence est égale à 500 kHz doivent être capables de détecter des variations de la taille des blocs d'enrochement, bien qu'ils ne soient pas capables d'identifier l'emplacement précis de chaque bloc. Le dispositif électronique est situé dans un boîtier, appelé « poisson », remorqué par le navire bathymétrique. La résolution d'un sonogramme dépend également dans une vaste mesure de la largeur du faisceau et de la méthode de remorquage du poisson. Si ce dernier est remorqué en profondeur, à distance de l'ouvrage, la ligne du pied peut être bien définie sur le sonogramme. S'il est remorqué près de la surface de l'eau et qu'il balaye vers le bas du talus, les effets d'écran sont accentués, ce qui permet d'identifier les zones élevées et les dépressions. De la même manière, les zones abruptes d'un ouvrage peuvent réduire la définition des autres parties de l'ouvrage. Si on laisse le poisson faire des embardées pendant son remorquage, le sonogramme peut être flou. Si l'enrochement est disposé de manière régulière, les brèches, les irrégularités et les tendances de placement peuvent être isolées sur les tracés du sonar, ce qui permettra aux plongeurs de localiser les zones qui nécessitent une inspection plus précise (voir la Section 10.3.5.5).

Encadré 10.7 Inspection des digues de Peterhead à l'aide d'un dispositif multifaisceaux

Les digues de Peterhead, au nord-est de l'Écosse, se trouvent dans des eaux profondes de 12 à 20 m. L'une de ces digues fait 870 m de long et l'autre 460. Les ouvrages sont principalement en maçonnerie, mais ils reposent sur une fondation en enrochement, d'environ 300 m de large. La hauteur significative de la houle atteint 8 m à l'occasion de tempêtes de période de retour de 50 ans et la fondation subit régulièrement des dommages, bien que cela ne menace généralement pas la stabilité générale.

À l'origine, les inspections de l'ouvrage par des plongeurs avaient lieu une ou deux fois par an, et chacune pouvait prendre plus de trois mois. Elles sont désormais complétées par des véhicules commandés à distance, par des levés au sonar latéral et par des levés bathymétriques multifaisceaux. Les inspections au sonar latéral ont fourni des données utiles qui ont été combinées aux levés bathymétriques réalisés en 2000, ce qui a permis de couvrir l'ensemble de l'ouvrage en quelques jours (Tomlinson *et al.*, 2001). Le système a le potentiel pour identifier les mouvements ainsi que les ruptures des blocs d'enrochement et est utile pour détecter l'affouillement, la sédimentation et le tassement. L'imagerie (voir la Figure 10.13) donne un bon aperçu de l'intégrité des ouvrages. Chaque partie de l'ouvrage a été géoréférencée, avec des hauteurs détectées avec une précision inférieure à 0.2 m. Les emplacements de chaque bloc de 1 m de côté ont été localisés avec une précision de 0.3 m sur le plan horizontal. Les données rapportées dans un Système d'Information Géographique (SIG) permettent de comparer directement les inspections, de détecter les mouvements de blocs individuels et d'évaluer l'état des murs. Grâce au SIG, il est possible de gérer les données de manière efficace et de combiner tous les types d'inspection.

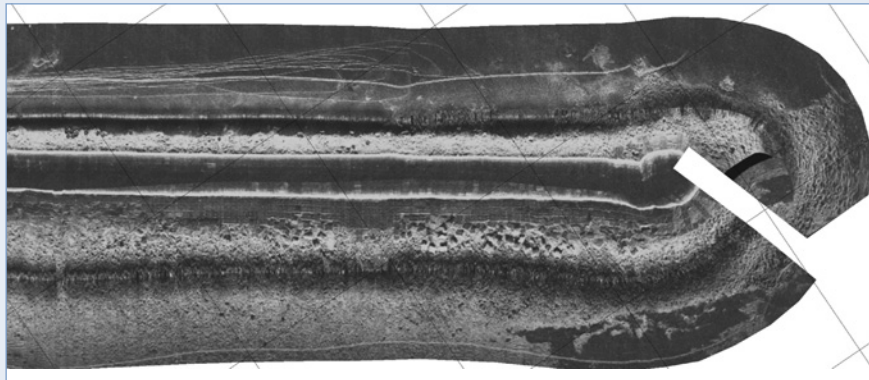


Figure 10.13 Image multifaisceaux de la digue de Peterhead (source: EMU Environmental)

Les ensembles des données concordent de manière satisfaisante. Ces informations servent aux plongeurs pour mener des inspections très localisées des zones présentant des signes de mouvement et fournissent une méthodologie d'inspection sous-marine accessible et répétable.

10.3.5.3 Télédétection aérienne des ouvrages immergés

Le LIDAR aérien (acronyme de *light detection and ranging*) est une technique de balayage au laser qui peut être employée à la fois sur les portions émergées et immergées des ouvrages à talus (Parsons et Lillycrop, 1998). Ce type d'inspection n'est généralement pas mené avec pour unique objectif d'examiner les ouvrages, il s'agit plutôt d'un bénéfice annexe qui peut se produire lors de l'inspection d'une zone plus vaste (en règle générale plusieurs kilomètres carrés sont survolés lors d'une seule intervention). La distribution spatiale des données est insuffisante pour détecter les plus petites irrégularités de la carapace, comme par exemple les mouvements individuels de blocs. Toutefois, les problèmes de plus grandes dimensions dans le talus en enrochement et les détails des fosses d'affouillement voisines sont faciles à voir. Les applications de cette technologie sont limitées aux sites qui présentent une bonne visibilité à travers l'eau, dans la mesure où la pénétration du LIDAR dans l'eau est limitée à $2 \times$ la profondeur de Secchi.

10.3.5.4 Inspections du sous-sol

Les inspections du sous-sol sont entreprises pour identifier les problèmes liés aux fondations mais, après la construction, elles ne peuvent plus être faites que le long de l'ouvrage. Par exemple, l'affaissement qui résulte d'une faille de la subsurface peut être détecté par le biais d'une inspection sismique superficielle. Il est possible d'employer un profiloscope sous-marin remorqué en surface pour identifier la structure de la subsurface. Cet instrument sert à déterminer la profondeur du socle rocheux ainsi que le type de couverture de la surface, mais également à identifier l'emplacement des failles situées sous le fond. Les indications sur ce type de caractéristiques peuvent être importantes dans le cas où des extensions ou des réparations de l'ouvrage ont été pro-

posées. Il convient de préférence d'effectuer ces inspections lors de la phase de conception afin d'identifier les failles; elles ne sont qu'occasionnellement intéressantes pour la surveillance.

10.3.5.5 Inspections visuelles sous-marines

Sur de nombreux sites, il est difficile, sinon impossible, d'effectuer des inspections visuelles de l'état de l'ouvrage sous l'eau. Lorsque les conditions le permettent, on a recours à des plongeurs pour inspecter de petites sections immergées des ouvrages, souvent dans des zones où des irrégularités ont été détectées à l'occasion de sondage multifaisceaux. Ce type d'auscultation requiert des plongeurs professionnels qui sont en outre à même de comprendre les signes de dommage et de détérioration de l'ouvrage. Les méthodes d'inspection par plongée sont limitées par l'étendue et par l'angle de visibilité sous l'eau, qui est généralement faible et qui diminue avec la profondeur et la concentration de matière en suspension. L'angle de vue restreint généralement le champ de vision du plongeur à une largeur de 3 m de l'ouvrage au maximum, ce qui rend difficile la détection d'irrégularités de grande taille dans le profil de l'ouvrage.

L'observation peut également être gênée par les algues qui se trouvent sur l'ouvrage ou tout autour. La visibilité doit être telle que le plongeur est en mesure de voir une partie suffisamment grande du talus pour discerner les blocs manquants, endommagés ou déplacés de même que les discontinuités du talus. Même dans les meilleures conditions, les inspections effectuées par des plongeurs ne donnent que des informations subjectives et des informations spatiales clairsemées, et il est peu probable que la superficie couverte excède 50 m² par jour. La stabilité de la butée de pied (et de la tranchée du pied, le cas échéant) peut être examinée et des mouvements de petite ampleur identifiés dans cette zone, sous réserve que l'on ait identifié des éléments de confirmation ou des précisions concernant les dommages à l'aide d'autres techniques telles que les sondages multifaisceaux. Dans certaines circonstances, il peut être possible d'utiliser des caméras vidéo plongées dans l'eau ou montées sur des véhicules commandés à distance afin d'observer les portions sous-marines d'un ouvrage.

Une inspection sous-marine détaillée est exigeante en main-d'œuvre et en ressource financière. La procédure classique d'examen d'une digue portuaire exige une équipe de plongée composée de trois techniciens – un plongeur, son remplaçant et un superviseur. Le plongeur travaille souvent depuis un bateau, auquel il est relié par une ligne de sécurité ou par un cordage de communication, et il est également relié à une bouée de marquage flottante par l'intermédiaire d'une ligne séparée. L'inspection du talus en enrochement est pratiquée en montant puis en redescendant, par un relèvement au compas à des points de chaînage fixes, marqués à des positions prédéterminées le long de la crête de l'ouvrage. L'espacement entre ces points est généralement de 5 m, en supposant que la visibilité est suffisante pour voir 2.5 m ou plus.

Lors de l'observation d'une faille ou d'un point intéressant de l'ouvrage (emplacement des cavités, blocs cassés ou exposition du noyau), le plongeur maintient sa position et communique avec le personnel à terre qui enregistre la position d'une balise que le plongeur tient directement au-dessus du point à examiner. La localisation de la balise se fait habituellement par GPS. La hauteur du point intéressant peut être mesurée à l'aide d'un manomètre à hélium qui se trouve au poignet du plongeur, avec une précision de 0.1 à 0.3 m. Il est également possible que le cordage de liaison avec la bouée de marquage flottante soit calibré pour lire la profondeur directement. Il faut utiliser un diagramme des marées et enregistrer les heures des mesures afin de pouvoir relier la profondeur aux données utilisées. Grâce à cette méthode, il est possible d'identifier une position dans un rayon de 1 ou 2 m à l'horizontale et de 0.3 m en hauteur, ce qui devrait être suffisant pour localiser ultérieurement un bloc d'enrochement donné avec précision.

Les plongées doivent toutes être effectuées en accord avec les normes de sécurité locales et nationales. Les conditions climatiques imposent également des restrictions. Il convient de préférence d'effectuer les inspections par plongée au cours des marées de morte-eau; même dans ces conditions, les inspections sous-marines ne doivent avoir lieu qu'au moment de l'étalement. Ainsi, l'observation de la zone intertidale – qui est potentiellement la partie la plus vulnérable de l'ouvrage – est moins risquée. Pour plus d'informations sur les inspections effectuées par des plongeurs, se référer à Thomas (1985).

10.4 ÉVALUATION DE L'ÉTAT ET DES PERFORMANCES DE L'OUVRAGE

L'évaluation des données fournies par la surveillance sert à déterminer le calendrier et la portée des besoins en maintenance. Il est nécessaire d'avoir des procédures pour définir :

- comment évaluer les informations fournies par la surveillance ;
- s'il faut, ou non, entreprendre une action préventive ou corrective ;
- comment estimer les bénéfices économiques des réponses possibles et les implications d'une non-intervention ;
- comment déterminer l'étendue des travaux de maintenance nécessaires ;
- à quel moment allonger l'intervalle de maintenance.

10.4.1 Évaluation des données fournies par la surveillance

Les inspections visuelles sont subjectives (voir la Section 10.3.4.1) et l'évaluation d'ensemble faite par un observateur de l'état de l'ouvrage peut être sensiblement différente de celle d'un autre expert. Toutefois, ce système présente encore un intérêt considérable (USACE, 2003). En comparaison, les différentes techniques d'inspection topographique et bathymétrique (voir la Section 10.3.4.4) produisent des données numériques que l'on peut directement relier aux techniques de dimensionnement (voir la Section 5.2) et fournir des mesures intéressantes du dommage, de sa progression et du risque de rupture (Melby, 1999). Pour plus de détails sur la progression du dommage, voir la Section 5.2.2.2. Cette section donne des indications pour évaluer de manière homogène l'état physique et les performances fonctionnelles des ouvrages en enrochement. Ces procédures permettent une évaluation satisfaisante, en quantifiant les observations issues des inspections pour ce qui est de l'état et des performances de l'ouvrage, ainsi qu'un meilleur suivi de l'état de l'ouvrage au fil du temps, comme l'ont analysé Oliver *et al.* (1998). Le système de notation de l'état et des performances (USACE, 2003) met l'accent sur la question : « Comment l'ouvrage remplit-il son rôle ? » plutôt que sur la question : « Quel est l'état physique actuel de l'ouvrage par rapport à son état après construction ? ». Cette approche suppose que les ouvrages en enrochement peuvent tolérer un certain niveau de détérioration avant qu'ils n'enregistrent une perte significative de fonctionnalité, l'état de l'ouvrage n'est donc pas une justification suffisante pour entraîner une réhabilitation. Le système d'évaluation doit proposer un moyen d'évaluation continue des critères de dimensionnement et de performance. Le Tableau 10.10, qui identifie les variations de l'état de l'ouvrage à différentes échelles spatiales, présente certains aspects caractéristiques des évaluations.

Tableau 10.10 Comparaisons des mesures de l'état d'ouvrages en enrochement sur une période donnée

| Aspect de l'état de l'ouvrage mesuré | État de l'ouvrage à différents moments |
|--------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Niveau I : emplacement | Tassement des fondations, variation d'alignement |
| Niveau II : géométrie | Tassement de l'ouvrage ; la comparaison des profils des talus permet de déterminer le paramètre de dommage de l'ensemble de l'enrochement, S_d (voir le Chapitre 5) ; dommage dû à l'affouillement |
| Niveau III : composition | Perte ou mouvement de blocs d'enrochement ; glissement général des carapaces si cela s'est produit ; cavités exigeant une réparation en urgence ou planifiée |
| Niveau IV : composition des éléments | Arrondissement des blocs d'enrochement et perte de matériau, permettant une révision de D_{r50} à l'aide du climat de houle de projet ou mesuré ou du climat de houle de dimensionnement révisé à partir des mesures de la houle ; ceci permet une réévaluation du paramètre de stabilité de l'enrochement, $H_d/(\Delta D_{r50})$, à l'aide des équations de la Section 5.2.2. La comparaison avec le coefficient de dommage de projet et mesuré, S_d , est également possible. |

Les performances fonctionnelles et l'état de l'ouvrage doivent être examinés ensemble. Le processus se déroule en plusieurs étapes, dont :

- la définition des exigences en matière de performances par rapport aux conditions de dimensionnement ;
- la mesure de la progression du dommage ;
- la perte de fonctionnalité ;
- la prévision de la perte de performance à venir ;
- la mise au point du calendrier et des réparations.

10.4.2 Évaluation des performances

L'analyse des exigences en matière de maintenance de l'ouvrage doit être subordonnée à l'état de l'ouvrage et doit rapprocher les performances actuelles des exigences fonctionnelles définies lors de la conception. Il faut répondre à cinq questions clés :

1. La performance hydraulique et la stabilité de l'ouvrage sont-elles adéquates ?
2. L'ouvrage répond-il aux exigences en matière d'hygiène et de sécurité ?
3. L'ouvrage a-t-il un impact défavorable sur le système local, comme le transport sédimentaire ?
4. Les performances de l'ouvrage diminuent-elles ?
5. Les performances sont-elles susceptibles d'être réduites à un niveau inacceptable avant la prochaine opportunité de réparation ou d'auscultation ?

Des recommandations détaillées ont été faites sur plusieurs types d'approches de l'évaluation des performances. Par exemple, le système de gestion patrimoniale basée sur la performance (*Performance-based Asset Management System ou PAMS* – voir HR Wallingford, 2003) concerne la réduction du risque d'inondation, dans lequel la gestion patrimoniale est non seulement dictée par l'état de l'ouvrage (c'est-à-dire une forme de notation améliorée de l'état de l'ouvrage) mais également par sa fonction, sa fiabilité et sa criticité en fonction de sa contribution au risque et à la réduction du risque (voir la Figure 10.14). À plus long terme, il fournira également un moyen d'identifier un ensemble préférentiel d'interventions de gestion pertinentes pour atteindre un résultat spécifique en fonction de la réduction du risque ou du profil de l'investissement. Oliver *et al.* (1998) présente un modèle similaire pour les ouvrages côtiers qui a recours à des indices d'état et Melby (1999) propose des méthodes de hiérarchisation de la maintenance sur de grands groupes d'ouvrages soumis à la même gestion.

Cette section porte principalement sur l'application de ces principes généraux à l'évaluation du dommage et de la dégradation subis par l'enrochement. Pour effectuer une évaluation des performances, il est nécessaire de suivre les procédures décrites au Tableau 10.11.

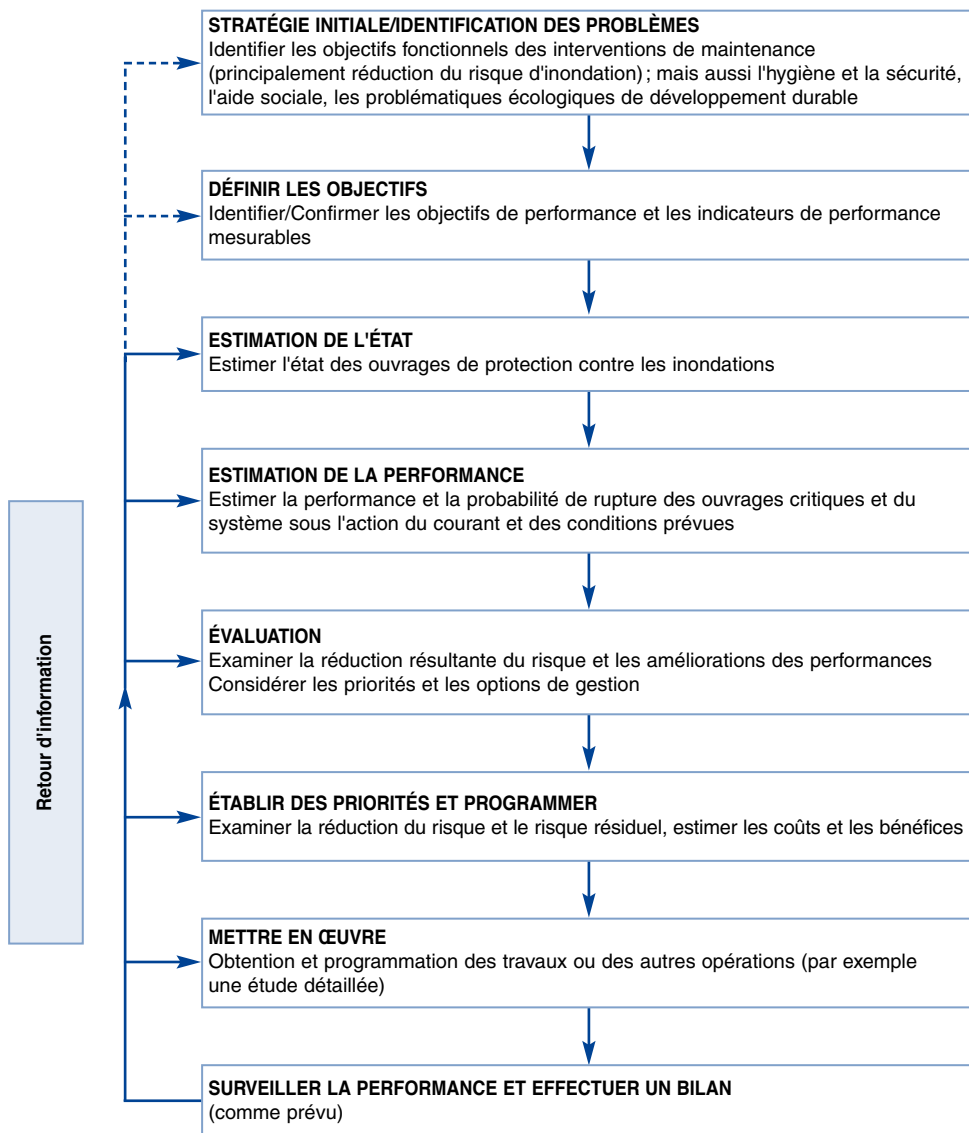


Figure 10.14 Cadre dans lequel s'inscrivent les activités opérationnelles et de maintenance, semblable à celui qu'utilise l'Agence britannique pour l'environnement (Posford Haskoning, 2002)

Tableau 10.11 Maintenance d'un ouvrage sur la base de ses performances fonctionnelles (d'après USACE, 2003)

| Étape | Description |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Les étapes 1 à 3 sont initiales (une fois seulement) ou ont lieu lorsque les exigences fonctionnelles changent | |
| 1 | Déterminer les exigences de performance de l'ouvrage pour chaque fonction et chaque élément structurel, par rapport aux exigences établies au moment de la conception (Tableau 10.12) |
| 2 | Établir les critères de performance fonctionnelle (Tableau 10.12) |
| 3 | Établir les exigences structurelles – identifier le dommage tolérable avant qu'une réparation ne soit nécessaire |
| Les étapes 4 à 6 sont répétées autant de fois que nécessaire | |
| 4 | a Inspecter l'ouvrage b Produire une évaluation structurelle |
| 5 | Produire une évaluation fonctionnelle |
| 6 | a Analyser les exigences structurelles par rapport aux exigences de performance définies b Estimer la durée minimale avant qu'une maintenance ne devienne nécessaire c Établir des priorités de maintenance |

Le niveau de performance sur un ouvrage subissant une dégradation est difficile à définir au départ mais doit être lié aux limites de dimensionnement correspondantes pour cet ouvrage, à l'aide des méthodes exposées aux Chapitres 5, 6, 7 et 8 (voir le Tableau 10.12). Les exigences de performance varieront selon la fonction de l'ouvrage. Par exemple, une réduction de la hauteur de la crête d'un revêtement côtier conçu comme une protection contre la submersion, causée par un dommage sur le talus en enrochement, peut entraîner une inondation potentiellement inacceptable. Une réduction similaire du niveau de la crête d'un épi en enrochement à bas coût, conçu pour contrôler le transport sédimentaire, aura probablement des implications moins importantes (ou moins immédiates). Dans chaque cas, les limites acceptables doivent être déterminées en référence aux techniques de dimensionnement et à l'approche du coût du cycle de vie (voir la Section 2.4); ceci doit être lié à une évaluation du risque de dommage structurel continu.

Tableau 10.12 Catégories fonctionnelles et structurelles typiques (d'après Oliver et al., 1997)

| Domaine de performance fonctionnelle | Catégories d'exigences fonctionnelles | Type d'ouvrage | Catégories de dommages structurels | Impact de la dégradation de l'ouvrage sur les performances, sur la base des exigences de conception |
|--------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Port | Navigation portuaire Utilisation du port | Digue portuaire | Brèche Exposition du noyau Perte d'enrochements | Augmentation du franchissement (5.1.1.3) ou de la transmission de la houle (5.1.1.4) Agitation accrue – houle inacceptable pour les navires |
| Berge de rivière | Contrôle de l'érosion Navigation | Revêtement | Exposition du noyau Perte d'enrochements Dommage sur la crête | Vulnérabilité de la berge à l'érosion en cas de crue Danger pour la navigation |
| Chenal de navigation | Utilisation de l'entrée Utilisation du chenal | Digue | Perte de contact et d'imbrication entre les enrochements Perte d'enrochements | Danger pour la navigation |
| Gestion des sédiments | Transport longitudinal Sédimentation Érosion du fond Contrôle de l'érosion du littoral | Épis côtiers et fluviaux, digues | Défauts de qualité de l'enrochement Exposition du noyau Perte d'enrochements | Rupture de l'ouvrage entraînant une accélération du transport sédimentaire Changements dans la géométrie du courant Aggravation de l'érosion du littoral, abaissement de la plage |
| Ouvrages de rivière | Protection anti-affouillement | Ouvrages de fermeture | Exposition du noyau Perte d'enrochements | Affouillement sous l'ouvrage et effondrement Érosion et déstabilisation du pied Impact des ouvrages temporaires sur les projets de fermeture |
| Érosion côtière et submersion | Contrôle de l'érosion Contrôle des submersions | Revêtement | Exposition du noyau Perte d'enrochements Dommage sur la crête Perte de contact et d'imbrication entre les enrochements | Accentuation de la fréquence et de la portée des submersions Érosion côtière et dommage matériel |

10.4.2.1 Subdivision des ouvrages en éléments structurels et tronçons

La fonction d'un ouvrage peut varier sur ses différents tronçons (USACE, 2003). La division d'un ouvrage en tronçons de longueur compatible avec une maintenance plus facile à gérer repose principalement sur les variations des caractéristiques de construction. Par exemple: changement de type de construction, de type ou de taille d'enrochement, changement dans les dimensions ou la géométrie de la coupe, et sections réhabilitées. Les subdivisions finales reposent sur des tronçons dont la fonction et la construction sont uniformes sur de longues distances. En règle générale, les longueurs des portions finales doivent être comprises entre 60 et 150 m, la section du

musoir devant toujours être considérée comme un élément à part. Un dispositif de numérotation systématique permet à l'ouvrage d'être évalué en petits segments plus faciles à gérer pour lesquels les exigences en matière de performance sont similaires.

10.4.2.2 Établissement de critères de performance fonctionnelle

Une fois que les fonctions de l'ouvrage ont été définies pour chaque élément structurel, l'étape suivante consiste à déterminer le niveau de performance attendu pour chaque catégorie d'évaluation. Ces critères doivent être basés sur la performance de l'ouvrage par rapport à une série de tempêtes, lorsque l'ouvrage est en parfait état. La tempête de projet est la tempête la plus forte (ou la pire association de conditions de tempête) à laquelle il est prévu que l'ouvrage résiste, tout en maintenant l'intégralité des exigences de performance fonctionnelle. Les conditions de dimensionnement peuvent inclure la hauteur, la direction et la période de la houle, la hauteur d'eau, la durée de la tempête, la vitesse d'écoulement et des combinaisons de ces facteurs. La tempête de projet est généralement désignée par la fréquence ou la probabilité de son occurrence. Les critères de performance peuvent être définis par rapport à des combinaisons variables de conditions ayant des probabilités d'occurrence données. L'histoire du projet, des informations publiques et des analyses peuvent être nécessaires pour identifier ces dimensions – il ne s'agit pas d'une science exacte et il faut un avis d'expert en génie civil pour pouvoir émettre des estimations raisonnables. Les procédures suivantes doivent être suivies :

- étudier l'histoire de l'ouvrage ;
- vérifier si les limites de projet ont été modifiées ou s'il est nécessaire de les modifier sur la base des observations passées ou des exigences fonctionnelles ;
- calculer des limites de dimensionnement acceptables pour chaque fonction, généralement en référence à des événements de projet ayant des probabilités d'occurrence définies ;
- déterminer la sensibilité de la performance et de la stabilité de l'ouvrage pour une série de combinaisons d'événements ;
- définir les limites de performance acceptables pour chaque événement et chaque fonction.

10.4.3 Évaluation de l'état de l'enrochement

La meilleure façon de quantifier le dommage subi par l'enrochement consiste à calculer le paramètre de dommage clairement défini S_d (voir les Sections 5.2.1.2 et 5.2.2.2). Ceci doit être effectué en comparant les mesures de certains aspects – comme l'état physique, l'alignement et les dimensions de la coupe – d'un ouvrage existant avec les conditions attendues pour un ouvrage similaire récemment construit dans le respect des bonnes pratiques avec des matériaux de bonne qualité. Le processus de comparaison est présenté à la Figure 10.15 ; il repose sur la méthode modifiée de mesure du dommage définie par Melby et Kobayashi (1998, 2000). La méthode permet d'obtenir une meilleure description du dommage à l'aide des mêmes données relatives au profil, pour déterminer les paramètres adimensionnels qui décrivent l'épaisseur de la carapace, la profondeur de l'érosion et la longueur de l'érosion sur le talus. L'ajout le plus significatif est l'inclusion de l'épaisseur de couverture au-dessus de la sous-couche. Les limites acceptables de S_d dépendent principalement de la pente du talus de l'ouvrage. Pour une carapace en double couche d'une épaisseur de $2 k_t D_{n50}$, les valeurs du Tableau 5.23 peuvent être utilisées pour définir :

- le début du dommage : $S_d = 2$ correspondant à « aucun dommage » ;
- le dommage intermédiaire ;
- la rupture, qui correspond à un reprofilage de la carapace tel que la couche filtre qui se trouve sous une carapace de $2 k_t D_{n50}$ d'épaisseur est visible.

Bien qu'un niveau de dommage de $S_d = 2$ à 3 soit souvent utilisé à des fins de dimensionnement, dans certains cas, il peut être possible d'appliquer des niveaux de dommage supérieurs de $S_d = 4$ à 5. Ceci dépend de la durée de vie souhaitée de l'ouvrage. Dans la plupart des circonstances, des réparations sont normalement nécessaires qu'à partir du moment où le dommage a au moins

atteint le niveau intermédiaire (voir le Tableau 5.23). Cette technique d'évaluation quantitative peut être utilisée parallèlement à des inspections visuelles plus subjectives. Puisque les ouvrages à talus en enrochement tolèrent un certain niveau de dommage avant qu'ils ne perdent leur fonctionnalité, le dommage structurel n'est pas automatiquement synonyme d'une perte de fonction (USACE, 2003). Les exigences structurelles sont établies en déterminant les dimensions minimales de la coupe de l'ouvrage, la hauteur minimale de la crête et le niveau minimal d'intégrité structurelle qui sont nécessaires pour remplir les exigences de performance fonctionnelle. Les efforts initiaux pour déterminer ces dimensions structurelles peuvent être appuyés par une estimation de l'impact d'une destruction complète de l'élément étudié sur la fonctionnalité de l'ouvrage.

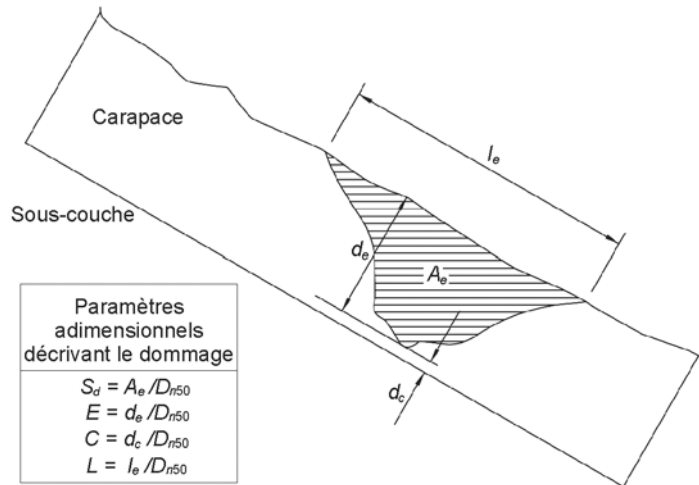


Figure 10.15 Schéma d'un profil de digue et définition des paramètres de dommage (Melby, 1999)

La progression du dommage est susceptible de continuer tout au long de la vie d'un ouvrage et un profil d'équilibre risque de ne pas se mettre en place avant la rupture. Melby (1999) propose une méthode de prédiction du dommage progressif sur un enrochement. Elle peut servir à analyser la durée de vie résiduelle à court terme, suite à un événement unique, ou à simuler les variations de cycle de vie. Le dommage peut être prévu en appliquant les formules de stabilité avec les conditions de dimensionnement ou avec un ensemble de conditions du cycle de vie, par rapport à l'état actuel (voir la Section 5.2.2.2).

La procédure recommandée pour l'évaluation structurelle des carapaces est exposée ci-dessous :

- définir des combinaisons de conditions de dimensionnement (H_s , T_m , niveau d'eau au repos) ;
- définir la condition de rupture, sous la forme d'une valeur donnée de S_d , pour qu'une réhabilitation importante soit nécessaire ;
- définir la condition de dommage critique, sous la forme d'une valeur donnée de S_d , pour une réparation, basée sur l'évaluation fonctionnelle – pour chaque élément de l'ouvrage ;
- définir l'importance du mode de rupture de chaque élément pour la performance d'ensemble de l'ouvrage ;
- définir et tracer les contours des segments d'évaluation de l'ouvrage, par exemple :
 - la crête,
 - le musoir,
 - la section courante,
 - le pied ;
- mesurer les profils en travers le long de l'ouvrage (voir la Section 10.3.4.4) ;
- comparer les profils mesurés avec l'épaisseur théorique, le profil de récolement ou de dimensionnement ;

- comparer les profils mesurés aux précédentes inspections afin d'analyser la progression du dommage;
- calculer le dommage S_d pour chaque profil à l'aide de méthodes de dimensionnement (voir la Section 5.2.2.2);
- déterminer la variabilité de S_d et l'épaisseur de la carapace restante sur le tronçon endommagé;
- tracer les résultats et identifier les zones de dommage;
- identifier les zones qui ont atteint le seuil admissible de dommage et prévoir la maintenance;
- tracer les évolutions du dommage tout au long des inspections et les relier aux contraintes;
- projeter les évolutions du dommage vers l'avenir sur la base des tendances et de la probabilité des tempêtes, à l'aide des paramètres de prédiction du dommage progressif de Melby ou les méthodes de Van der Meer (voir Section 5.2.2.2);
- estimer à quel moment le dommage est susceptible d'avoir un effet sur les performances;
- estimer à quel moment la sous-couche est susceptible d'être exposée;
- estimer la durée de vie résiduelle de l'ouvrage par rapport à chaque modèle de dommage et condition de dimensionnement;
- déterminer la probabilité d'atteindre le seuil d'intervention avant la prochaine inspection programmée.

10.4.3.1 Description des dommages standard

Pour faciliter l'évaluation numérique de l'état de l'enrochement, quelques descriptions subjectives standard qui découlent des inspections visuelles sont présentées ci-dessous ainsi qu'au Tableau 10.13 (USACE, 2003).

Brèche dans la crête ou affaissement de la crête

Une brèche est une dépression (ou un trou) dans la crête d'un ouvrage en enrochement, qui s'étend jusqu'au bas de la carapace (ou en dessous). Elle est causée par le déplacement de blocs d'enrochement. Pour être qualifié de « brèche », le trou doit s'étendre sur toute la largeur de la crête. L'affaissement de la crête est principalement causé par un tassement de l'ouvrage ou de ses fondations, tassement qui se traduit dans les deux cas par une diminution de la hauteur de l'ouvrage.

Exposition du noyau (ou de la sous-couche)/perte de matériau du noyau

Lorsque les éléments constitutifs du noyau ou de la sous-couche sont distinctement visibles à travers les interstices entre les blocs d'enrochement de la carapace, on parle d'« exposition du noyau ». La perte de matériau du noyau se produit lorsque les blocs de la sous-couche ou du noyau sont emportés loin de l'ouvrage par des vagues qui s'engouffrent dans les ouvertures ou dans les cavités de la carapace. Les mouvements et la séparation des blocs d'enrochement entraînent souvent l'exposition de la sous-couche ou du noyau.

Perte d'enrochement

- le déplacement se produira avec la plus forte probabilité près du niveau de l'eau au repos, là où les forces hydrodynamiques et de sous-pression sont les plus importantes. La perte localisée d'enrochements (jusqu'à quatre ou cinq blocs en longueur) constitue typiquement comme une poche dans la carapace au niveau de la ligne d'eau, où les blocs déplacés ont chuté au pied de l'ouvrage. (Si la zone s'étend sur plus de quatre ou cinq blocs d'enrochement, utilisez l'évaluation donnée ci-dessous pour « défaut de talus ».);
- l'affaissement peut se produire le long du talus ou de manière transversale. Parmi les causes de ce phénomène, on peut citer la consolidation ou le tassement des blocs de la sous-couche, du noyau ou des sols de fondation;

- la formation de pont est une forme de perte d'encrochement qui peut s'appliquer aux talus ou à la crête d'un ouvrage en encrochement. Ce phénomène se produit lorsque les sous-couches se tassent mais que la carapace supérieure reste en position à son niveau d'origine ou à proximité, ce qui établit un « pont » au-dessus de la cavité résultante, semblable à une arche.

Perte de contact entre les encrochements ou réduction de l'imbrication des encrochements

Le contact des blocs d'encrochement se fait arrête contre arrête, arrête contre surface ou surface contre surface entre blocs adjacents, en particulier dans le cas de grands blocs de carrière. L'imbrication des encrochements fait référence au confinement physique assuré par les blocs adjacents. Certains types de blocs artificiels sont conçus pour permettre à une partie d'un bloc de s'imbriquer avec ses voisins. Dans ce modèle de disposition, un bloc (ou plus) devrait se déplacer de manière significative pour libérer un bloc donné de cette matrice. Les éventuels placements spécifiques des blocs doivent être mentionnés dans les notes prises au cours de l'inspection.

Défauts de qualité de l'encrochement

Cette catégorie d'évaluation traite du dommage structurel qui affecte les blocs d'encrochement. Il ne s'agit pas d'une évaluation de la durabilité potentielle de l'encrochement mais plutôt d'une réflexion sur la quantité de dommage ou de détérioration qui s'est déjà produite. Les quatre types de défauts de qualité sont définis ci-après :

- l'arrondissement des blocs d'encrochement, du rip-rap ou des blocs artificiels à arrêtes anguleuses est causé par de petits mouvements cycliques ou par une abrasion qui use les arrêtes et les rend plus lisses et plus arrondis. Ce phénomène réduit la stabilité générale de la carapace en diminuant l'efficacité du contact arrête à arrête ou arrête à surface entre les blocs et en facilitant leur mouvement ;
- l'épaufrure résulte en une perte de matière à la surface du bloc d'encrochement. Il peut être causé par des impacts mécaniques entre les blocs, par la concentration de contraintes au niveau des arrêtes ou de certains points sur les blocs, par la détérioration de la roche aussi bien que du béton à cause de réactions chimiques dans l'eau de mer, par des cycles de gel-dégel, par l'abrasion due à la glace ou pour d'autres raisons ;
- la fissuration est définie par des fissures visibles sur la surface du bloc d'encrochement naturel ou artificiel. Les fissures peuvent être superficielles ou pénétrer profondément au sein du bloc. La fissuration est potentiellement plus grave dans les blocs en béton minces ;
- la fragmentation se produit lorsque les fissures progressent jusqu'au point où le bloc se casse en au moins deux morceaux principaux. La fragmentation a des conséquences graves pour la stabilité de la carapace et introduit un risque de rupture imminente et catastrophique.

Défauts de talus

Lorsqu'il se produit une perte d'encrochements ou un tassement dans une zone suffisamment large pour que la forme ou la pente du talus change, on parle de « défaut de talus ». Ils se produisent lorsque de nombreux blocs d'encrochement adjacents (ou blocs de la sous-couche) se tassent ou glissent d'un seul tenant. Il existe deux types de défaut de talus :

- le raidissement du talus est un processus localisé au cours duquel la surface inclinée devient plus pentue qu'au moment du dimensionnement ou de la construction. Le raidissement est la preuve d'une rupture en cours sur le talus d'un ouvrage en encrochement ;
- le glissement est une perte généralisée de la carapace qui chute directement vers le bas du talus. Contrairement au raidissement, ce problème est généralement causé par des ruptures plus graves au pied de l'ouvrage. La rupture du talus peut découler d'un important affouillement sous le pied, tel que ceux qui se produisent dans une embouchure où sévissent de forts courants, ou d'une rupture dans des sols médiocres et cohésifs lorsque la contrainte de cisaillement du sol est dépassée.

Tableau 10.13 Évaluation descriptive de la perte d'engrochement (d'après USACE, 2003)

| Évaluation structurale (maintenance habituellement associée) | Description |
|--------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Aucun dommage ou dommage mineur (aucune action) | <p>Tout au plus, léger mouvement de l'engrochement à certains points isolés.</p> <p>Le mouvement a engendré une dépression qui n'excède pas 1/4 du diamètre d'un engrochement (naturel ou artificiel).</p> <p>Le mouvement a causé une certaine ondulation le long de la surface du talus avec des cavités inférieures aux 3/4 de l'épaisseur de la carapace.</p> <p>Les éventuelles formations de ponts se trouvent au-dessus de vides dont la dimension est inférieure à la moitié du diamètre de l'engrochement. La sous-couche peut être visible à certains endroits mais il n'y a eu aucune perte de matériau.</p> |
| Dommage modéré (réparation) | <p>Quelques engrochements perdus par endroits, laissant des vides ou des cavités à peu près de la taille d'un bloc d'engrochement; les blocs situés autour du vide peuvent se balancer ou se déplacer progressivement.</p> <p>La sous-couche ou le noyau peuvent être visibles à ces endroits, mais la position de l'engrochement empêche encore la perte de ces matériaux.</p> <p>On peut observer à plusieurs endroits la formation de ponts d'un diamètre égal à un bloc d'engrochement.</p> <p>Des blocs ont été perdus ou déplacés dans la même portion d'ouvrage.</p> <p>Les cavités sont juste assez larges pour permettre une perte de la sous-couche.</p> |
| Dommage majeur (réhabilitation) | <p>Les blocs d'engrochement ont été complètement déplacés ou perdus.</p> <p>Les cavités sont assez larges pour que les éléments constitutifs du noyau ou de la sous-couche soient facilement perdus.</p> <p>Les blocs d'engrochement ont été complètement déplacés ou perdus.</p> <p>La perte de sous-couche est évidente.</p> <p>Les blocs ont disparu ou ont été complètement déplacés. L'ouvrage se défait.</p> |

10.4.4 Options de gestion

Une fois les évaluations terminées, les gestionnaires d'ouvrage doivent se décider pour une ou plusieurs des actions de maintenance (voir la Section 10.5) énumérées brièvement ci-dessous :

- ne pas effectuer de travaux de réparation ou de remplacement et attendre le prochain rapport de surveillance planifiée ;
- ne pas effectuer de travaux de réparation ou de remplacement mais initier une prochaine surveillance supplémentaire de l'état de l'ouvrage et/ou des conditions environnementales ;
- effectuer une inspection approfondie supplémentaire avant de prendre une décision ;
- entreprendre des travaux de réparation ou de remplacement temporaires ou d'urgence ;
- entreprendre des travaux de réparation ou de remplacement permanents ;
- lancer l'élaboration d'un nouvel ouvrage (réhabilité ou de remplacement) ;
- lancer l'abandon ou la destruction de l'ouvrage.

USACE (2003) a résumé les principales indications selon lesquelles un ouvrage nécessite une forme de réparation ou de réhabilitation :

- un dommage a été causé par des tempêtes ou par d'autres événements tel qu'un choc de navire ou un séisme ;
- des inspections périodiques de l'état de l'ouvrage indiquent une détérioration progressive jusqu'au point où la fonctionnalité de l'ouvrage est menacée ;
- la surveillance des performances indique que l'ouvrage ne fonctionne pas comme prévu ;

- l'ouvrage souffre de dommages chroniques dus à la sous-estimation des charges de dimensionnement ;
- la fonction prévue de l'ouvrage est modifiée afin qu'il fournisse un service nouveau ou amélioré, qui ne figurait pas dans la conception.

Les décisions prises en réponse à un rapport de surveillance doivent être rapportées aux critères de performance et de rupture qui ont été déterminés lors de la phase de conception et établies en relation avec la stratégie de gestion du cycle de vie (voir la Section 2.4.1). Les critères de performance et de rupture peuvent varier si les connaissances techniques évoluent et si les exigences de fonctionnement d'un ouvrage changent suite à des modifications de son utilisation ou des normes de sécurité. Les informations obtenues lors de l'évaluation de l'état de l'enrochement et de l'évaluation fonctionnelle sont utilisées en association avec le programme de cycle de vie du projet et donnent lieu à des recommandations de maintenance ou d'inspections supplémentaires. Les résultats de l'évaluation du dommage subi par l'enrochement et les exigences fonctionnelles fourniront une matrice de seuils de performance, de dommage mesuré et, éventuellement, de prédiction des dommages à venir. L'une des questions à laquelle il est le plus difficile de répondre est : « À quel moment un ouvrage ou un projet côtier doit-il être réparé ou réhabilité ? ». Ceci dépend, bien entendu, des fonctions du projet et de l'importance de l'ouvrage par rapport à d'autres ouvrages nécessitant des réparations. Si l'un des seuils de performance minimale, lié aux programmes de coûts du cycle de vie, a été franchi, il faut procéder à la maintenance. Les procédures suivantes sont incluses dans le processus de prise de décision :

- examiner le plan de gestion du cycle de vie et le modifier le cas échéant ;
- examiner les critères de performance fonctionnelle précédemment établis et les modifier le cas échéant ;
- comparer les résultats de l'évaluation de l'état de l'enrochement avec les seuils de performance :
 - déterminer le risque de rupture (probabilité),
 - déterminer la probabilité de risque de dommage à l'infrastructure,
 - définir les risques acceptables (Section 2.3.3.2).
- comparer l'évaluation du dommage avec les changements de performances (Section 10.4.2.2) pour identifier l'exigence requise pour l'un des éléments suivants :
 - fréquence de surveillance modifiée,
 - réparation,
 - réhabilitation ;
- prédire la durée de vie résiduelle utile ;
- si les niveaux de déclenchement ont été dépassés, planifier les travaux de maintenance :
 - utiliser l'évaluation du dommage pour identifier l'emplacement et l'ampleur des réparations requises,
 - étudier les différentes méthodes de réparation possibles (Section 10.5) ;
- examiner les coûts de la maintenance requise :
 - comparer les coûts avec le budget disponible et réviser le programme de travaux ou le budget si nécessaire,
 - étudier les implications qu'aurait le fait de repousser la maintenance si le budget devait limiter les réparations,
 - étudier la planification avancée du budget ;
- établir des priorités dans le programme de maintenance :
 - les réparations cruciales doivent être effectuées immédiatement,

- il faut intervenir là où le risque de rupture ou de dommage supplémentaire est le plus élevé,
- il faut intervenir sur les éléments des ouvrages qui sont susceptibles d'être endommagés les premiers,
- les ouvrages dont la fonction est vitale ont une plus grande probabilité d'être réparés rapidement, tandis que les ouvrages moins essentiels peuvent continuer à remplir leur fonction dans un état endommagé ou détérioré pendant plusieurs années, jusqu'à ce que le financement soit disponible,
- les réparations moins critiques, dans le cas où la perte de fonctionnalité est faible et où il est peu probable qu'un dommage supplémentaire se produise, peuvent être planifiées de manière à respecter les exigences budgétaires.

10.5 MAINTENANCE, RÉPARATION ET RÉHABILITATION

10.5.1 Remarques générales sur la maintenance

Les recommandations générales de maintenance concernant les réparations et la réhabilitation d'ouvrages sont moins bien développées que celles qui concernent la construction de nouveaux ouvrages. La raison en est que le dommage, ou la détérioration, est souvent localisé et spécifique à l'ouvrage donné, ce qui peut nécessiter des approches innovantes. Cette section propose des conseils généraux applicables à tous les ouvrages en enrochement.

10.5.1.1 *Modification des conditions de dimensionnement*

Les paramètres de dimensionnement réels (houle, hauteurs d'eau, fréquence des tempêtes) restent habituellement les mêmes entre la construction initiale et le moment où des réparations sont nécessaires. Il peut y avoir des exceptions si l'exposition à la houle a été modifiée (p. ex. par la construction d'un brise-lames) ou si la bathymétrie a changé (élévation d'une barre de haut fond de jusant, creusement ou raidissement du profil, érosion du pied, variation du niveau de la mer). Il est possible que les paramètres de dimensionnement disponibles soient plus fiables que pour la construction d'origine ou lors des interventions de réparation/réhabilitation précédentes. Par exemple, plusieurs années de mesures de la houle peuvent enrichir les statistiques relatives au climat de houle. Ceci est souvent influencé par les données représentatives des tempêtes majeures que l'on soupçonne d'avoir causé un dommage.

Les techniciens qui élaborent les réparations et les réhabilitations doivent faire appel à toutes les connaissances disponibles à propos des performances d'anciens projets, y compris les performances d'ouvrages similaires. Les données issues de la surveillance, qui ont été collectées avant que le dommage ne se produise, peuvent être cruciales pour comprendre pourquoi l'ouvrage a été endommagé et comment éviter que cela ne se reproduise. L'ouvrage peut désormais entrer dans le champ d'application des réglementations ou des restrictions environnementales qui n'existaient pas à l'époque de la construction d'origine. Par conséquent, il se peut qu'il ne soit pas possible de réparer ou de réhabiliter l'ouvrage avec la même méthode de construction ou avec les mêmes matériaux. De la même manière, les normes de dimensionnement peuvent avoir changé ou avoir été appliquées à seulement certains types d'ouvrage ou de composants structurels. Pour les ouvrages les plus anciens, le critère de dimensionnement d'origine des contraintes environnementales peut avoir une importance moindre parce que les contraintes environnementales n'avaient probablement pas été caractérisées correctement.

10.5.1.2 *Principes de base pour la planification des réparations*

Chaque intervention de réparation ou de réhabilitation est unique. Toutefois, les recommandations générales énoncées ci-dessous s'appliquent à de nombreux ouvrages.

Étudier les critères de dimensionnement, les plans et les spécifications d'origine et identifier les principaux éléments pris en compte par le concepteur. Les plans de récolement sont particulière-

ment importants parce qu'ils fournissent des informations sur ce qui a réellement été construit et mettent en évidence les changements dictés par les conditions locales, qui n'avaient pas été identifiés au cours du dimensionnement.

Déterminer la cause du problème. Elle peut être évidente – une tempête majeure par exemple – mais parfois la cause ne sera pas facile à déterminer. Par exemple il est possible de perdre des blocs d'enrochement suite à des événements extrêmes, par rupture du bloc en éléments plus petits, ou par affaissement de toute la carapace. Les données de surveillance fournissent souvent de précieuses informations. Étudier les modes de rupture pour le type d'ouvrage en question et déterminer les dommages subis par l'ouvrage. Ne pas oublier que le dommage ou la rupture peuvent avoir été causés par une association de circonstances plutôt que par un facteur unique. Si la véritable cause du dommage n'est pas identifiée, il existe un risque qu'un futur dommage se produise de la même manière. Le passé de l'ouvrage, qui a été enregistré grâce à la surveillance de son état, donnera les détails des réparations ou des modifications qui ont été effectuées, ainsi que des différentes méthodes de réparation qui ont été utilisées.

Si le dommage peut être attribué à une tempête unique ou à une série de tempêtes, **estimer la sévérité des événements** en utilisant les données et les observations disponibles. La précision des estimations est essentielle pour dimensionner une réparation qui résistera à des événements futurs d'une force similaire.

Inspecter l'ouvrage existant par rapport aux plans de récolement et localiser les différences. Cette démarche peut permettre d'isoler les zones problématiques, ainsi que d'identifier les régions où des dommages pourraient se développer à l'avenir.

Élaborer une solution au problème. Si possible, proposer plusieurs solutions et préparer une estimation des coûts pour chacune d'elles. Les coûts associés à l'évaluation ou à l'optimisation du projet final doivent être inclus. Pour les opérations de réparation ou de réhabilitation de grande envergure, la modélisation physique ne représentera qu'une petite partie du coût total, et sera parfaitement rentabilisée puisqu'elle contribue à optimiser le dimensionnement. Pour les ouvrages plus modestes, les économies de coûts potentielles ne justifieront peut-être pas des essais approfondis en laboratoire.

Élaborer une réparation qui résout le problème sans modification importante. Si un ouvrage doit être modifié de manière considérable afin d'être fonctionnel, il est possible qu'il ait été mal dimensionné à l'origine, et il devrait peut-être être intégralement réévalué par le concepteur. Il n'est généralement pas rentable de sous-dimensionner un ouvrage à un tel point que la sous-couche ou le noyau soient exposés lorsqu'un dommage se produit. Dans ce cas de figure, les réparations équivalent à une réhabilitation majeure et sont par conséquent onéreuses. Les procédures de maintenance économique sont progressivement réduites à des réparations effectuées sur la carapace. Dans les cas où l'on a utilisé des matériaux de faible granulométrie ou sous-dimensionnés lors de la construction, les prévisions de dommage et les réparations régulières qui en découlent peuvent faire partie intégrante du processus de dimensionnement et de gestion. Les principaux éléments pris en considération sont alors la disponibilité des matériaux et des équipements et l'accès à ces matériaux et équipements.

10.5.1.3 Réutilisation et approvisionnement en matériaux

Il existe trois sources d'approvisionnement en enrochements pour la maintenance :

1. Réutilisation d'enrochements existants.
2. Utilisation de nouveaux enrochements.
3. Amélioration de la stabilité des enrochements présents.

Étant donné que l'enrochement est réutilisable, les travaux de réparation peuvent ne consister qu'à récupérer des blocs délogés et à les remettre sur la face de l'ouvrage, lorsque l'accès est possible. La réparation devra garantir une bonne imbrication afin de réduire la possibilité que le

dommage se répète. Dans d'autres situations, les réparations exigeront des nouveaux enrochements. Si, lors de la phase de conception, un accès convenable a été prévu, et si cela est rentable, il est possible d'importer autant de blocs d'enrochement que nécessaire. Toutefois, il est très onéreux d'importer de petites quantités d'enrochement supplémentaire, en particulier si la source est éloignée. Si, dès les phases de conception et de construction, il apparaît que l'accès sera difficile ou impossible pour les camions de transport après la construction, il faudra envisager la possibilité de stocker des matériaux de rechange sur le site dans le cadre de l'opération de construction initiale (voir les Chapitres 6, 7, 8 et 9). Ces blocs peuvent être empilés, enterrés sous des matériaux fins ou utilisés pour délimiter des routes d'accès. Ils peuvent éventuellement être conservés sous l'eau, c'est-à-dire près de l'enracinement de la digue. La disponibilité du matériau et des équipements de construction doit être prise en compte. Par exemple, une carrière locale ayant produit l'enrochement d'origine peut ne plus être en exploitation et il peut ne pas y avoir d'autre fournisseur local d'enrochement qui convient. Par conséquent, il se peut que l'on doive utiliser des blocs d'enrochement artificiel à la place des blocs naturels.

10.5.1.4 Accès et équipements

L'accès pour les équipements de réparation à, le long de et autour de l'ouvrage est crucial et doit être pris en compte au moment de la description et du dimensionnement des nouveaux ouvrages en enrochement :

- l'accès à la construction d'origine se trouve souvent sur le noyau ou la sous-couche d'un ouvrage partiellement achevé ou se fait à partir d'un ouvrage temporaire onéreux. Une fois que la construction est achevée, ces formes d'accès ne seront plus disponibles pour les interventions de réparation, ce qui réduit les options d'équipement et d'accès au site pour les réparations. Par exemple, l'ouvrage d'origine peut avoir été construit à partir d'une route d'accès située sur la crête de l'ouvrage, tandis que les réparations devront peut-être être effectuées à partir d'équipements flottants ;
- depuis les interventions précédentes sur l'ouvrage, les évolutions de la zone environnante peuvent avoir modifié de manière significative l'accès au site pour la construction ainsi que le stockage des matériaux. Cela influencera le dimensionnement en limitant les options de séquences de construction ;
- des couronnements en béton sont parfois intégrés, en partie pour prendre des dispositions pour la maintenance future. Ils ne sont toutefois utiles à cet égard que s'il peut être garanti que les tempêtes ne les endommageront pas.

Les équipements terrestres habituellement utilisés pour les réparations des carapaces sont énumérés au Tableau 10.14, on y trouve par ailleurs des commentaires sur leur adéquation et sur les éventuelles contraintes d'accès (voir également les Sections 9.3.2 et 9.3.3). Les équipements de manutention sont abordés au Tableau 10.15. Pour les travaux de réparation, l'excellente capacité de manutention et de mise en place dirigée d'une pince en fait souvent l'outil préféré. En effet la pince permet un travail plus rapide dans la mesure où les blocs peuvent être facilement sélectionnés dans une zone de stockage ou placés à un endroit précis sur l'ouvrage. Cet outil peut également être utilisé pour pousser le bloc en position. Des équipements flottants spécialisés peuvent être nécessaires pour la maintenance de certains ouvrages ; les techniques sont similaires à celles qui ont été présentées aux Sections 9.3.4 et 9.3.5.

Tableau 10.14 Équipements de construction pour la réparation des carapaces en enrochement effectuée depuis la terre

| Équipements | Accès |
|--------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Pelle hydraulique sur chenilles | Appropriée sur les plages meubles ; également utilisée pour rouler sur de gros blocs d'enrochement sur la crête de l'ouvrage sous la conduite d'un contremaître expérimenté |
| Pelle hydraulique sur pneus | Ne convient que lorsque l'on dispose d'un accès en dur, ou que les enrochements sont relativement petits et que la portée est faible |
| Grue sur chenilles | Convient aux zones éloignées d'un ouvrage, dans le cas où l'on dispose d'un accès en dur au-dessus de l'eau |
| Ponton auto-élévateur équipé d'une grue ou d'une pelle | Convient aux sites qui ne sont jamais hors d'eau et où l'accès le long de l'ouvrage n'est pas disponible |

Tableau 10.15 Équipements de manutention pour la réparation des carapaces en enrochement effectuée depuis la terre

| Équipements de manutention | Commentaires |
|------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Godet | Ramassage et placement dirigés ; limitations dans le placement et le déplacement ; tendance à laisser tomber des blocs, plus efficace avec des blocs légers < 2 t |
| Grappin | Ramassage et placement non-dirigés ; difficile de ramasser des blocs individuels sur la face de l'ouvrage |
| Pince | Idem à ci-dessus pour la manutention. Souvent l'équipement préféré pour le placement des enrochements. Ce dispositif est plus lent sur une grue que sur une pelle |
| Bennes | Applicables dans les zones où il est difficile d'importer des blocs d'enrochement lourds ; contrôle limité |
| Chaînes et anneaux de levage | Conviennent lorsque l'enrochement ne doit pas être déplacé loin sur l'ouvrage |

10.5.2 Réparation et réhabilitation des ouvrages en enrochement naturel

La maintenance se décompose en deux catégories principales (USACE, 2003) :

- **les réparations** : réparer les portions d'un ouvrage qui ont été endommagées par la houle, les vents, les courants, les surcotes, les impacts ou l'activité sismique ;
- **la réhabilitation ou la modernisation** : rénover les composants abîmés d'un ouvrage pour les remettre dans leur état d'origine ou moderniser l'ouvrage afin qu'il supporte des sollicitations plus élevées.

Les réparations des ouvrages à talus en enrochement consistent généralement à reconstruire l'ouvrage ou à remplacer l'enrochement par un nouveau matériau. Dans certains cas, les réparations peuvent être effectuées à l'aide d'un scellement bitumineux ou à base de béton. Les observations suivantes distinguent le dimensionnement des réparations faites sur des ouvrages à talus en enrochement du dimensionnement des nouveaux ouvrages :

- les réparations sont faites sur un ouvrage en enrochement existant qui peut avoir été endommagé par l'action d'une tempête, ce qui a eu pour conséquence soit d'abaisser la crête, soit d'adoucir la pente des talus par rapport à ce qui avait été initialement construit ;
- l'enrochement d'origine peut être mélangé à l'enrochement de la sous-couche ;
- il est difficile de changer le talus en enrochement pour qu'il corresponde aux paramètres de dimensionnement ;
- il est plus difficile d'encastrier et de consolider une nouvelle butée de pied que dans les nouvelles constructions ;

- les transitions entre la section de réparation et le talus intact existant doivent être réalisées sans créer de faiblesses dans la carapace ;
- les réparations effectuées sur les talus en enrochement peuvent nécessiter le mélange de différentes tailles et de différents types d'enrochement (p. ex. recouvrement des blocs naturels avec des blocs de béton) ;
- pour commencer les réparations, il est souvent nécessaire d'enlever tout ou une partie d'un talus en enrochement endommagé et, dans certains cas, les blocs d'enrochement cassés. Cette opération exposera temporairement la sous-couche et, au cours des réparations, il pourra être nécessaire d'enlever les matériaux du site ou de les stocker afin de les réutiliser ;
- les réparations ponctuelles de dommages isolés sur les talus en enrochement exigent une mobilisation substantielle d'équipements et il est possible de devoir les ajourner en l'absence de méthodes économiques ;
- les injections de béton et de bitume peuvent servir de réparations, en particulier si la taille de l'enrochement existant est considérée comme trop petite pour garantir la stabilité et si des blocs plus grands ne sont pas facilement disponibles.

Selon l'état du dommage ou de la détérioration de l'ouvrage à talus en enrochement, les options de réparation vont d'un réhabillage mineur de la carapace à un remplacement complet de l'ouvrage. Pope (1992) a énuméré les options habituelles de réparation des ouvrages en enrochement, reprises au Tableau 10.16.

Tableau 10.16 Options de réparation des ouvrages à talus en enrochement (d'après Pope, 1992)

| Zone à problème | Options (ouvrages côtiers) | Options (ouvrages en rivière et canal) |
|---------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Réparations du talus et de la crête | <ul style="list-style-type: none"> • Colmatage (ajustement de la surface de l'enrochement en y intégrant des matériaux plus petits), resurfaçage • Ajout d'enrochement • Reconstruction de la couche • Surélévation de la crête • Enterrement de l'enrochement existant | <ul style="list-style-type: none"> • Colmatage, resurfaçage, ajout de blocs d'enrochement similaires ou différents pour remplir les trous au-dessus de l'eau • L'érosion due au sillage des hélices doit être réparée en déversant un enrochement de plus grande taille au sommet du linéaire de berge érodée • Couper les buissons et les arbres de manière régulière • Légère érosion non réparée mais la vitesse de navigation maximale autorisée est abaissée |
| Réparations de la butée de pied et des fondations | <ul style="list-style-type: none"> • Reconstruction de la butée de pied • Tapis anti-affouillement • Ajout d'une berme ou d'une tranchée de pied | <ul style="list-style-type: none"> • Nouveau matelas de fascine chargé d'enrochement « petit » ou « moyen » |
| Réparation du noyau ou colmatage des vides | <ul style="list-style-type: none"> • Blocs de béton préfabriqués • Toile filtrante (géotextile) • Scellement | <ul style="list-style-type: none"> • Reconstruction du filtre et du sous-sol |
| Rupture | <ul style="list-style-type: none"> • Remplacement de l'ouvrage d'origine • Suppression complète de l'ouvrage existant | <ul style="list-style-type: none"> • Remplacement de l'ouvrage d'origine • Enlèvement complet de l'ouvrage existant |

10.5.3 Réparations

10.5.3.1 Carapace

Il existe quatre catégories de réparations sur une carapace :

- remplacement ponctuel de blocs d'encrochement naturel ou artificiel cassés ou délogés ;
- recouvrement des carapaces existantes ;
- remplacement des carapaces ;
- reconstruction de l'ouvrage.

Les règles de dimensionnement pour les réparations des carapaces sont rares et l'on applique souvent des méthodes empiriques dictées par le bon sens, qui tiennent compte du caractère unique de chaque réparation. L'expérience des réparations passées effectuées sur le même ouvrage ou sur des ouvrages similaires fournit de précieuses informations (USACE, 2003).

10.5.3.2 Remplacement ponctuel ou localisé de blocs d'encrochement cassés ou délogés

Si la carapace principale a été endommagée par un déplacement de blocs d'encrochement individuels et si le pourcentage de blocs déplacés n'excède pas 5 %, il est souvent possible de réparer la carapace en remplaçant les blocs délogés par des blocs de type et de dimensions similaires (Groeneveld *et al.*, 1985). Il est acceptable de réutiliser les blocs déplacés en association avec de nouveaux blocs, sous réserve que les blocs anciens soient encore en bon état et n'aient pas été cassés en éléments plus petits. Si le dommage est occasionné par une sollicitation similaire à celle de l'événement de dimensionnement, ceci peut être acceptable. Si le dommage a été causé par des tempêtes fréquentes, la réparation au moyen de blocs similaires peut ne pas garantir une protection adéquate à long terme (USACE, 2003).

Le remplacement localisé ou « ponctuel » de blocs d'encrochement délogés est la moins onéreuse des options de réparation, parce qu'il exige un temps de mobilisation inférieur, que les coûts liés aux matériaux sont inférieurs et qu'il nécessite moins de manipulation des blocs existants. Toutefois, le coût par bloc remplacé est très élevé à cause du fort coût d'installation de chantier. Les blocs d'encrochement peuvent être généralement délogés à proximité de la ligne d'eau au repos et les réparations peuvent être réalisées à l'aide d'équipements installés sur la crête de l'ouvrage, si elle est accessible, ou par des pelles hydrauliques qui peuvent se déplacer sur le talus de l'ouvrage. Il est difficile de déplacer des équipements sur des blocs d'encrochement de grande taille et ce processus est souvent limité à l'encrochement dont la limite supérieure est d'environ 6 t. Les mouvements doivent être faits avec précaution, car les chenilles des pelles sont facilement endommagées. Dans le cas des ouvrages dont la crête est inaccessible ou sur lesquels l'établissement d'une voie de construction temporaire est trop coûteux, les réparations peuvent être faites à partir d'installations flottantes, mais ceci est extrêmement cher à mettre en place, sauf si ces installations sont disponibles localement.

Avant de commencer les réparations, il faut enlever les blocs mobiles de la zone endommagée. Les vides qui se trouvent au-dessus du niveau de l'eau au repos sont alors remplis avec de nouveaux blocs. Dans la pratique, il est possible qu'il faille dégager de nombreux blocs avant de pouvoir replacer un seul encrochement, ce qui rend le processus très exigeant en main-d'œuvre. Les vides qui se trouvent de part et d'autre du niveau de l'eau au repos peuvent être remplis avec de nouveaux blocs et les blocs d'encrochement voisins qui n'ont pas été déplacés peuvent être réorientés afin de renforcer l'imbrication. Les circonstances locales peuvent exiger l'enlèvement d'une section en V de la carapace supérieure pour faciliter ce type de réparation tout en maintenant l'imbrication, ce qui nécessite l'enlèvement d'un volume important d'encrochement en cas de long talus. On peut également utiliser les encrochements existants qui constituent la carapace et se trouvent au-dessus du vide pour remplir ce dernier, ce qui revient à déplacer progressivement le vide en remontant le talus vers la crête, où il est alors possible d'ajouter de nouveaux blocs d'encrochement (Ward et Markle, 1984).

Cette méthode contribue à garantir que le contact entre les blocs est convenable dans la zone réparée et dans le talus au-dessus de cette zone. Les principales difficultés sont d'obtenir des blocs d'enrochement de la bonne taille et de la bonne forme pour réparer le vide, et de maintenir une imbrication satisfaisante lors du remplacement des blocs enlevés. Cette méthode permet également d'éviter les multiples manipulations d'enrochements et la nécessité de stocker les blocs existants. Il est crucial pour la stabilité de la réparation ponctuelle de parvenir à imbriquer les blocs. Si une carapace endommagée est correctement imbriquée dans les portions non-endommagées, le remplacement ou le déplacement de ces blocs au cours des réparations ponctuelles peut engendrer de nouvelles faiblesses dans la carapace et réduire la stabilité de l'enrochement. De la même manière, pour que la réparation soit stable, les nouveaux blocs d'enrochement placés sur l'ouvrage doivent être correctement disposés, afin de garantir un contact maximal avec les blocs alentours (USACE, 2003).

Les réparations ponctuelles sous-marines sur les talus sont extrêmement difficiles à mener. Il est habituellement très inconfortable de défaire l'enrochement puis de reconstruire le profil de dimensionnement. À la place, on dispose habituellement les blocs directement à l'intérieur et autour de la zone du vide et on obtient l'imbrication en faisant des réajustements mineurs sur les enrochements avoisinants et en ajoutant plus de matériau. Il en résulte souvent une variation localisée par rapport au profil de dimensionnement, et la vulnérabilité de l'ouvrage est maintenue. Les réparations ponctuelles qui nécessitent la mobilisation d'installations flottantes sont très coûteuses et elles ne sont en général effectuées que lorsqu'il existe un risque considérable pour la stabilité ou la fonctionnalité de l'ouvrage.

La stabilité des blocs d'enrochement artificiel imbriqués repose sur cette imbrication entre blocs adjacents (USACE, 2003). Groeneveld *et al.* (1985) recommande que, lors des réparations de carapaces de blocs artificiels, les blocs endommagés ainsi que les blocs sains soient enlevés de l'emplacement de la réparation tout le long du talus en remontant vers la crête, puis qu'ils soient tous remplacés par des blocs sains. L'imbrication est ainsi garantie sur tout le talus en enrochement. Turk et Melby (1997) suggèrent deux méthodes de réparation des talus constitués d'enrochement artificiel :

- la **méthode de réparation ponctuelle**, utilisée pour réparer un petit groupe de blocs cassés. Ces derniers sont enlevés du talus et remplacés par de nouveaux blocs. Étant donné qu'il n'y a que peu de manipulation des blocs adjacents non-endommagés, il faut faire attention à garantir une bonne imbrication des nouveaux blocs avec les anciens. En règle générale, les blocs d'enrochement artificiel ne peuvent pas être réparés et doivent être remplacés ;
- la **méthode de réparation dite de « l'entaille en V »**, qui est de plus grande ampleur puisque l'enrochement est enlevé depuis la zone endommagée jusqu'au sommet du talus en suivant la forme d'un V qui s'élargit en approchant de la crête de l'ouvrage. L'entaille est alors remplie soit par de nouveaux blocs soit par une combinaison de nouveaux et d'anciens blocs.

10.5.3.3 Butées de pied et bermes

La manière la plus efficace de réparer une berme immergée est d'ajouter de nouveaux matériaux sur la berme existante, ce qui permet de restaurer la berme jusqu'à retrouver la coupe de dimensionnement. Si le dommage est mineur et si l'on pense qu'il a été causé par un dépassement des conditions de dimensionnement, le nouveau matériau pourra être de la même taille ou légèrement plus grand que celui qui se trouvait à cet emplacement à l'origine. Si le dommage est grave, il peut être nécessaire de redimensionner la berme en utilisant des blocs d'enrochement plus gros. Il peut être possible de placer la nouvelle berme sur ce qui reste de la berme endommagée mais, dans certains cas, tout ou une partie du matériau de la berme existante devra être enlevé. L'enlèvement de matériaux dispersés peut être nécessaire si ces derniers interfèrent avec la navigation ou avec d'autres activités. Les ouvrages existants peuvent être modernisés par l'ajout d'une berme pour réduire l'énergie de la houle et accroître la stabilité de la carapace principale. Une berme peut également réduire le run-up et le franchissement de la houle sur des ouvrages qui ne se comportent pas comme prévu. Markle (1986) présente des exemples de problèmes de stabilité en présence de butée de pied en enrochement, ainsi que des règles détaillées de dimensionnement et de réparation. La stabilité de la butée de pied est un problème majeur qui est sou-

vent lié soit à un mauvais calibrage et placement de l'enrochement de la butée de pied, soit à un phénomène d'affouillement sous la berme de pied.

L'instabilité de la butée de pied causée par la houle et les courants qui affouillent le fond proche de l'ouvrage est problématique. Il est possible d'ajouter des matériaux au pied pour reconstruire le profil d'une butée de pied endommagée par la chute de blocs dans la fosse d'affouillement, ou de construire un tapis anti-affouillement, afin de protéger la butée de pied des effets de l'affouillement. Il existe une troisième solution, plus chère, qui consiste à excaver puis à reconstruire le pied de l'ouvrage. Si l'on choisit cette voie, il faut faire attention à ne pas déclencher de rupture du talus de la carapace principale au cours des réparations. Il peut être intéressant de redimensionner une butée de pied endommagée pour qu'elle soit plus grande qu'à l'origine afin de réduire le run-up et le franchissement et d'accroître la stabilité de l'enrochement.

Certaines conceptions incluent des dispositions de protection anti-affouillement, généralement sous la forme d'un tapis anti-affouillement qui s'éloigne jusqu'à une certaine distance du pied de l'ouvrage. La protection anti-affouillement est plus souvent ajoutée à un ouvrage après que la surveillance ait révélé que des fosses d'affouillement avaient été formées par les courants, la houle ou une combinaison des deux. Par exemple, si l'affouillement a fragilisé la butée de pied de l'ouvrage, le plan de réparation doit inclure une certaine forme de protection anti-affouillement pour éviter que cela ne se reproduise. Il est difficile de prévoir le phénomène d'affouillement, et l'expérience passée en reste le meilleur indicateur. Il n'y a que peu de différences entre le fait de dimensionner la protection anti-affouillement dans le cadre de la réparation ou de la réhabilitation de l'ouvrage et celui de dimensionner la protection pour un nouvel ouvrage. Une fois que l'affouillement s'est produit, l'une des principales décisions à prendre est celle de remplir – ou non – la fosse d'affouillement avant de placer un soubassement d'enrochement de protection. Si la fosse d'affouillement est proche du pied de l'ouvrage et que ses pentes latérales sont très raides, il y a un risque que le pied n'y tombe, soit du fait d'une rupture du talus en enrochement soit à cause d'un glissement circulaire. Il s'agit d'une décision difficile parce qu'il n'existe aucune règle relative à l'instabilité d'un talus en enrochement par rapport aux pentes latérales d'une fosse d'affouillement proches du pied de l'ouvrage. En outre, les fosses d'affouillement profondes témoignent de forts courants locaux. En remplissant ces fosses d'affouillement, il se peut que l'on accroisse significativement ces courants et que cela n'entraîne un affouillement sur des portions du fond voisines et non-protégées.

10.5.3.4 Colmatage des vides

Les ouvrages en enrochement ont un degré de perméabilité qui varie de manière significative selon le dimensionnement de la coupe transversale. Cette perméabilité absorbe l'énergie de la houle, réduit le run-up, le franchissement et la réflexion de la houle et renforce de manière générale la stabilité de la carapace. Si les ouvrages en enrochement sont situés dans des zones littorales actives, le sable peut s'écouler à travers les ouvrages perméables et se déposer sous forme de barres du côté terre de l'ouvrage. La perméabilité des ouvrages à talus en enrochement récemment construits peut diminuer légèrement avec le tassement de l'ouvrage et le déplacement des blocs dans les vides. Inversement, la perméabilité de l'enrochement peut augmenter dans le temps si les matériaux constitutifs du noyau de plus petite taille sont emportés loin de l'ouvrage par la houle ou si des portions de la carapace subissent un dommage. Dans les situations où la perméabilité de l'ouvrage pose des problèmes, il est possible de la réduire en « colmatant les vides ». Au cours de ce processus, on injecte dans l'ouvrage du mastic ou un scellement, pour remplir les vides (USACE, 2003). À l'aide de techniques mises au point par le génie civil et minier, il est possible de remplir des vides intérieurs dont le diamètre peut aller jusqu'à 1 m. Toutefois, en l'absence d'une expérience de terrain à long terme en environnement aquatique, la longévité des mastics et scellements injectés dans les ouvrages en enrochement reste une inconnue.

10.5.4 Réhabilitation et renforcement de grande ampleur

10.5.4.1 Rechargement des carapaces endommagées

Si un dommage très étendu sur la carapace entraîne le déplacement ou l'affaissement de grandes sections d'enrochement, il peut être possible de réparer l'ouvrage en rajoutant une sur-couche composée de blocs similaires ou non. Ces sur-couches peuvent également servir à surélever la crête pour réduire le franchissement ou à aplanir le talus pour améliorer la stabilité. La construction d'une sur-couche est onéreuse à cause de la quantité de nouveaux blocs d'enrochement nécessaires mais elle coûte moins cher que de remplacer intégralement la carapace.

Le profil de l'ouvrage peut être endommagé lorsque les blocs d'enrochement sont délogés, que les matériaux de la sous-couche disparaissent, ou qu'il se produit une rupture de la butée de pied et un effondrement du talus. Dans certains cas, la coupe de l'ouvrage qui en résulte aura une hauteur de crête plus basse et des talus moins inclinés que ceux de l'ouvrage d'origine. Le dimensionnement de la sur-couche exige que l'on ait identifié la cause du dommage. Si ce dernier résulte de l'instabilité de l'enrochement, la sur-couche devra être constituée de blocs d'enrochement capables de résister à l'action hydrodynamique; ceci implique un enrochement de sur-couche plus lourd que celui d'origine ou placé sur un talus moins raide. Lorsque l'on ne dispose pas de blocs suffisamment lourds, la seule option consiste à employer des blocs artificiels (voir la Section 3.12 et la Section 6.1).

Les sur-couches en enrochement doivent être vérifiées comme suit.

Sur-couche en enrochement naturel en simple couche

Il n'existe aucun coefficient de stabilité établi pouvant être utilisé dans une formule de stabilité pour les sur-couches en enrochement naturel en simple couche placées sur des ouvrages existants. Il ne convient pas d'utiliser des coefficients de stabilité publiés calculés pour les carapaces en double couche ou les nouvelles constructions en simple couche. Des essais sur modèles physiques doivent être utilisés pour optimiser le dimensionnement des sur-couches en simple couche. Wolf (1989) donne une vue d'ensemble de la construction d'une carapace en simple couche et propose des recommandations générales sur le placement et la stabilité de l'enrochement, bien que cela soit différent d'une sur-couche.

Sur-couche en enrochement naturel en double couche

La plupart des coefficients de stabilité relatifs à l'enrochement naturel reposent sur des conceptions en double couche, et ces coefficients devraient convenir aux sur-couches en double couche, sous réserve que l'on porte suffisamment d'attention à l'interface avec le talus en enrochement qui se trouve sous la sur-couche. Les ouvrages de grande envergure justifient des essais sur modèles physiques.

Sur-couche en enrochement artificiel différent

Il s'agit là typiquement de recouvrir un ouvrage en enrochement naturel par une carapace en enrochement artificiel. L'objectif est d'améliorer la stabilité grâce à une meilleure imbrication, à une masse plus importante (cubes) ou aux deux. Carver (1989) fait état d'expériences basées sur l'utilisation d'enrochements artificiels différents lors des réparations. Dans tous les cas, le dimensionnement de la sur-couche était basé sur les règles de dimensionnement applicables aux nouvelles constructions, sur l'évaluation des essais sur modèles effectués pour des ouvrages similaires, sur des essais sur modèles spécifiques au site, sur l'avis de la profession ou sur des expériences réalisées sur des prototypes.

Interface avec l'enrochement existant

Lors du placement, il faut agir avec précaution afin de maximiser l'imbrication entre la nouvelle carapace et la carapace existante qui se trouve au-dessous. Le profil de l'enrochement inférieur

est généralement irrégulier. à certains endroits, les nouveaux blocs d'encrochement reposeront directement sur l'encrochement existant, mais ailleurs, une sous-couche en matériau rocheux supplémentaire peut être nécessaire dans le but de rétablir l'uniformité du talus d'origine. La construction des parties de talus en encrochement situées sous l'eau est toujours difficile, mais cette difficulté est renforcée lorsque le talus existant est irrégulier. Il faut s'assurer que la partie de la sur-couche en encrochement qui se trouve sous l'eau est raisonnablement uniforme et qu'elle ne comporte pas de cavités.

Blocs d'encrochement de la crête côté terre

Si l'on s'attend à un important franchissement de la nouvelle sur-couche ou à une forte transmission à travers l'ouvrage, il faut prendre soin de convenablement caler dans l'ouvrage existant les blocs d'encrochement de la crête côté terre, car si ces blocs disparaissent, la crête pourrait se défaire.

Butée de pied de la sur-couche

La butée de pied de la nouvelle sur-couche doit être correctement positionnée et convenablement protégée, ce qui peut exiger la construction d'une berme de pied ou l'excavation d'une tranchée de pied pour un ouvrage situé en eau peu profonde. Les difficultés surviennent à l'endroit où les blocs d'encrochement délogés jonchent la zone du pied. Il faudra peut-être enlever certains de ces blocs déplacés avant que l'on ne puisse commencer à construire la nouvelle butée de pied.

Méthodes de construction

La construction d'une sur-couche est similaire à celle d'une nouvelle carapace dans la mesure où la disposition de l'encrochement commence par le pied et remonte le talus. Lorsque le talus existant est irrégulier, il faut fournir des efforts supplémentaires pour obtenir une bonne imbrication entre la sur-couche et la carapace existante. Dans certains cas, il peut être nécessaire d'enlever ou de remettre des blocs d'encrochement existants.

Stabilité géotechnique

Il est essentiel de tenir compte des actions supplémentaires qui n'avaient pas été considérées lors du dimensionnement d'origine.

Stabilité hydrodynamique

Des ouvrages plus élevés peuvent être exposés à des actions plus élevées.

10.5.4.2 Remplacement de la carapace

Plutôt que de construire une sur-couche, il est possible de remplacer ou de reconstruire intégralement la carapace sur une partie de l'ouvrage, mais cette solution est plus onéreuse. Si l'encrochement d'origine s'est révélé inadéquat d'un point de vue structurel ou fonctionnel, il est possible qu'il faille remplacer la carapace. Le remplacement est également une possibilité en présence d'un excès de blocs cassés ou sous-dimensionnés, d'un excès de franchissement ou de transmission. La reconstruction de la carapace n'est recommandée que lorsqu'il est possible de déterminer que le dommage a été causé par un autre phénomène que l'instabilité de l'encrochement, comme par exemple un défaut de construction ou des événements sismiques.

Bien que cela soit très cher, le remplacement ou la reconstruction d'une carapace est justifié si le coût prévu doit être inférieur au coût de la future maintenance (sur la base des performances passées). Les carapaces de remplacement doivent être dimensionnées à partir des règles valables pour les nouvelles constructions (voir les Chapitres 6, 7 et 8). La sous-couche existante sur laquelle la nouvelle carapace sera placée doit être d'une qualité qui permettra d'éviter la perte de matériau constitutif de la sous-couche à travers les vides de la carapace principale. La construction des carapaces de remplacement exige l'enlèvement de tous les blocs d'encrochement

existants et leur remplacement par de nouveaux blocs selon le dimensionnement révisé. La construction commence typiquement par le pied pour remonter le talus.

L'élimination de l'enrochement d'origine entraîne des dépenses substantielles. Il est souhaitable de recycler les anciens blocs d'enrochement naturel ou artificiel afin de minimiser les coûts de manutention. Une option consiste à placer les blocs endommagés et sous-dimensionnés au pied de l'ouvrage, afin de créer une berme surélevée qui sert de base pour la nouvelle carapace. Il n'est pas recommandé que les blocs d'enrochement cassés (en particulier les blocs de béton arrondis) servent de remplissage, comme matériau de sous-couche.

Un plan de construction doit être élaboré pour enlever les blocs existants sur une section de l'ouvrage, puis remplacer les blocs en commençant par le pied pour remonter ensuite le long du talus. Il est possible de contrôler les coûts grâce à un stockage efficace des blocs d'enrochement et à une manutention minimale des enrochements. La reconstruction ou le remplacement d'une carapace est similaire à une nouvelle construction, si ce n'est que le noyau et la sous-couche existent déjà. Il peut être nécessaire de remplacer, d'ajouter ou d'ajuster des portions de la sous-couche afin qu'elle accepte la nouvelle carapace. La sous-couche doit être inspectée pour vérifier que son épaisseur et sa compacité sont correctes. Si la nouvelle carapace est constituée de blocs beaucoup plus importants, il faudra peut-être augmenter la granulométrie de la sous-couche afin d'éviter la perte de matériau à travers les vides. La pente de la nouvelle carapace principale peut être diminuée en plaçant des blocs de sous-couche supplémentaires sur le talus existant.

10.5.4.3 Reconstruction d'ouvrages en enrochement

Les ouvrages qui subissent des dommages catastrophiques, dont l'intégrité a disparu ou pour lesquels il n'est possible d'effectuer des réparations que par un redimensionnement de grande ampleur, devront être intégralement reconstruits. Si la fonction de l'ouvrage exige qu'il soit reconstruit sur le même emplacement, il peut être nécessaire d'enterrer ou d'enlever complètement l'ouvrage existant. L'enterrement d'un ouvrage existant aura probablement pour résultat une plus grande coupe (Pope, 1992). Dans les cas où la même fonctionnalité peut être obtenue en construisant un nouvel ouvrage à côté de l'ouvrage endommagé, il peut être possible d'abandonner l'ancien ouvrage. Le dimensionnement d'ouvrages de remplacement suit les mêmes règles que pour les nouvelles constructions. Si le nouvel ouvrage doit être placé sur les restes de l'ancien, il convient de faire particulièrement attention à préparer ce dernier à devenir la fondation du nouvel ouvrage. Il faudra ainsi peut-être enlever des matériaux, préparer une nouvelle butée de pied et placer de nouveaux matériaux de soubassement. L'enlèvement des matériaux constitutifs de l'ancien ouvrage constitue une dépense considérable et il faut envisager la possibilité de réutiliser ces matériaux dans la nouvelle construction.

10.5.5 Exemples concrets de réparations sur des ouvrages en enrochement

Les réparations sur les ouvrages en enrochement sont répandues mais la documentation sur les activités de maintenance disponible dans le monde est limitée. Les enseignements tirés des précédentes interventions sur les mêmes ouvrages ou sur des ouvrages similaires constituent une précieuse source d'idées et de méthodologies dans laquelle puiser si un ouvrage nécessite des réparations ou une maintenance. Néanmoins, chaque ouvrage est unique de par son emplacement, son exposition, sa construction et sa fonctionnalité, il est donc important de ne pas adopter de procédure de réparation sans avoir au préalable évalué avec soin tous ces aspects. Inévitablement, ce sont les ouvrages qui subissent des dommages importants ou réguliers qui sont les mieux documentés. Des exemples concrets de différentes approches sont résumés dans les Encadrés 10.8 à 10.11.

Encadré 10.8 Maintenance et gestion du cycle de vie des ouvrages à bas coût

Les épis en enrochement ont été construits en 1992 pour remplacer les épis en bois arrivés en fin de vie situés à la base d'une falaise d'argile sablonneuse non consolidée située à Christchurch Bay, Royaume-Uni (voir les Figures 10.16 et 10.17). Pour minimiser les coûts tout en maintenant les positions et les intervalles entre les épis existants, on a utilisé une alternance d'épis en enrochement longs (80 m) et courts (60 m), afin de contenir la largeur de plage nécessaire. Les épis ont été conçus pour utiliser le calcaire de Purbeck (1-7 t), disponible localement, facilement et relativement bon marché mais qui se détériore lorsqu'il est exposé aux conditions côtières. La largeur de la crête a été déterminée pour permettre un accès aux équipements de construction (l'enrochement est livré par des camions qui font marche arrière le long de l'épi, avec des blocs plus petits temporairement placés sur la crête en guise de cordon de protection) et les talus latéraux de pente 2/1 sont aussi pentus que possible pour la stabilité. À l'origine, on a eu recours à des tripodes en béton pour garantir la stabilité du pied, mais il a été établi qu'ils n'étaient pas nécessaires ; par conséquent, dans les ouvrages construits ultérieurement, on s'est servi de blocs d'enrochement naturel plus lourds en pied. Les épis ont été construits directement sur la plage de sable fin (environ 0.3 m d'épaisseur au niveau des musoirs des épis) et certains matériaux (en particulier les tripodes en béton) se sont rapidement tassés.



Figure 10.16
Épis à bas coût à Highcliffe (autorisation de A.P. Bradbury)

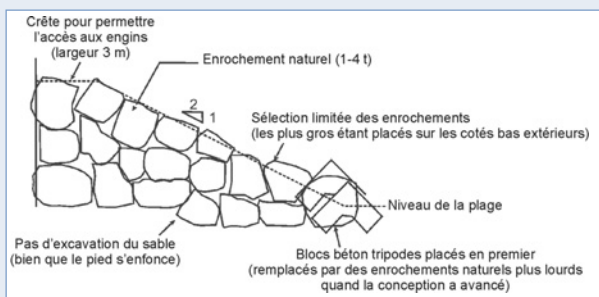


Figure 10.17
Coupe des épis en enrochement de Highcliffe

Les épis sont inspectés tous les mois et les travaux de maintenance (destinés à la sécurité publique, avant tout) coûtent environ 0.5 % de la valeur actualisée de l'investissement par an. Ils incluent l'importation de quantités limitées de blocs d'enrochement pour compenser la détérioration. Cette performance est considérée comme convenable à l'emplacement et aux sollicitations. Des ingénieurs expérimentés membres des administrations locales gèrent le programme de surveillance et de maintenance en cours. Pour permettre une comparaison directe entre les coûts et les bénéfices des épis en enrochement à bas coût par rapport à d'autres options, les valeurs futures sont actualisées (voir la Figure 10.18). Les recommandations britanniques exigent une analyse coûts-bénéfices actualisée sur 50 ans avec un coefficient d'actualisation annuelle de 3.5 % (Bradbury *et al.*, 2004). Pour cela, l'évaluation économique doit tenir compte des coûts du capital ainsi que des prévisions de coûts de maintenance (cycle de vie). Les ouvrages innovants exigent des connaissances sur les impacts et les coûts d'un relâchement par rapport aux recommandations conventionnelles ainsi qu'une compréhension des implications d'un dimensionnement simplifié. À cause des taux d'actualisation utilisés dans l'analyse économique, les projets avec un coût du capital inférieur et une maintenance importante au cours des dernières années, sont souvent rentables du point de vue économique.

L'exemple de calcul des coûts du cycle de vie et des bénéfices des approches à bas coût démontre que, sur une durée de vie de projet de 50 ans, la construction d'un épi en enrochement à bas coût non-standard devrait être plus rentable que celle d'un ouvrage conventionnel.

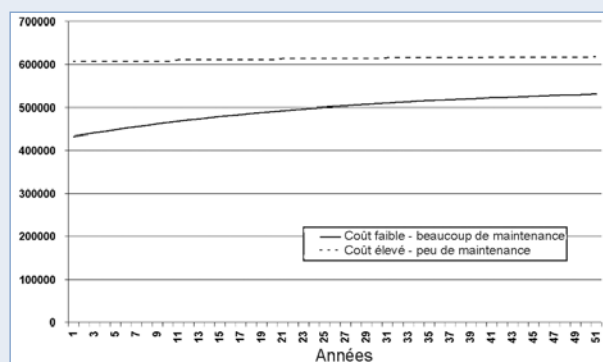


Figure 10.18
Coût-bénéfice actualisé sur le cycle de vie du projet

Encadré 10.9 Gestion fonctionnelle des épis sur la rivière Waal

La rivière Waal, aux Pays-Bas, dispose d'environ 800 épis sur une distance de près de 100 km. La plupart d'entre eux ont été construits entre 1900 et 1925 et ont une longueur moyenne de 85 m, une hauteur moyenne de 6 m et une largeur moyenne de 2.5 m. Dans de nombreux cas, la moitié supérieure de l'ouvrage est constituée de pierres appareillées et la moitié inférieure de blocs d'enrochement naturel. L'objectif de la gestion est de les entretenir de manière efficace, afin qu'ils remplissent leur fonction (fournir une hauteur d'eau suffisante pour la navigation en période d'étiage) à un coût minimum. Le plan de maintenance donne le calendrier, l'objectif et la nature des mesures de maintenance. Une analyse systémique a été effectuée pour identifier les éléments critiques pour une rupture (perte de fonctionnalité) et la priorité a été donnée à la surveillance de ces éléments. Ils peuvent être sélectionnés selon des critères tels que le coût de la maintenance, le coût d'une rupture, ainsi que le calendrier et la fréquence d'intervention. Les éléments critiques les plus susceptibles de subir une rupture sont le musoir de l'épi, la section courante (tous les deux à cause du glissement dû à l'affouillement), ainsi que la racine de l'épi (à cause de l'érosion par contournement, c'est-à-dire de la formation d'un canal le long de la racine de l'épi, qui entraîne son détachement; voir la Figure 10.19).

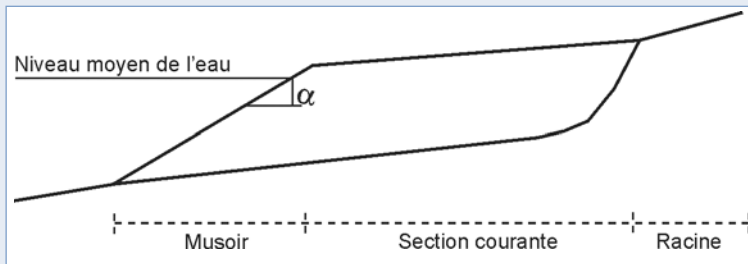


Figure 10.19
Coupe longitudinale d'un épi

Le musoir de l'épi peut se rompre à cause d'un raidissement du talus, qui peut entraîner un glissement du musoir et réduire la profondeur d'eau du chenal, ce qui entrave la navigation. Pour que l'inspection des éléments critiques soit objective, il faut formuler des paramètres pour surveiller l'état des réparations. L'état du musoir est contrôlé par des auscultations et le paramètre est l'angle de talus α (voir Figure 10.19).

Le plan de maintenance et d'inspection contient le calendrier optimal de toutes les inspections, mesures de maintenance et remplacements ainsi que les coûts pour une période donnée. L'intervalle d'inspection diminue avec la détérioration de l'état de l'élément, c'est-à-dire avec le raidissement du talus. Lorsque l'on atteint le niveau d'intervention, la maintenance du musoir de l'épi se fait en déversant des blocs d'enrochement, en réparant ou en « remblayant » les pierres appareillées (en remplissant les brèches avec du granulat grossier afin de maintenir l'intégrité de l'ouvrage et le phénomène de frottement entre les blocs). Cette maintenance est effectuée à intervalles définis. Le Tableau 10.17 résume le plan de maintenance et d'inspection et peut servir à la définition du budget nécessaire pour une période donnée.

Tableau 10.17 Résumé du plan de maintenance et d'inspection

| Élément | Paramètre d'inspection | Intervalle d'inspection | Niveau d'intervention | Mesure | Intervalle d'intervention |
|------------------|-------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------|
| Musoir | Angle du talus | Deux ans (ou plus si aucun dommage) | Pente de talus de 3/2 dans le coude extérieur Pente de talus de 1/1 dans le coude intérieur > 4 m ² endommagés | Déversement de blocs; réparation ou remblayage des pierres appareillées | 14 ans |
| Section courante | Angle du talus | Deux ans (ou plus si aucun dommage) | Pente de talus de 3/2 dans le coude extérieur Pente de talus de 1/1 dans le coude intérieur > 4 m ² endommagés | Déversement de blocs; réparation ou remblayage des pierres appareillées | 14 ans |
| Racine | Profondeur et longueur du canal d'érosion par contournement | Dépend de la valeur du paramètre d'inspection | Profondeur du canal < 1 m et longueur < 5 m Profondeur du canal > 1 m et longueur > 5 m | Déversement de blocs; réparation ou remblayage des pierres appareillées Placer un rideau de palplanche en bois, géotextile et enrochement | 56 ans |

Encadré 10.10 Mise en place d'un plan directeur pour la maintenance des protections de digues sur la partie aménagée du Rhône

L'aménagement polyvalent du Rhône entre Lyon et la Méditerranée s'est déroulé entre la fin des années 1940 et 1980. Il a nécessité l'installation de rip-rap pour protéger les digues de rivières des actions dues aux conditions hydrauliques (houle et courants) et aux conditions climatiques (gel-dégel). Ces actions ont entraîné la détérioration du rip-rap, qui a exigé des niveaux de maintenance croissants. Le contrôle du budget de maintenance et de réparation, associé aux exigences renforcées en matière de sécurité des installations, ont poussé la Compagnie National du Rhône (CNR) à entreprendre une étude-diagnostic exhaustive qui a donné naissance à un plan directeur de maintenance des digues.

L'étude s'est décomposée en deux phases : une évaluation de l'état actuel des digues, y compris une évaluation des risques et ensuite une modélisation de la stabilité pour identifier les zones présentant un risque d'instabilité. Le plan directeur inclut une évaluation de différentes zones de berges :

- les zones à renforcer immédiatement,
- les zones à surveiller,
- les zones sans problème.

Il a été déterminé que les dimensions de la couche de protection en rip-rap, en place depuis 20 à 50 ans, étaient inappropriées sur 94 des 244 km étudiés (Figure 10.20). La comparaison avec les exigences de dimensionnement a indiqué des problèmes liés aux courants, aux vagues soulevées par le vent et aux vagues induites par la navigation. Un problème majeur provient des propriétés géologiques de l'enrochement, qui évolue au cours de son service, comme le gneiss ou le calcaire sensible aux agents climatiques et au gel. Il en résulte dans les deux cas une dégradation permanente à long terme, et en particulier une fissuration des blocs. Cette étude a déclenché la mise au point d'un essai accéléré de vieillissement des blocs d'enrochement destiné à améliorer le diagnostic et la prédiction de l'évolution de l'enrochement. Les spécifications concernant les essais mécaniques sur le rip-rap ont été affinées et les méthodes de calcul hydraulique ont été améliorées à l'aide de modèles réduits incluant l'évaluation des protections de berges dans les courbes et le calcul informatique de l'impact des vagues induites par la navigation.

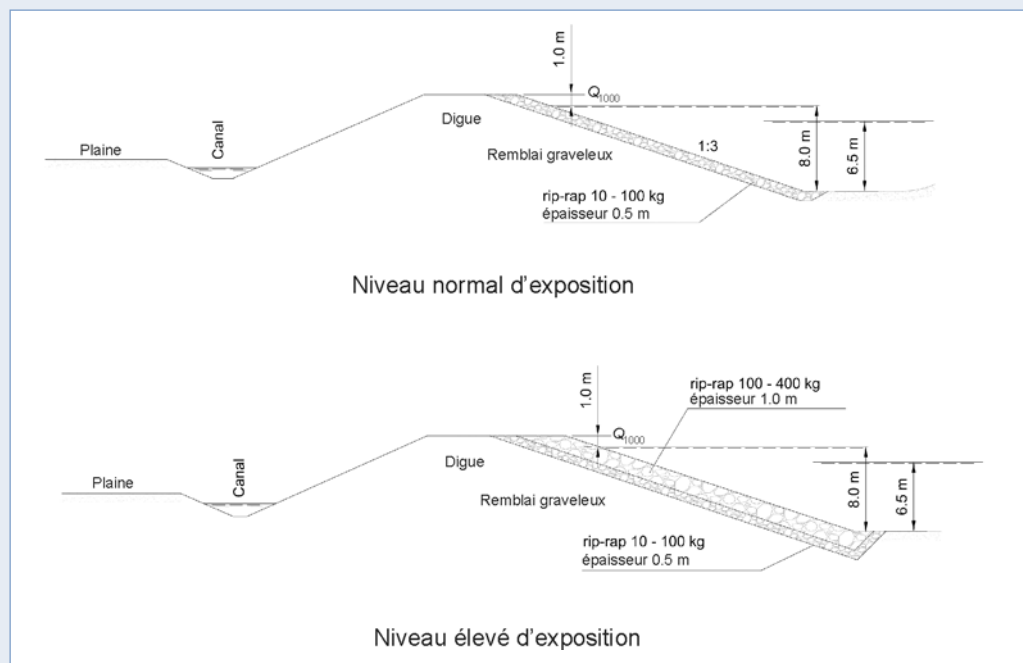


Figure 10.20 Modifications sur les protections de berges du Rhône

Encadré 10.11 Gestion fonctionnelle des digues portuaires d'Ijmuiden

L'idée de base de la gestion fonctionnelle des digues portuaires d'Ijmuiden (Pays-Bas) était d'appliquer le système en 10 étapes (voir le Tableau 10.2), mais la théorie et la pratique ne coïncident pas toujours. Au moment de la rédaction du présent manuel, l'analyse systémique de l'étape 6 a entraîné un besoin supplémentaire en recherche et analyse sur le comportement de l'ouvrage, avant que les niveaux d'intervention, la stratégie et le plan d'inspection puissent être établis. La maintenance des ouvrages au cours de 35 dernières années a été évaluée et transformée en un modèle de gestion fonctionnelle.

Dans les années 1970, les digues ont été étendues afin de faire face à l'intensité croissante de la navigation et à l'augmentation du volume des navires sur la voie de navigation. Un dimensionnement innovant a été appliqué pour les nouvelles digues, qui intégraient une carapace en bitume de plus de 2 m d'épaisseur sur le talus côté mer et sur le talus côté port (voir la Figure 10.21). Cependant, cette couche de bitume a été fortement affectée par la houle. Peu après la construction, de grands cubes de béton ont été placés sur la couche de bitume pour faire poids pour éviter que le bitume ne soit soulevé par les fortes pressions de la houle. Les cubes ne sont pas stables dans des conditions de tempête et la maintenance des digues est donc substantielle depuis leur construction.

Les principaux coûts ont été induits par la réparation du bitume et par le remplacement des cubes, mais également par le nivellement des blocs de crête pour former une route accessible.

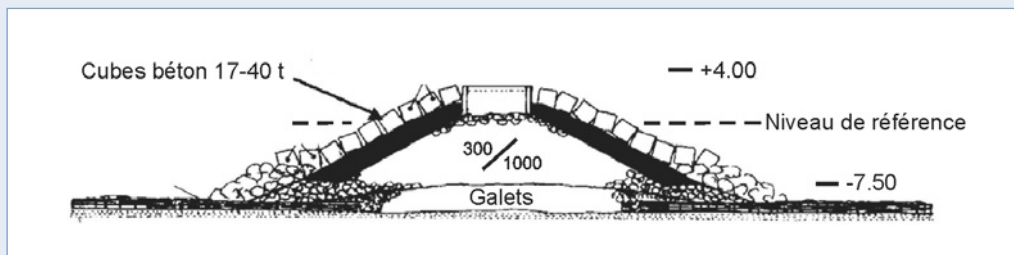


Figure 10.21 Modification après la construction : ajout de cubes de béton

Les conclusions suivantes ont été tirées :

- sur le plan national, le système d'infrastructures a la fonction d'une voie routière principale ;
- les digues doivent au moins conserver les fonctions qu'elles exerçaient jusqu'à présent ;
- dans des conditions extrêmes de tempête, les digues se comportent comme des ouvrages à crête abaissée et on enregistre une importante transmission. La crête doit rester à sa hauteur actuelle afin de maintenir un comportement de transmission similaire ;
- l'ouvrage doit être stable dans des conditions de tempête très sévères. Si un certain niveau de dommage est acceptable, l'intégrité de la structure ne doit pas être affectée. Il est difficile de définir les limites du dommage acceptable ;
- le dommage subi par l'ouvrage n'influence pas directement son fonctionnement par rapport à son alignement. Seule une (importante) brèche modifiera les courants et la transmission de la houle et sera inacceptable. Le dommage acceptable est établi à partir des coûts minimums de maintenance et de réparation requis ;
- les principales parties des digues à prendre en compte dans un plan de gestion sont les talus en bitume, les cubes et les éléments de crête ;
- même 35 ans après leur construction, les éléments de crête sont très stables et il n'y a presque pas eu de tassement. Le principal problème depuis la construction d'origine était la stabilité des talus en bitume et, après que les cubes aient été rajoutés, la stabilité des cubes en question. Jusqu'à présent, les talus et les cubes n'ont pas atteint la situation-cible d'une digue portuaire stable, du moins du point de vue du niveau de maintenance à ne pas dépasser ;
- les problèmes liés à la maintenance des digues exigent un changement de stratégie de maintenance. Il faut formuler une stratégie optimale, afin de minimiser les coûts de maintenance et de remplir les exigences fonctionnelles des digues, comme cela a été mentionné plus haut. Pour établir une stratégie optimale, il est nécessaire d'identifier les principales causes des dommages observés et de mettre au point des solutions pour éviter ces dommages. Ce n'est qu'alors qu'il sera possible de déterminer comment les fonctions des digues pourront être entretenues de la manière la plus efficace, en définissant les paramètres d'auscultation, les niveaux d'intervention, la stratégie d'inspection et la formulation d'un plan de maintenance et d'inspection ;
- cette conclusion signifie également que le déroulement de la méthode en 10 étapes (énumérées au Tableau 10.2) ne peut pas être mené à bien tant que les recherches techniques pour renforcer la stabilité de l'ouvrage n'ont pas apporté de solution. à ce stade, il est impossible d'achever le plan de gestion.

10.6 RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

AIPCN (2001). *Gestion du cycle de vie des infrastructures portuaires, principes généraux*, Rapport du Marcom GT 31, AIPCN, Bruxelles

AIPCN (2007). *L'inspection, l'entretien et la réparation des ouvrages maritimes exposés à des dégradations dues aux eaux salées*. Rapport du Marcom GT17, AIPCN, Bruxelles

Allsop, N W H, Bradbury, A P, Poole, A B, Dibb, T E et Hughes, D W (1985). *Rock durability in a marine environment*. Report SR11, Hydraulics Research Ltd, Wallingford

Bradbury, A P et Allsop, N W H (1989). *Monitoring techniques for armoured coastal structures*. Report IT 343, Hydraulics Research Ltd, Wallingford

Bradbury, A P, Crossman, M, Allsop, N W H, Segura Dominguez, S et Simm, J (2004). "Economical rock groynes – reducing lifecycle costs", Dans : *Proc coastal structures conf Portland 2003*, ASCE

Carver, R D (1989). *Prototype experience with the use of dissimilar armour for repair and rehabilitation of rubble-mound coastal structures*. Technical Report REMR-CO-2, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS

Cialone, M A (1984). *Monitoring rubble-mound coastal structures with photogrammetry*. Coastal Engineering Technical Note CETN III-21, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS

De Quelerij, L et Van Hijum, E (1990). "Maintenance and monitoring of water retaining structures". Dans : Pilarczyk, K W (ed), *Coastal protection*. AA Balkema, Rotterdam, pp 369 – 401

Dyer, B et Millard, K (2002). "A generic framework for value management of environmental data in the context of ICZM". *J ocean and coastal management*, no 45, pp 59 – 75

Gerbert, J A et Clausner, J (1985). "Photogrammetric monitoring of dolos stability, Manasquan Inlet NJ". *Proc 19th int coastal engg conf*. ASCE, New York

Groeneveld, R L, Mol, A et Nieuwenhuys, E H (1985). "Rehabilitation methods for damaged breakwaters". *Proc 19th int coastal engg conf*. ASCE, New York, vol 3, pp 2467 – 2486

HR Wallingford (2003). PAMS Phase 1 scoping study. Tasks 1 & 2 Interim Report, HR Wallingford, Wallingford, 93 pp

Hughes, S A, Peak, R C, Carver, R D, Francis, J D et Bertrand, G M (1995b). "Investigation of damage at the Yaquina Bay North Jetty". *Proc case histories of the design, construction, and maintenance of rubble mound structures*. ASCE, New York, pp 227 – 249

Hughes, S A, Prickett, T L, Tubman, M W et Corson, W D (1995a). *Monitoring of the Yaquina Bay Entrance North Jetty at Newport, Oregon: summary and results*. Technical Report CERC-95-9, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS

Kendall, T R (1989). "Analysis of 42-ton dolos motions at Crescent City", *Proc 21st int coastal engg conf*. ASCE, New York, vol 3, pp 2129 – 2143

Kluger, J W (1983). "Monitoring of rubble mound breakwaters stability using a photogrammetric survey method". *Proc 18th int coastal eng conf*. ASCE New York

Kluger, J W (1988). *Monitoring of 9t dolos test section on Table Bay harbour breakwater, November 1986 to July 1987*. CSIR report EMA-T 8810

- Kucharski, W M et Clausner, J E (1989). *Side scan sonar for inspection of coastal structures*. REMR Technical Note CO-SE-1.4, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS
- Kucharski, W M et Clausner, J E (1990). *Underwater inspection of coastal structures using commercially available sonars*. REMR Technical Report CO-11, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS
- Markle, D G (1986). *Stability of rubble-mound breakwater and jetty toes: survey of field experience*. Technical Report REMR-CO-1, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS
- Melby, J A (1999). *Damage progression on rubble mound breakwaters*. Technical Report CHL-99-17, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS
- Melby, J A et Kobayashi, N (1998). "Progression and variability of damage on rubble mound breakwaters". *J Waterway, Port, Coastal and Ocean Engg*, vol 124, Novembre/Décembre, pp 286-294
- Melby, J A et Kobayashi, N (2000). "Damage progression and variability on breakwater trunks". Dans: I Losada (ed), *Proc 3rd int coastal structures conf, Santander, 7 – 10 Juin 1999*. AA Balkema, Rotterdam
- Morang, A, Larson, R et Gorman, L (1997). "Monitoring the coastal environment, Part III: geophysical and research methods." *J coastal research*, vol 13, no 4, pp 1064 – 1085
- Nale, D K (1983). "Photogrammetric mapping and monitoring of the Manasquan inlet and dolosse". *Proc AGSM-ASP fall convention, Salt Lake City*
- Oliver, J, Plotkin, D, Lesnik, J et Pirie, D (1997). "Condition and performance rating system for breakwaters and jetties". *Proc 25th int coastal engg conf*. ASCE, New York, vol 2, pp 1852 – 1861
- Oliver, J, Plotkin, D, Lesnik, J et Pirie, D (1998). *Condition and performance rating procedures for rubble breakwaters and jetties*. Technical Report REMR-OM-24, US Army Construction Engineering Research Laboratory, Champaign, IL
- Parsons, L E et Lillycrop, W J (1988). *The SHOALS system – a comprehensive surveying tool*. Coastal Engineering Technical Note CETN VI-31, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS
- Poole, A B, Fookes, P G, Dibb, T E et Hughes, D W (1983). "Durability of rock in breakwaters". *Proc conf breakwaters '83 – design and construction, Londres*, pp 31 – 42
- Pope, J (1992). "Our ageing coastal infrastructure", *Proc coastal engg practice '92*. ASCE, New York, pp 1055 – 1068
- Posford Haskoning (2002). *Operations and maintenance concerted action*. EA R&D Technical Report W5A-059/TR/3, Posford Haskoning, Bristol
- Prickett, T L (1996). *Coastal structure underwater inspection technologies*. Coastal Engineering Technical Note CETN III-62, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS
- Prickett, T L (1998). *Coastal structure inspection technologies: investigation of multibeam sonars for coastal structure surveys*. REMR Technical Report CO-19, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS

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

Thomas, J (1985). *Diver inspection of coastal structures*. REMR Technical Note CO-SE-1.1, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS

Tomlinson, B, Olliver, G et Cooke, R (2001). “Emerging acoustic techniques for monitoring the condition and performance of underwater structures – as applied to Peterhead Breakwater”. *Proc breakwater coastal structures and coastlines*. Thomas Telford, pp 345 – 357

Turk, G F et Melby, J A (1997). *Preliminary 3-D testing of Core-LocTM as a repair concrete armour unit for dolos-armoured breakwater slopes*. Technical Report REMR-CO-18, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS

USACE (2003). *Coastal engineering manual [CEM]* Engineer Manual 1110-2-1100, US Army Corps of Engineers, CHL-ERDC, WES, Vicksburg, MS

Vrijling, J K, Leeuwestein, W et Kuiper, H (1995). “The maintenance of hydraulic rock structures”. Dans: C R Thorne *et al* (eds), *River, coastal and shoreline protection: erosion control using riprap and armourstone*. John Wiley & Sons Ltd, Chichester

Ward, D L et Markle, D G (1984). *Repair of localized armour rock damage on rubble-mound structures*. Technical Report REMR-CO-14, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS

Weymouth, O F et Magoon, O T (1968). “Stability of quadripod coverlayers”. *Proc 11th int coastal engg conf*. ASCE, New York

Wolf, J R (1989). *Study of breakwaters constructed with one layer of armour rock*: Detroit District. Technical Report REMR-CO-10, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS

