

## 5 Phénomènes physiques et outils de dimensionnement



1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

**SOMMAIRE du Chapitre 5**

<b>5.1</b>	<b>Performance hydraulique</b>	<b>.502</b>
5.1.1	Performance hydraulique liée à la houle	.502
5.1.1.1	Définitions et paramètres	.502
5.1.1.2	Run-up de la houle	.506
5.1.1.3	Franchissement de la houle	.515
5.1.1.4	Transmission de la houle	.533
5.1.1.5	Réflexion de la houle	.536
5.1.2	Performance hydraulique liée aux courants	.540
5.1.2.1	Paramètres dimensionnants	.540
5.1.2.2	Écoulement interne	.541
5.1.2.3	Hydraulique des barrages de fermeture en enrochement	.542
<b>5.2</b>	<b>Réponse structurelle aux actions hydrauliques</b>	<b>.552</b>
5.2.1	Concepts et paramètres de stabilité	.552
5.2.1.1	Introduction aux concepts de stabilité	.552
5.2.1.2	Paramètres dimensionnants pour l'évaluation de la stabilité	.555
5.2.1.3	Concept de cisaillement critique	.562
5.2.1.4	Méthode de la vitesse critique ou admissible	.568
5.2.1.5	Méthode de la hauteur critique de la houle	.570
5.2.1.6	Niveau ou hauteur de franchissement critique	.570
5.2.1.7	Méthode du débit critique	.571
5.2.1.8	Relations de transfert	.571
5.2.1.9	Formules de dimensionnement générales	.574
5.2.2	Réponse structurelle liée à la houle	.575
5.2.2.1	Classification des ouvrages	.576
5.2.2.2	Carapaces en enrochement naturel	.580
5.2.2.3	Carapaces en enrochement artificiel	.604
5.2.2.4	Ouvrages à crête abaissée	.617
5.2.2.5	Ouvrages de fond	.626
5.2.2.6	Ouvrages reprofilables et digues à berme	.628
5.2.2.7	Systèmes composites – enrochements liés ou gabions	.635
5.2.2.8	Talus en escaliers et talus composés	.637
5.2.2.9	Butée de pied et protection anti-affouillement	.639
5.2.2.10	Sous-couches et couches filtres	.649
5.2.2.11	Talus arrière et crête des ouvrages peu franchis	.649
5.2.2.12	Murs de couronnement	.654
5.2.2.13	Musoirs	.662
5.2.3	Réponse structurelle liée aux courants	.667
5.2.3.1	Protection du fond et des talus	.668
5.2.3.2	Ouvrages de fond	.675
5.2.3.3	Protection de pied et protection anti-affouillement	.676
5.2.3.4	Filtres et géotextiles	.677
5.2.3.5	Stabilité des ouvrages de fermeture en enrochement	.678

5.2.4	Réponse structurelle liée à la glace .....	.694	<b>1</b>
5.2.4.1	Introduction .....	.694	
5.2.4.2	Actions dues à la glace .....	.694	
5.2.4.3	Interaction de la glace avec les revêtements et les digues en enrochement .....	.697	
5.2.4.4	Protection de talus .....	.700	
5.2.4.5	Codes .....	.701	<b>2</b>
<b>5.3</b>	<b>Modélisation des interactions hydrauliques et de la réponse structurelle .....</b>	<b>.702</b>	
5.3.1	Types de modèles et modélisation .....	.702	
5.3.2	Modélisation à échelle réduite .....	.705	<b>3</b>
5.3.2.1	Ouvrages côtiers .....	.705	
5.3.2.2	Ouvrages fluviaux et estuariens .....	.709	
5.3.3	Modélisation numérique .....	.711	
5.3.3.1	Ouvrages côtiers .....	.711	
5.3.3.2	Ouvrages fluviaux et estuariens .....	.713	<b>4</b>
<b>5.4</b>	<b>Conception géotechnique .....</b>	<b>.717</b>	
5.4.1	Risques géotechniques .....	.718	
5.4.2	Principes de la conception géotechnique .....	.720	<b>5</b>
5.4.2.1	Généralités .....	.721	
5.4.2.2	Situations de calcul géotechnique .....	.721	
5.4.2.3	État-limite ultime et état-limite de service .....	.722	
5.4.2.4	Valeurs caractéristiques et valeurs de calcul .....	.723	
5.4.2.5	Calcul de la sécurité lors du dimensionnement géotechnique appliqué aux ELU ..	.725	
5.4.2.6	Contrôle de l'aptitude au service pour les ELS .....	.727	
5.4.2.7	Suggestions de valeurs pour les coefficients de sécurité et les coefficients de mobilisation .....	.727	<b>6</b>
5.4.2.8	Analyse probabiliste .....	.728	
5.4.3	Analyse des états-limites .....	.728	
5.4.3.1	Étude des états-limites .....	.729	<b>7</b>
5.4.3.2	Rupture de talus (grand glissement) induite par les actions hydrauliques et par la gravité .....	.730	
5.4.3.3	Capacité portante et résistance au glissement .....	.731	
5.4.3.4	Réponse dynamique induite par l'impact de la houle .....	.731	
5.4.3.5	Dimensionnement parasismique .....	.731	
5.4.3.6	Soulèvement hydraulique, renard (érosion régressive), instabilité du filtre ou érosion interne – filtres granulaires et en géotextiles .....	.739	<b>8</b>
5.4.3.7	Tassement ou déformation lié(e) aux actions hydrauliques ou à la gravité .....	.747	
5.4.3.8	Modélisation numérique et physique .....	.747	
5.4.4	Propriétés géotechniques du sol et de la roche .....	.750	
5.4.4.1	Généralités .....	.750	<b>9</b>
5.4.4.2	Similitudes et différences entre le sol et les matériaux rocheux .....	.750	
5.4.4.3	Détermination des propriétés géotechniques des sols et des matériaux rocheux ..	.752	
5.4.4.4	Perméabilité des matériaux rocheux .....	.753	
5.4.4.5	Résistance au cisaillement des matériaux granulaires .....	.754	
5.4.4.6	Rigidité des sols et des matériaux rocheux .....	.757	<b>10</b>

5.4.5	Pressions interstitielles et écoulement interne .....	.759
5.4.5.1	Généralités .....	.759
5.4.5.2	Pressions interstitielles générées par des actions stationnaires ou quasi-stationnaires .....	.759
5.4.5.3	Pressions interstitielles générées par des actions non-stationnaires .....	.763
5.4.6	Rapport de dimensionnement géotechnique .....	.775
<b>5.5</b>	<b>Références bibliographiques .....</b>	<b>.776</b>



# 5 Phénomènes physiques et outils de dimensionnement

Le **Chapitre 5** présente les équations utiles au dimensionnement hydraulique et géotechnique.

Données des autres chapitres :

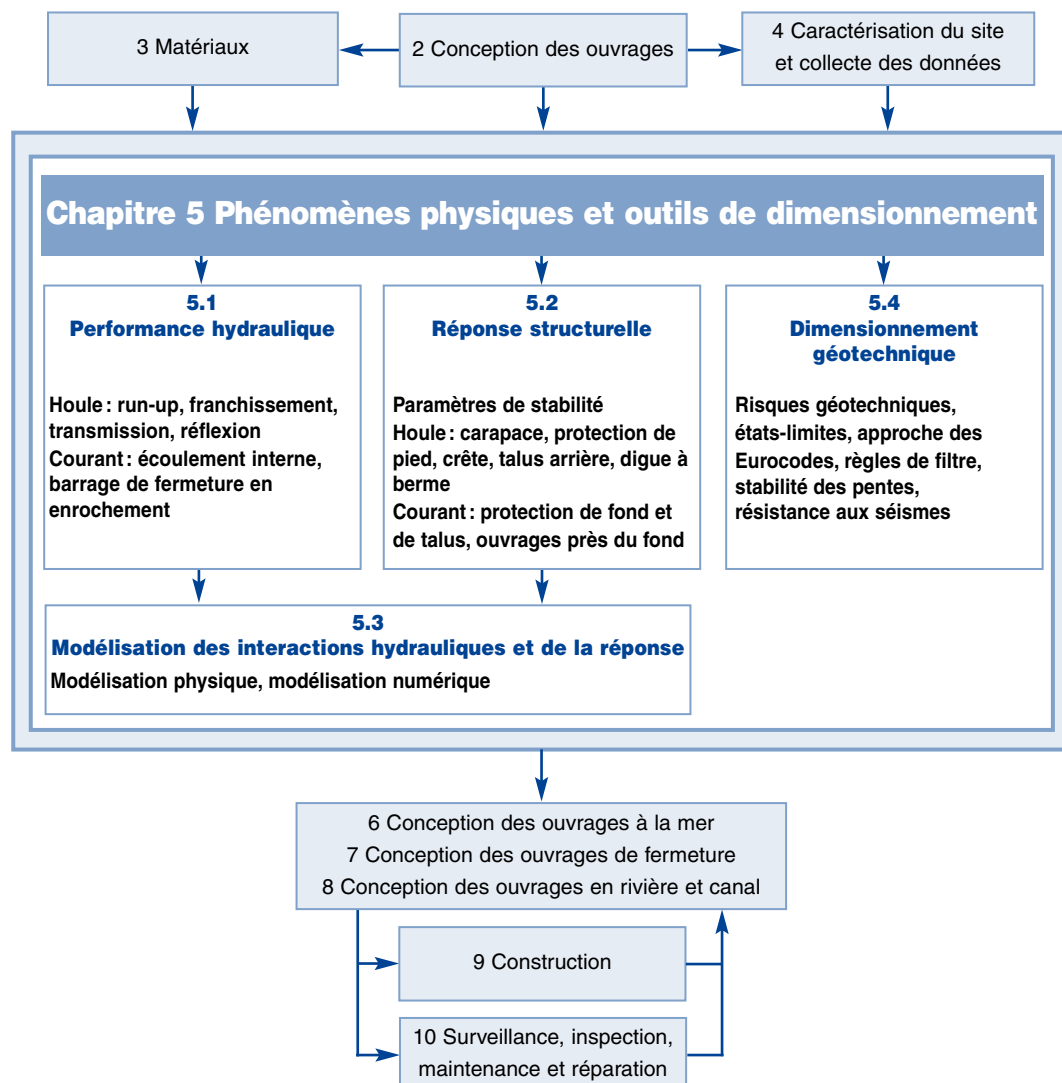
- **Chapitre 2** ⇒ Les **exigences de projet**
- **Chapitre 3** ⇒ Les **propriétés des matériaux**
- **Chapitre 4** ⇒ Les **conditions hydrauliques et géotechniques**

Résultats pour les autres chapitres :

Les **outils de dimensionnement** ⇒ Chapitres 6, 7 et 8

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

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



Ce chapitre présente les phénomènes physiques qui déterminent la performance hydraulique et la réponse structurelle des ouvrages en enrochement. La performance hydraulique et la réponse structurelle sont souvent représentées par des formules (semi-) empiriques. Ces formules sont des outils adéquats pour les études de définition (études préliminaires), à condition que leur utilisateur soit conscient de l'influence des incertitudes. Dans certains cas, les formules données dans ce chapitre décrivent la tendance principale par le biais de données expérimentales, dans d'autres cas, on trouve également des recommandations sur la façon de tenir compte de la dispersion autour des tendances générales.

**NOTE:** l'utilisateur doit être au fait non seulement de la dispersion autour des tendances générales des données expérimentales, mais également du domaine de validité de chaque formule, qui dépend souvent de la qualité et de la quantité des données sur lesquelles est basée la formule. Pour le dimensionnement précis des ouvrages en enrochement, il est recommandé de limiter les incertitudes. Dans bien des cas, on y parvient en effectuant les essais appropriés sur les enrochements, une étude de sol, une analyse géotechnique très pointue et des essais sur modèles physiques. Par ailleurs, les données hydrauliques, telles que la houle et les courants, sont également incertaines, c'est pourquoi les paramètres de dimensionnement devraient être basés sur l'analyse de données recueillies sur le long terme et sur une approche probabiliste.

Les phénomènes étudiés dans ce chapitre concernent l'enrochement naturel et les matériaux de noyau (et également, dans une certaine mesure, l'enrochement artificiel) soumis aux actions hydrauliques et liées à la glace. En plus du logigramme de début de chapitre, qui illustre les interactions du Chapitre 5 avec les autres chapitres, un deuxième logigramme, Figure 5.1 montre l'organisation des informations de ce chapitre.

Le Chapitre 4 fournit des informations sur les conditions aux limites et sur les conditions du site d'implantation (« sans ouvrage ») - Voir la partie supérieure de la Figure 5.1. La performance hydraulique et la réponse structurelle sont présentées dans ce chapitre, sur la base de paramètres hydrauliques, structurels et liés à la glace. Ces paramètres permettent d'obtenir les sollicitations ainsi que la réponse des ouvrages en enrochement, du sous-sol et du fond marin alentour. Les Chapitres 6, 7 et 8 proposent des recommandations sur la façon dont les outils d'études préliminaires du Chapitre 5 peuvent servir à concevoir des ouvrages, par exemple sur la façon de dimensionner les sections transversales des ouvrages et de déterminer les dispositions constructives relatives à chaque type d'ouvrages.

Le Chapitre 4 donne des informations sur les valeurs à utiliser dans les outils d'études préliminaires. Elles incluent les **conditions de site** (houle, courants, glace et caractéristiques géotechniques) qui ne peuvent en général pas être modifiées par le concepteur. Pour évaluer les données relatives à la performance hydraulique et à la réponse structurelle, on a recours à des paramètres hydrauliques, géotechniques et structurels (voir la Figure 5.1):

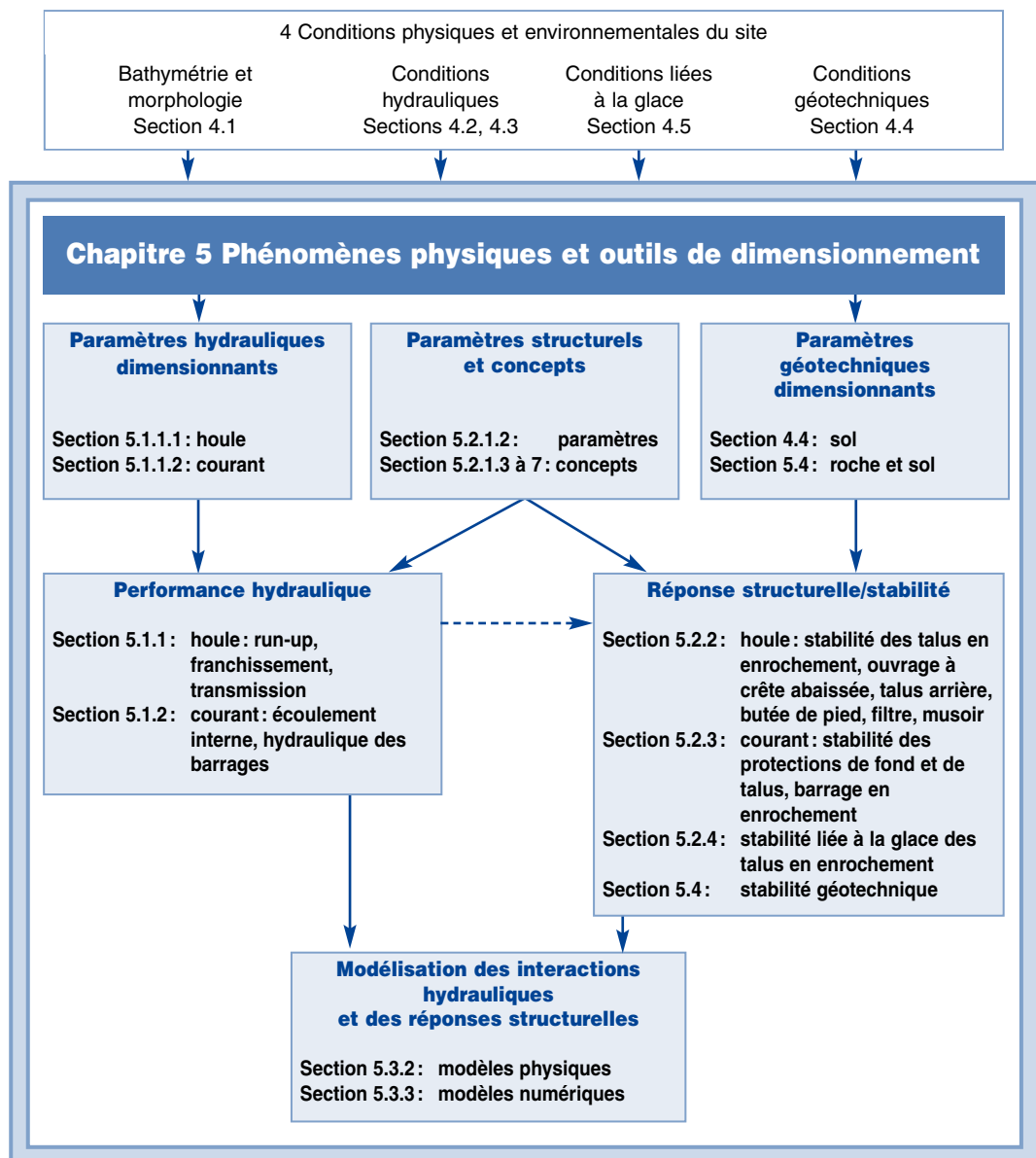
- **les paramètres hydrauliques** qui représentent l'action de la houle et des courants sur l'ouvrage (**réponse hydraulique**) sont énumérés aux Sections 5.1.1 et 5.1.2. Les principales réponses hydrauliques à la houle sont le run-up, le franchissement, la transmission et la réflexion (Section 5.1.1). Les principaux paramètres exprimant les réponses hydrauliques aux courants sont les contraintes de cisaillement de fond et les distributions de vitesses (Section 5.1.2);
- **les paramètres géotechniques** sont essentiellement liés aux pressions interstitielles, aux contraintes effectives et aux réponses telles que le tassement, la liquéfaction ou les gradients dynamiques, présentés aux Sections 4.4 et 5.4;
- **les paramètres structurels** incluent la pente du talus, la hauteur de crête, le type de carapace, la masse de l'enrochement et la masse volumique de la roche, la forme de l'enrochement, la perméabilité ainsi que les dimensions et la section de l'ouvrage. Les paramètres structurels liés à la **réponse structurelle**, également appelée **stabilité hydraulique**, figurent à la Section 5.2.1.

Ces paramètres servent à décrire la performance hydraulique et la réponse structurelle :

- **la performance hydraulique** est souvent liée soit à la houle (Section 5.1.1) soit aux courants (Section 5.1.2) ;
- **la réponse structurelle** est elle aussi souvent liée à la houle (Section 5.2.2) et aux courants (Section 5.2.3) mais également, dans certaines zones, à la glace (Section 5.2.4) et, très souvent, aux aspects géotechniques (Section 5.4).

Les actions exercées par les tsunamis, par les séismes, les autres actions dynamiques ou les actions spécifiques à la phase de construction ne sont pas abordées aux Sections 5.1 et 5.2. Les tsunamis sont abordés à la Section 4.2.2. La réponse des ouvrages aux actions dynamiques et aux séismes fait l'objet de la Section 5.4 et les actions spéciales qui apparaissent en phase de construction sont abordées au Chapitre 9.

La modélisation de l'interaction hydraulique et de la réponse structurelle est présentée à la Section 5.3, subdivisée en techniques de modélisation réduite (physique) et techniques de modélisation numérique.



**Figure 5.1** Logigramme du Chapitre 5 : des phénomènes physiques à la performance hydraulique et à la réponse structurelle

## 5.1 PERFORMANCE HYDRAULIQUE

### 5.1.1 Performance hydraulique liée à la houle

Cette section traite de l'interaction hydraulique entre la houle et les ouvrages. Les aspects suivants sont traités :

- run-up (et run-down) de la houle ;
- franchissement de la houle ;
- transmission de la houle ;
- réflexion de la houle.

Ces différents types de performance hydraulique ont fait l'objet de multiples recherches, qui ont débouché sur une grande variété de relations hautement empiriques, utilisant malheureusement souvent des paramètres adimensionnels différents.

Les méthodes d'estimation ainsi obtenues et présentées dans ce guide sont données avec (dans la mesure du possible) les limites de leur applicabilité. Eu égard à ce qui précède, les méthodes ne sont généralement applicables qu'à un nombre limité de cas standard, soit parce que les essais n'ont été menés que pour un nombre limité de conditions de houle, soit parce que la géométrie de l'ouvrage testé est une simplification d'ouvrages réels. Il sera donc nécessaire d'évaluer la performance en situation réelle à partir des estimations faites sur des configurations d'ouvrages apparentées (mais pas identiques). Si cela est impossible, ou si des estimations plus précises sont requises, il faudra effectuer des essais sur modèles physiques.

**NOTE :** les formules de run-up et de franchissement de la houle présentées dans cette section sont principalement basées sur des données relatives à des ouvrages disposant d'un **talus imperméable**. Leur extension au run-up et au franchissement pour des talus en enrochement faisant partie d'un ouvrage perméable est quelque peu hypothétique dans certaines situations. Toutefois, des recommandations figurent dans les sections traitant du run-up et du franchissement d'ouvrages à talus (en enrochement) perméable. Ces recommandations sont basées sur les résultats de deux projets de recherche de l'UE : CLASH et DELOS. Néanmoins, d'autres validations sont nécessaires si ces formules doivent être utilisées à des fins autres que des estimations préliminaires.

Dans cette section, différentes approches sont données pour calculer les niveaux de run-up et les débits franchissants de la houle pour différents ouvrages à talus standard. Il est conseillé à l'utilisateur de formules résultant de ces approches d'en vérifier tout d'abord la validité dans le cadre de l'application désirée. Les domaines de validité et les principales différences sont donnés pour chacune des approches présentées dans cette section ; aucune préférence n'est accordée à une quelconque formule. Si plus d'une formule sont considérées comme valides, il est conseillé d'effectuer une analyse de sensibilité sur le choix de la formule. La formule doit être choisie selon que, pour une application particulière, il est nécessaire d'avoir une estimation sécuritaire ou optimale (une moyenne).

La Section 5.1.1.1 présente les différents types de performance hydraulique liée à la houle, ainsi que les paramètres qui les régissent. Ils sont détaillés aux Sections 5.1.1.2 à 5.1.1.5.

#### 5.1.1.1 Définitions et paramètres dimensionnants

Du point de vue du concepteur, les principales interactions hydrauliques entre la houle et les ouvrages hydrauliques sont le run-up, le run-down, le franchissement, la transmission et la réflexion de la houle, qui sont illustrés à la Figure 5.2. Cette section présente ces interactions hydrauliques avec leurs paramètres dimensionnants.

### Cambrure et paramètre de déferlement

Les conditions de houle sont principalement représentées par :

- la hauteur de la houle incidente,  $H_i$  (m), généralement exprimée par la hauteur significative de la houle,  $H_s$  (m) ;
- la période de la houle exprimée en période moyenne,  $T_m$  (s), en période énergétique moyenne (ou période spectrale),  $T_{m-1,0}$  (s), ou en période de pic,  $T_p$  (s) ;
- l'angle d'incidence de la houle par rapport à l'ouvrage,  $\beta$  (°) ;
- la hauteur d'eau locale,  $h$  (m).

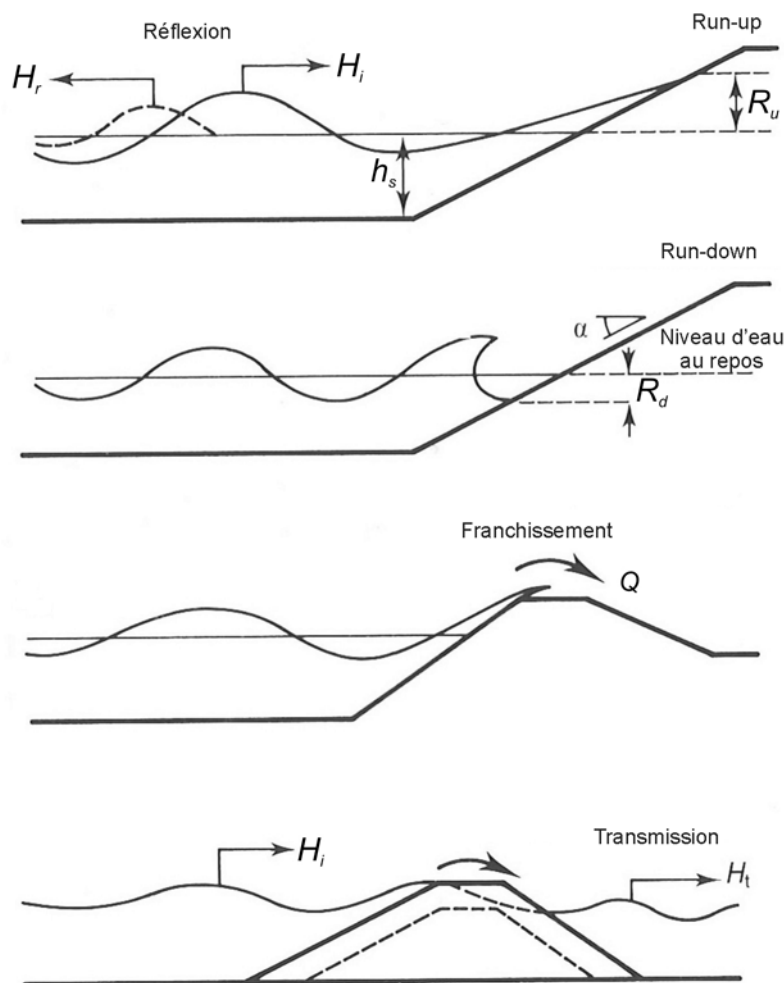
L'influence de la période de la houle est souvent exprimée en utilisant la cambrure **nominale** de la houle,  $s_o$  (voir l'Équation 5.1), calculée à partir de la hauteur de la houle locale,  $H$  (m), et de la longueur d'onde théorique de la houle au large,  $L_o$  (m), ou de la période de la houle,  $T$  (s).

$$s_o = H / L_o = \frac{2\pi}{g} \frac{H}{T^2} \quad (5.1)$$

Le paramètre le plus utile pour décrire l'action de la houle sur un talus, ainsi que certains de ses effets, est le paramètre de déferlement,  $\xi$  (-), également connu sous le nom de nombre d'Iribarren, obtenu par l'Équation 5.2.

$$\xi = \tan \alpha / \sqrt{s_o} \quad (5.2)$$

où  $\alpha$  est l'angle du talus de l'ouvrage (°) ; voir la Figure 5.2 et également l'Équation 4.44.



**Figure 5.2** Interactions hydrauliques liées à la houle et paramètres dimensionnants

Le paramètre de déferlement a souvent été utilisé pour décrire la forme de la houle qui déferle sur une plage ou sur un ouvrage (voir la Section 4.2.4.3 et la Figure 5.3).

**NOTE:** différentes versions du paramètre de déferlement,  $\xi$ , sont utilisées dans ce guide. Par exemple, on peut obtenir des valeurs de  $s$  et de  $\xi$  très différentes selon que l'on utilise la hauteur de la houle locale ou au large (p. ex.  $H_s$  ou  $H_{s0}$ ) et/ou des périodes de houle particulières (p. ex.  $T_m$ ,  $T_{m-1,0}$  ou  $T_p$ ). En ce qui concerne la hauteur de la houle, on utilise soit la hauteur significative issue de l'analyse dans le domaine temporel ( $H_s = H_{1/3}$ ) soit la hauteur significative calculée à partir du spectre ( $H_s = H_{m0}$ ). La cambrure (nominale),  $s$  (-), et le paramètre de déferlement,  $\xi$  (-), doivent comporter des indices qui indiquent quelle hauteur locale et quelle période de la houle ont servi dans le calcul :

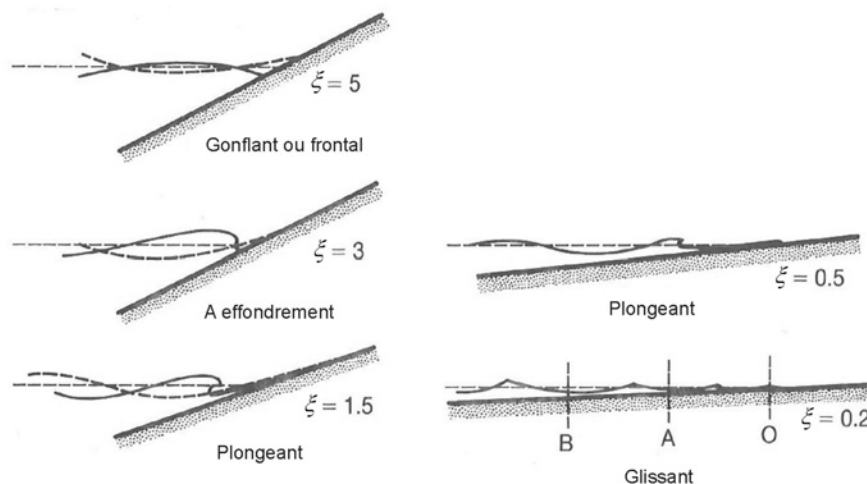
- $s_{om}$  et  $\xi_m$ , lorsque  $H_s$  (m) (d'après un enregistrement de houle) et la période moyenne,  $T_m$  (s), sont utilisés ;
- $s_{op}$  et  $\xi_p$ , lorsque  $H_s$  (m) (d'après un enregistrement de houle) et la période de pic,  $T_p$  (s), sont utilisés ;
- $s_{m-1,0}$  et  $\xi_{m-1,0}$ , lorsque  $H_{m0}$  (m) et la période énergétique,  $T_{m-1,0}$  (s), déterminées à partir du spectre, sont utilisés ;
- $s_{s-1,0}$  et  $\xi_{s-1,0}$ , lorsque  $H_s$  (d'après un enregistrement de houle) et la période énergétique,  $T_{m-1,0}$ , sont utilisés ;
- $s_p$ , pour signifier la cambrure **réelle** au pied de l'ouvrage, c'est-à-dire le rapport entre  $H_s$  d'après un enregistrement et la longueur d'onde locale,  $L_p$  (m), associée à la période de pic,  $T_p$  (s).

L'analyse spectrale de la houle est abordée à la Section 4.2.4. Il est possible d'utiliser l'Équation 5.3 pour la conversion d'une période de pic donnée,  $T_p$  (s), en une période spectrale pour un spectre à pic unique,  $T_{m-1,0}$  (s), en eau relativement profonde (c'est-à-dire  $h/H_{s-en\ pied} > 3$ , où  $h$  est la hauteur d'eau en pied d'ouvrage (m)).

$$T_p = 1.1 T_{m-1,0} \tag{5.3}$$

Le rapport entre la période de pic et la période moyenne de la houle,  $T_p/T_m$ , est généralement compris entre 1.1 et 1.25. Pour plus de renseignements sur les différents ratios de périodes de la houle, se reporter à la Section 4.2.4.5.

Dans la plupart des formules présentées dans cette section, la hauteur de la houle,  $H$ , et la période de la houle,  $T$ , sont définies au pied de l'ouvrage. Si ce sont les paramètres de houle au large qui sont utilisés, cela est clairement signalé.



**Figure 5.3** Types de déferlement en fonction de  $\xi$  (Battjes, 1974)



### Run-up (et run-down) de la houle

L'action de la houle sur un talus entraînera une oscillation de la surface de l'eau sur une étendue verticale généralement plus importante que la hauteur de la houle incidente. Les niveaux extrêmes atteints par chaque vague sont respectivement appelés run-up,  $R_u$ , et run-down,  $R_d$ , et sont définis verticalement par rapport au niveau de l'eau au repos (voir la Figure 5.2) et exprimés en mètres. Pour la conception, le niveau de run-up peut être utilisé pour déterminer le niveau de la crête d'un ouvrage, la limite supérieure de la protection ou d'autres éléments structurels de l'ouvrage, ou servir d'indicateur de franchissement ou de transmission de la houle. Le niveau de run-down est souvent utilisé pour déterminer l'étendue inférieure de la carapace.

### Franchissement de la houle

Si les niveaux extrêmes de run-up dépassent le niveau de crête, l'ouvrage va être franchi. Ceci peut se produire pour un nombre relativement faible de vagues pendant la tempête de dimensionnement et un faible taux de franchissement peut souvent être accepté sans que cela n'entraîne de graves conséquences pour l'ouvrage ou pour la zone protégée. Lors de la conception d'ouvrages hydrauliques, le franchissement sert souvent à déterminer le niveau de crête et la géométrie de la section en garantissant que le débit franchissant moyen spécifique,  $q$  ( $m^3/s$  par mètre linéaire de crête), reste inférieur à des limites acceptables dans les conditions de dimensionnement. On utilise également souvent le volume franchissant maximum,  $V_{max}$  ( $m^3/s$  par mètre linéaire de crête), comme paramètre de dimensionnement.

### Transmission de la houle

Les digues dont la crête est relativement basse peuvent être franchies avec suffisamment de sévérité pour que cela donne naissance à une houle derrière l'ouvrage. Si la digue est construite avec des matériaux relativement perméables, de longues périodes de houle peuvent entraîner la transmission de l'énergie de la houle à travers l'ouvrage. Dans certains cas, les deux types de réponses peuvent se combiner. La quantification de la transmission de la houle est importante lors de la conception de digues à crête abaissée, destinées à protéger les plages ou le littoral, et lors de la conception de digues portuaires, pour lesquelles la transmission de la houle (longue) pourrait causer des mouvements de navires.

Le résultat de la transmission est exprimé par le coefficient de transmission,  $C_t$  (-) (voir l'Équation 5.4), défini comme étant le rapport entre la hauteur de la houle transmise,  $H_t$ , et la hauteur de la houle incidente,  $H_i$ :

$$C_t = H_t / H_i \quad (5.4)$$

### Réflexion de la houle

La réflexion de la houle est importante sur les côtes, à l'entrée et à l'intérieur des ports. L'interaction entre la houle incidente et la houle réfléchie entraîne souvent un état de mer confus devant l'ouvrage et des vagues occasionnellement cambrées et instables pouvant compliquer les manœuvres de navigation. À l'intérieur des ports, la réflexion de la houle, plutôt que sa dissipation sur les ouvrages, peut également gêner les bateaux amarrés et affecter des zones portuaires qui étaient auparavant protégées de l'action de la houle. La réflexion entraîne un accroissement de la vitesse orbitale de pic et augmente la probabilité de mouvement des sédiments du fond et des plages. En cas de houle oblique, la réflexion accentuera le courant littoral et de fait le transport sédimentaire local. Tous les ouvrages côtiers réfléchissent une partie de l'énergie de la houle incidente.

La réflexion de la houle est exprimée par un coefficient de réflexion,  $C_r$  (-), (voir l'Équation 5.5), défini comme étant le rapport entre la hauteur de la houle réfléchie,  $H_r$ , et la hauteur de la houle incidente,  $H_i$ :

$$C_r = H_r / H_i \quad (5.5)$$

### 5.1.1.2 Run-up de la houle

Le run-up de la houle est défini comme le niveau maximal que l'eau atteint sur le talus d'un ouvrage du fait de l'action de la houle. L'estimation de run-up,  $R_u$ , peut reposer sur des équations empiriques simples obtenues à partir des résultats d'essais effectués sur des modèles physiques, ou sur des modèles numériques d'interaction houle/ouvrage. Chacune des méthodes de calcul exige que les paramètres soient définis avec précision. Le run-up est défini verticalement par rapport au niveau de l'eau au repos et sera positif s'il dépasse ce niveau, comme l'illustre la Figure 5.2. Le run-up et le run-down sont souvent donnés sous forme adimensionnelle en divisant leur valeur par la hauteur significative de la houle à l'ouvrage, par exemple  $R_{un\%}/H_s$  et  $R_{dn\%}/H_s$ , où l'indice supplémentaire « n » sert à exprimer le niveau de dépassement considéré, par exemple 2 %. Ce niveau de dépassement est lié au nombre de vagues incidentes.

Contrairement à la houle régulière, pour laquelle il n'existe qu'une seule valeur maximale de run-up, la houle irrégulière engendre une distribution du run-up. Il est par conséquent nécessaire que les formules de run-up déterminent un paramètre représentatif de cette distribution. À l'heure actuelle, le paramètre de run-up de la houle irrégulière le plus communément utilisé est  $R_{u2\%}$  (m).

Cette section est consacrée principalement au run-up de la houle. Toutefois, l'Encadré 5.1 situé à la fin de la section propose des informations sur le run-down.

#### Approche fondamentale

La plupart des concepts actuels de run-up consistent en une formule de base qui est une fonction linéaire plutôt simple du paramètre de déferlement,  $\xi$  (-), défini par l'Équation 5.2. L'Équation 5.6 exprime la relation générale qui existe entre le run-up dépassé par 2 % des vagues,  $R_{u2\%}$  (m), la pente du talus, la hauteur et la période de la houle (à travers  $\xi$ ).

$$R_{u2\%} / H_s = A \xi + B \quad (5.6)$$

où  $A$  et  $B$  sont des coefficients d'ajustement (-) définis ci-dessous.

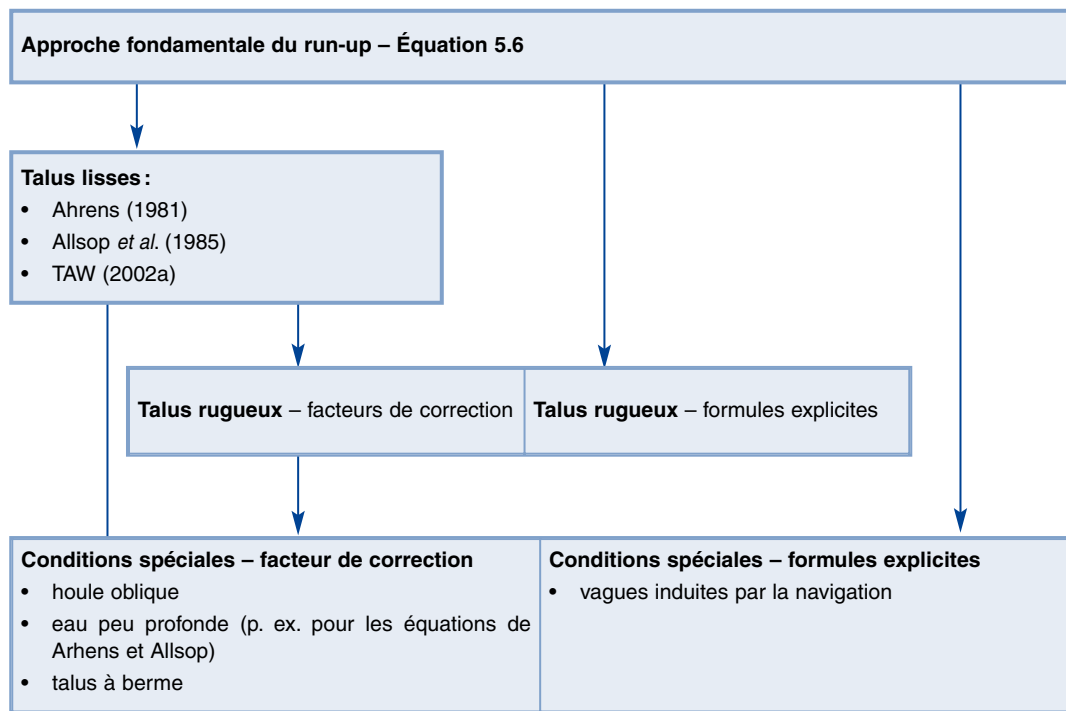
En houle aléatoire, le run-up varie en fonction de la hauteur et de la longueur d'onde de la houle. En règle générale, la forme de la distribution de probabilité des run-up n'est pas bien établie. Certains résultats d'essais suggèrent que, pour des configurations simples avec des pentes comprises entre 4/3 et 5/2, il est possible de prendre pour hypothèse une distribution de Rayleigh (voir l'Encadré 4.10) pour le run-up, lorsqu'aucune autre donnée n'est disponible.

Les ouvrages hydrauliques peuvent être classés selon la rugosité de leur talus et selon leur perméabilité. La plupart des données disponibles sur le run-up de la houle concernent des talus imperméables et essentiellement lisses, bien que quelques mesures en laboratoire aient été faites sur des talus en enrochement et perméables.

Dans le contexte de ce guide, on s'intéresse explicitement aux talus en enrochement pour lesquels des méthodes spécifiques ont été mises au point. Les méthodes réservées aux talus lisses pourront cependant être utilisées pour les talus en enrochements intégralement liés au béton ou au bitume.

Dans certains cas, les méthodes d'estimation élaborées pour les talus lisses peuvent servir pour les talus rugueux, en appliquant un facteur de correction de rugosité. Des facteurs de correction peuvent également être utilisés pour prendre en compte des éléments qui rendent la situation plus complexe, tels qu'une houle oblique, une eau peu profonde et des talus à berme. Toutefois, à la place des facteurs de correction, quelques formules explicites ont été mises au point pour les talus rugueux et perméables et pour des conditions particulières telles que les vagues induites par la navigation.

Les différentes méthodes de calcul du run-up de la houle sont illustrées à la Figure 5.4. Une méthode de calcul de la vitesse du run-up et de l'épaisseur de la lame d'eau est présentée à l'Encadré 5.5 de la Section 5.1.1.3.



**Figure 5.4** Méthodes de calcul du run-up de la houle

**NOTE :** il existe différentes approches pour calculer le run-up. Il est conseillé à l'utilisateur d'une formule d'en vérifier tout d'abord la validité dans le domaine de l'application désirée. Les domaines de validité et les principales différences sont donnés pour chacune des approches proposées; aucune préférence n'est accordée à l'une ou l'autre des formules. Si plus d'une formule est considérée comme valide, il est conseillé d'effectuer une analyse de sensibilité sur le choix de la formule. Celle-ci doit être choisie selon que, pour une application spécifique, il est nécessaire d'avoir une estimation sécuritaire ou optimale (une moyenne).

#### Talus lisses

Sur la base de mesures, Ahrens (1981) a élaboré une courbe d'estimation correspondant à l'Équation 5.6 pour le run-up dépassé par 2 % des vagues, en utilisant  $\xi_p$ , avec les coefficients  $A = 1.6$  et  $B = 0$  pour  $\xi_p < 2.5$ . Pour des valeurs du paramètre de déferlement plus importantes (c'est-à-dire  $\xi_p > 2.5$ ), les coefficients  $A$  et  $B$  de la courbe deviennent alors  $A = -0.2$  et  $B = 4.5$ .

Allsop *et al.* (1985) ont également mis au point une courbe d'estimation correspondant à l'Équation 5.6 pour des valeurs du paramètre de déferlement,  $\xi_p$ , comprises entre 2.8 et 6. Pour estimer le run-up dépassé par 2 % des vagues, les coefficients suivants sont suggérés (marges de sécurité exclues):  $A = -0.21$  et  $B = 3.39$ .

Pour les courbes de prédiction d'Ahrens (1981) et d'Allsop *et al.* (1985), des facteurs de correction peuvent être utilisés pour prendre en compte l'influence des bermes,  $\gamma_b$ , de la rugosité du talus,  $\gamma_f$ , de l'obliquité de la houle,  $\gamma_\beta$ , et de l'eau peu profonde,  $\gamma_h$ , voir l'Équation 5.7. Ces facteurs de correction seront présentés plus tard dans cette section. Pour des talus lisses et de pente constante avec une houle perpendiculaire et en eau profonde, ces facteurs sont tous égaux à 1.0.

$$R_{u2\%} / H_s = \gamma_b \gamma_f \gamma_\beta \gamma_h (A \xi_p + B) \quad (5.7)$$

Une courbe d'estimation élaborée aux Pays-Bas et présentée dans un rapport du TAW intitulé *Technical Report on Wave Run-up and Overtopping at Dikes* (Rapport technique sur le run-up et le franchissement de la houle sur les digues) (TAW, 2002a), utilise le paramètre de déferlement  $\xi_{m-1,0}$ , déterminé d'après la hauteur significative spectrale de la houle ( $H_s = H_{m0}$ ) et de la période moyenne énergétique de la houle,  $T_{m-1,0}$ , au lieu de la hauteur significative de la houle calculée

par analyse dans le domaine temporel ( $H_s = H_{1/3}$ ) et de la période de pic,  $T_p$ , comme le faisaient les méthodes d'Ahrens (1981) et d'Allsop *et al.* (1985). La période moyenne énergétique de la houle,  $T_{m-1,0}$ , rend compte de l'influence de la forme du spectre et de l'eau peu profonde (Van Gent, 2001 et 2002). L'analyse spectrale de la houle est abordée à la Section 4.2.4. Une règle simple d'estimation de  $T_{m-1,0}$  est donnée à la Section 5.1.1.1.

Le TAW (2002a) propose les Équations 5.8 et 5.9 pour la détermination du run-up de la houle :

$$R_{u2\%} / H_{m0} = A \gamma_b \gamma_f \gamma_\beta \xi_{m-1,0} \quad (5.8)$$

avec une limite maximale ou supérieure pour les valeurs de  $\xi_{m-1,0}$  les plus élevées (voir la Figure 5.5) de :

$$R_{u2\%} / H_{m0} = \gamma_f \gamma_\beta \left( B - C / \sqrt{\xi_{m-1,0}} \right) \quad (5.9)$$

Cette courbe d'estimation, représentée à la Figure 5.5, est valable pour  $0.5 < \gamma_b \xi_{m-1,0} < 8$  à 10. Le coefficient de réduction en présence d'une berme,  $\gamma_b$ , le coefficient de réduction en cas de talus rugueux,  $\gamma_f$ , et le coefficient de réduction en présence de houle oblique,  $\gamma_\beta$ , seront présentés un peu plus loin dans cette section. Dans le cas d'un talus de pente constante et lisse en houle perpendiculaire, ces facteurs sont tous égaux à un. Des valeurs ont été calculées pour les coefficients  $A$ ,  $B$  et  $C$  des Équations 5.8 et 5.9, qui représentent la tendance moyenne,  $\mu$ , dans la totalité des données utilisées dans les calculs probabilistes. Pour les calculs déterministes, il est suggéré d'utiliser des valeurs qui intègrent une marge de sécurité d'un écart type,  $\sigma$ . Le Tableau 5.1 présente les deux valeurs pour chacun des trois coefficients  $A$ ,  $B$  et  $C$ . Pour plus de renseignements sur cette méthode, consulter le TAW (2002a).

**Tableau 5.1** Valeurs des coefficients  $A$ ,  $B$  et  $C$  des Équations 5.8 et 5.9

Coefficients (des Eq. 5.8 et 5.9)	Valeurs avec marge de sécurité ( $\mu - \sigma$ ) - calculs déterministes	Valeurs sans marge de sécurité - tendance moyenne/calculs probabilistes
$A$	1.75	1.65
$B$	4.3	4.0
$C$	1.6	1.5

### Talus rugueux

Pour calculer le run-up de la houle sur les talus rugueux, il est possible d'utiliser soit des facteurs de correction de la rugosité soit des formules explicitement calculées. À titre de première estimation, il est possible d'utiliser l'approximation suivante :  $R_{u2\%}/H_s < 2.3$ .

- **Talus rugueux - facteurs de correction**

Le calcul du run-up sur des talus **rugueux imperméables** peut être basé sur les méthodes réservées aux talus lisses énoncées ci-dessus en appliquant un facteur de réduction,  $\gamma_f$ , qui vient multiplier le run-up obtenu sur un talus lisse. Étant donné qu'il existe des différences entre les méthodes consacrées aux talus lisses (p. ex. la définition de la période de la houle), les limites d'utilisation de ce facteur diffèrent pour les méthodes d'estimation d'Ahrens (1981) et d'Allsop *et al.* (1985), par rapport à la méthode du TAW (2002a). À ce propos, se reporter à la note en dessous du Tableau 5.2. Les coefficients de rugosité qui figurent au Tableau 5.2 sont extraits du *Technical Report on Wave Run-up and Overtopping at Dikes* du TAW (2002a).

Le Tableau 5.10 de la Section 5.1.1.3 présente les coefficients de correction de rugosité pour des talus en enrochement artificiel. Ils ont été déterminés pour les calculs de franchissement et conviennent également pour une première estimation du run-up de la houle.

**Tableau 5.2** Valeurs du coefficient de réduction de rugosité,  $\gamma_f$  (TAW, 2002a)

Type d'ouvrage	$\gamma_f$
Béton, bitume et herbe	1.0
Enrochements appareillés	0.80 - 0.95
Enrochement naturel - couche unique sur une base imperméable	0.70
Enrochement naturel - deux couches sur une base imperméable	0.55
Enrochement naturel - base perméable	Figure 5.5

**Notes :**

1. Dans les méthodes utilisant l'Équation 5.7, le coefficient de rugosité,  $\gamma_f$ , n'est applicable que pour de petites valeurs du paramètre de déferlement :  $\xi_p < 3$  à 4, car aucune donnée n'est disponible pour des valeurs de  $\xi_p$  plus grandes.
2. Dans la méthode du TAW, qui utilise les Équations 5.8 et 5.9, le coefficient de rugosité,  $\gamma_f$ , n'est applicable que pour  $\gamma_b \xi_{m-1,0} < 1.8$ . Pour des valeurs plus importantes, ce coefficient augmente de façon linéaire jusqu'à 1 pour  $\gamma_b \xi_{m-1,0} = 10$  et reste égal à un pour des valeurs plus grandes.

- **Talus rugueux - formules explicites**

Plutôt que d'utiliser les facteurs de correction de rugosité, des formules explicites ont été établies à partir d'essais sur des talus rugueux en enrochement avec des noyaux perméables et imperméables.

Pour la plupart des conditions de houle et des pentes d'ouvrages, un talus en enrochement dissipe bien plus d'énergie de la houle qu'un talus équivalent lisse ou imperméable. En règle générale, le run-up est donc réduit. Cette réduction dépend de la perméabilité de la carapace, du filtre et des sous-couches, ainsi que de la cambrure de la houle,  $s$  (-). Pour obtenir une variante à l'utilisation d'un facteur de correction de rugosité, le run-up a été mesuré sur des talus recouverts d'enrochement naturel ou de rip-rap lors d'essais en laboratoire, en houle régulière ou aléatoire. Dans de nombreux cas, on a opté pour un noyau relativement perméable. Les essais présentent donc souvent une vaste gamme de résultats au sein de laquelle le concepteur doit interpoler.

L'analyse des résultats des essais effectués par Van der Meer et Stam (1992) a permis de déterminer des formules d'estimation (Équations 5.10 et 5.11) pour des talus à carapace en enrochement naturel avec un noyau imperméable, caractérisé par un coefficient de perméabilité nominale  $P = 0.1$  et pour des talus perméables d'une perméabilité relativement élevée, pour lesquelles  $P = 0.5$  et 0.6. Le coefficient de perméabilité nominale,  $P$  (-), est présenté aux Sections 5.2.1.2 et 5.2.2.2. Il faut noter que cette analyse repose sur  $\xi_m$ .

$$R_{un\%} / H_s = a \xi_m \quad \text{pour } \xi_m \leq 1.5 \quad (5.10)$$

$$R_{un\%} / H_s = b \xi_m^c \quad \text{pour } \xi_m > 1.5 \quad (5.11)$$

Les courbes de prédiction basées sur les Équations 5.10 et 5.11 donnent la tendance moyenne des données et illustrent les conditions avec noyau perméable et avec noyau imperméable (grande dispersion des points).

Le run-up pour des ouvrages perméables ( $P > 0.4$ ) est limité à un maximum, donné par l'Équation 5.12:

$$R_{un\%} / H_s = d \quad (5.12)$$

Les valeurs des coefficients  $a$ ,  $b$ ,  $c$  et  $d$  des Équations 5.10 à 5.12 ont été déterminées pour différents niveaux de dépassement du run-up. Elles sont présentées au Tableau 5.3. La dispersion expérimentale de  $d$  est de l'ordre de 0.07.

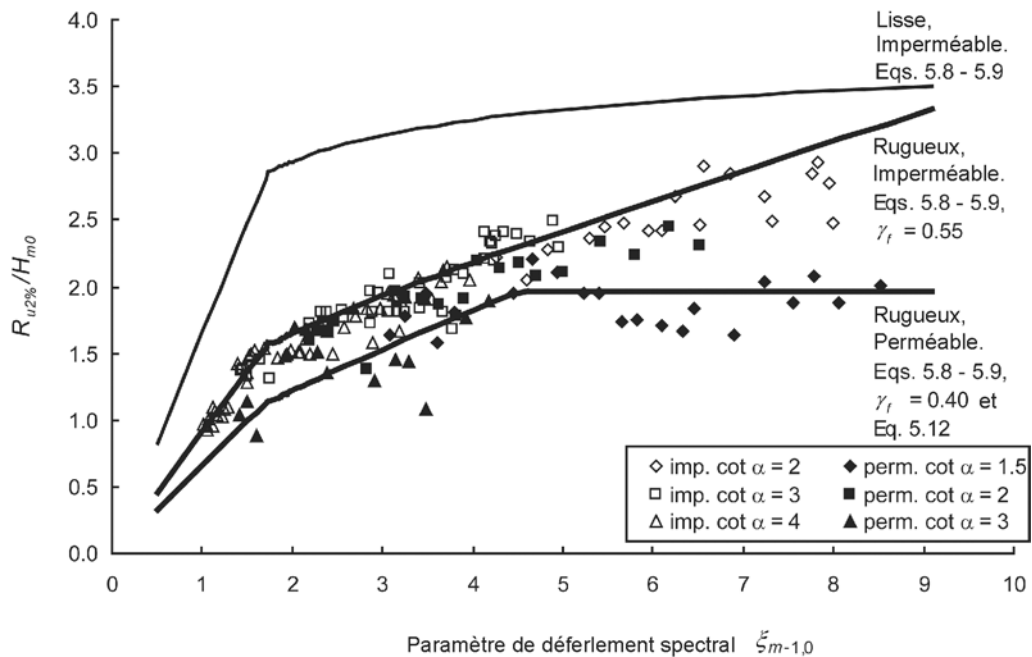
**Tableau 5.3** Coefficients des Équations 5.10 à 5.12

Run-up dépassé par n % des vagues	a	b	c	d
0.1	1.12	1.34	0.55	2.58
1	1.01	1.24	0.48	2.15
2	0.96	1.17	0.46	1.97
5	0.86	1.05	0.44	1.68
10	0.77	0.94	0.42	1.45
50 (valeur médiane)	0.47	0.60	0.34	0.82

Les Équations 5.10 et 5.11 utilisent la période moyenne de la houle,  $T_m$ , alors que pour les talus lisses, il s'agissait de la période moyenne énergétique de la houle,  $T_{m-1,0}$  (Équations 5.8 et 5.9).

Les recherches du programme CLASH de l'UE ont démontré que pour de petites valeurs du paramètre de déferlement, il y aurait une différence entre les valeurs de  $R_{u,2\%}$  dans le cas de sous-couches perméables et dans le cas de sous-couches imperméables. C'est pour cette raison que les données initiales de Van der Meer et Stam (1992) ont été réanalysées, ce qui a conduit aux courbes d'estimation présentées à la Figure 5.5.

La Figure 5.5 présente les résultats pour trois talus avec noyau imperméable et trois talus avec noyau perméable ; chacun de ces noyaux est représenté par une courbe de prédiction. Par ailleurs, une troisième courbe d'estimation a été ajoutée pour les talus lisses. La courbe correspondant à un noyau imperméable est basée sur  $\gamma_f = 0.55$  et la courbe correspondant à un noyau perméable sur  $\gamma_f = 0.4$  (voir également le Tableau 5.10). À partir de  $\xi_{m-1,0} = 1.8$ , le coefficient de correction de rugosité augmente de manière linéaire jusqu'à 1 pour  $\xi_{m-1,0} = 10$ , puis il reste égal à 1 pour des valeurs supérieures. Toutefois, dans le cas d'un noyau perméable, un maximum de  $R_{u2\%}/H_s = 1.97$  (voir le Tableau 5.1) est atteint.



**Figure 5.5** Run-up relatif sur des talus en enrochement en fonction de la perméabilité du noyau, déterminé à l'aide du paramètre de déferlement calculé à partir des valeurs spectrales de la houle,  $\xi_{m-1,0}$ , et des Équations 5.8, 5.9 et 5.12.



### Conditions particulières

Les effets de la houle oblique (au moyen du facteur de correction,  $\gamma_\beta$ ), de l'eau peu profonde (au moyen du coefficient de réduction,  $\gamma_h$ ), des talus à berme (au moyen du facteur de correction  $\gamma_b$ ) et des vagues induites par la navigation (avec des formules explicites) sur le run-up de la houle sont présentés dans ce qui suit.

- **Houle oblique**

En cas de houle oblique, l'angle d'incidence de la houle,  $\beta$  ( $^\circ$ ), est défini comme l'angle formé par la direction de propagation de la houle et l'axe perpendiculaire à l'ouvrage (pour une attaque normale,  $\beta = 0^\circ$ ).

**NOTE:** l'angle d'incidence de la houle est l'angle obtenu après tout changement de direction de la houle due à la réfraction sur les fonds en avant de l'ouvrage.

La plupart des recherches effectuées sur l'influence de l'incidence de la houle concerne des cas de houle longue qui n'a pas de distribution directionnelle. Toutefois, dans la nature, la houle est courte (seule la houle océanique peut être considérée comme longue), ce qui signifie que les crêtes des vagues ont une longueur finie et que la houle a une direction d'incidence moyenne. Cette dispersion directionnelle de la houle courte affecte le run-up et les franchissements.

Les conclusions concernant la prise en compte de la houle oblique dans le calcul du run-up - applicables à toutes les méthodes présentées - sont les suivantes :

- le run-up (et le franchissement) de la houle courte est maximal pour une incidence normale de la houle ;
- le coefficient de réduction du run-up pour des angles d'incidence importants de la houle courte n'est pas inférieur à 0,8, par rapport à un angle d'incidence nul.

L'Équation 5.13 donne le facteur de correction  $\gamma_\beta$  pour les différentes méthodes de calcul du run-up d'une houle courte oblique :

$$\gamma_\beta = 1 - 0.0022 |\beta| \quad \text{pour } 0^\circ \leq |\beta| \leq 80^\circ \quad (5.13)$$

Pour les angles d'incidence  $\beta > 80^\circ$ , le calcul est effectué avec  $\beta = 80^\circ$ .

**NOTE:** une houle oblique a une influence légèrement moins importante sur le run-up que sur les franchissements. Voir les Équations 5.37 à 5.39.

- **Eau peu profonde**

En eau peu profonde, généralement définie par  $h/H_{s\text{-en pied}} < 3$ , où  $h$  est la profondeur d'eau au pied de l'ouvrage (m), la distribution des hauteurs de la houle et le spectre énergétique de la houle changent. La distribution des hauteurs de la houle, par exemple, s'écarte de la distribution de Rayleigh (voir la Section 4.2.4). Il en résulte que  $H_{2\%}/H_s$  peut être inférieur à 1,4 (Rayleigh), avec des valeurs habituellement comprises entre 1,1 et 1,4. Dans l'Équation 5.7, l'influence du changement de distribution de la hauteur des vagues sur le run-up peut être exprimée par un coefficient de réduction de profondeur,  $\gamma_h$  (-), calculé à partir de  $H_{2\%}$  et  $H_s$  au pied de l'ouvrage selon l'Équation 5.14.

$$\gamma_h = (H_{2\%} / H_s) / 1.4 \quad (5.14)$$

La valeur du coefficient de réduction de profondeur est :  $\gamma_h = 1$  en eau profonde, c'est-à-dire pour  $h/H_{s\text{-en pied}} \geq 4$ . La méthode de Battjes et Groenendijk (2000) donne une approche générique permettant d'obtenir des estimations du ratio  $H_{2\%}/H_s$  (voir la Section 4.2.4.4).

Les Équations 5.8 et 5.9 présentées par le TAW (2002a) sont basées sur des essais incluant des essais en eau peu profonde. Cette méthode d'estimation est donc également applicable dans ce domaine sans qu'il soit nécessaire d'avoir recours à un coefficient de réduction. Les effets de la profondeur d'eau sur le run-up sont abordés par Van Gent (2001), par exemple.

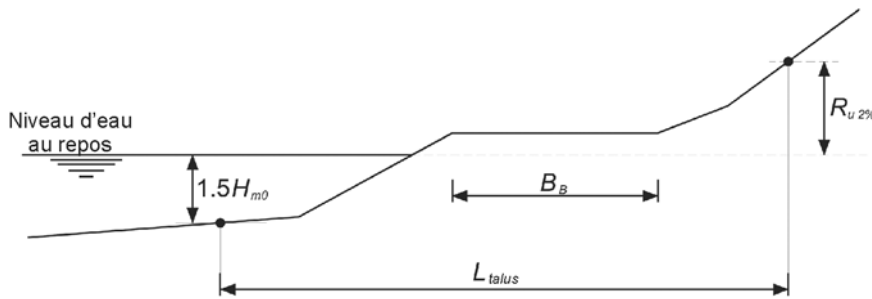
• **Talus à berme**

Le TAW (2002a) propose une méthode pour prendre en compte l'influence des talus à berme sur le run-up (et sur le franchissement) de la houle. Cette méthode est divisée en deux étapes :

1. Calcul de l'angle de talus représentatif,  $\alpha$  ( $^\circ$ ), afin de déterminer le paramètre de déferlement,  $\xi$ .
2. Calcul du facteur de correction en présence d'une berme,  $\gamma_b$ .

**NOTE:** le facteur de correction,  $\gamma_b$ , est valide pour les méthodes d'Arhens (1981), Allsop *et al.* (1985) et également pour la méthode du TAW (2002a).

La Figure 5.6 et l'Équation 5.15 montrent comment obtenir l'angle de talus représentatif,  $\alpha$ , qui est utilisé dans le calcul du paramètre de déferlement, nécessaire pour déterminer le run-up de la houle (voir l'Équation 5.8).



**Figure 5.6** Définition d'un angle de talus représentatif, désigné par  $\tan \alpha$

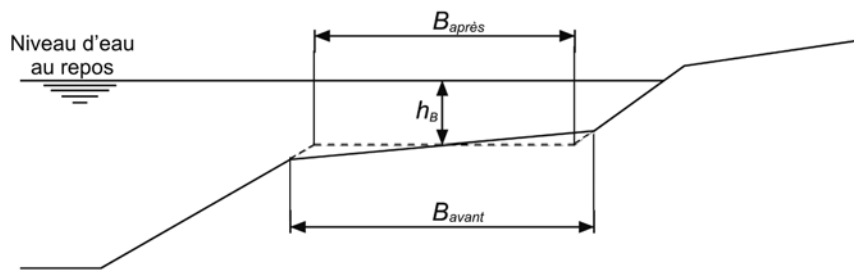
$$\tan \alpha = (1.5 H_{m0} + R_{u2\%}) / (L_{\text{talus}} - B_B) \tag{5.15}$$

**NOTE:** étant donné que l'Équation 5.15 contient le run-up  $R_{u2\%}$ , qui est inconnu à ce stade, cette valeur doit être déterminée à l'aide d'une approche itérative. La procédure standard est de commencer par une valeur de  $R_{u2\%}$  égale à  $1.5H_{m0}$  ou  $2H_{m0}$ . Après avoir déterminé le paramètre de déferlement  $\xi_{m-1,0} = \tan \alpha / \sqrt{s_{m-1,0}}$  et par la suite le run-up grâce à l'Équation 5.8, il est nécessaire de vérifier si l'écart par rapport à l'hypothèse de valeur initiale est acceptable ou pas.

Après avoir obtenu le paramètre de déferlement,  $\xi$ , à utiliser dans la méthode d'estimation, un facteur de correction en présence d'une berme,  $\gamma_b$ , est proposé par le TAW (2002a). Ce facteur de correction (voir l'Équation 5.16) est composé de deux coefficients, l'un pour l'influence de la largeur de la berme,  $k_B$ , et l'autre pour la position du milieu de la berme par rapport au niveau de l'eau au repos,  $k_h$ :

$$\gamma_b = 1 - k_B (1 - k_h) \quad \text{avec } 0.6 \leq \gamma_b \leq 1.0 \tag{5.16}$$

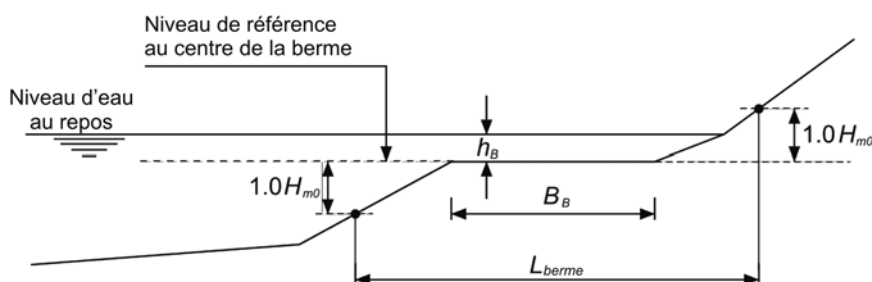
Cette méthode est valable pour les bermes dont la largeur reste inférieure au quart de la longueur d'onde de la houle au large,  $L_o$  (m), calculée dans cette méthode avec  $T_{m-1,0}$ . Elle n'est également valable que pour le calcul de l'influence des bermes dont la pente reste inférieure à 15/1, et les bermes inclinées dans cet ordre de grandeur doivent être définies comme équivalentes à une berme horizontale ( $B_{\text{après}} = B_B$  dans l'Équation 5.17), tel que présenté à la Figure 5.7. Si la pente de la berme est supérieure à 15/1, il est suggéré de calculer le run-up (et le franchissement) de la houle par interpolation entre la berme la plus raide (15/1) et un talus régulier (8/1), ou par interpolation entre les résultats pour une berme la plus longue possible ( $L_o/4$ ) et les résultats prenant en compte une eau peu profonde.



**Figure 5.7** Définition de la largeur de berme,  $B$ , utilisée dans l'Equation 5.17, et de la hauteur d'eau au-dessus de la berme,  $h_B$

Le facteur d'influence de la largeur de berme,  $k_B$ , est calculé à l'aide de l'Équation 5.17, la longueur de berme,  $L_{berme}$  (m), est montrée à la Figure 5.8:

$$k_B = 1 - \frac{2 H_{m0} / L_{berme}}{2 H_{m0} / (L_{berme} - B_B)} = \frac{B_B}{L_{berme}} \quad (5.17)$$



**Figure 5.8** Talus à berme

Avec l'approche du TAW (2002a), une berme positionnée au niveau de l'eau au repos est particulièrement efficace. L'influence de la berme disparaît lorsqu'elle est située au-dessus du run-up,  $R_{u2\%}$ , ou lorsqu'elle se trouve à plus de  $2H_{m0}$  en dessous du niveau de l'eau au repos. L'influence de la position de la berme peut être déterminée au moyen d'une fonction cosinus, dans laquelle le cosinus est donné en radians, par l'Équation 5.18:

$$k_h = 0.5 - 0.5 \cos\left(\pi \frac{h_B}{x}\right) \quad (5.18)$$

où

- $x = R_{u2\%}$  si la berme est au-dessus du niveau de l'eau au repos, soit  $0 < h_B < R_{u2\%}$  ;
- $x = 2H_{m0}$  si la berme est en dessous du niveau de l'eau au repos, soit  $0 \leq h_B < 2H_{m0}$  ;
- $k_h = 1$  si la berme est en dehors de la zone d'influence, soit  $h_B \leq -R_{u2\%}$  ou  $h_B \geq 2H_{m0}$ .

**NOTE:** dans le cas où une berme se trouve au-dessus du niveau de l'eau au repos, il faut adopter une approche itérative pour calculer la valeur finale du run-up de la houle, étant donné que ce paramètre fait partie de l'Équation 5.16 (à travers l'Équation 5.18), pour déterminer le coefficient de réduction en présence d'une berme,  $\gamma_b$ . La procédure standard est de commencer par une valeur de  $R_{u2\%}$ , égale à  $1.5H_{m0}$  ou  $2H_{m0}$ , puis de vérifier le résultat du calcul afin de déterminer si l'écart est acceptable ou pas. Pour plus de renseignements sur cette méthode, consulter le rapport du TAW (2002a).

- **Vagues induites par la navigation**

L'ensemble des relations empiriques suivantes a été élaboré pour le run-up des vagues induites par la navigation (pour la définition des mouvements d'eau induits par la navigation,  $H$  et  $H_i$ , se reporter à la Section 4.3.4). Les formules ont été calibrées pour des navires traditionnels circulant sur les voies navigables intérieures néerlandaises et doivent être considérées comme spécifiques à ce cas particulier (voir AIPCN, 1987). Des paramètres pour les vagues induites par la naviga-

tion similaires à ceux de la houle soulevée par le vent ont été utilisés. Le run-up des vagues induites par la navigation,  $R_u'$ , est exprimé en fonction d'un paramètre de déferlement,  $\xi$ , par les Équations 5.19 à 5.21 :

$$R_u' / H = \xi \quad \text{pour } \xi \leq 2.6 \quad (5.19)$$

$$R_u' / H = 6.5 - 1.5 \xi \quad \text{pour } 2.6 < \xi < 3.0 \quad (5.20)$$

$$R_u' / H = 2.0 \quad \text{pour } \xi \geq 3.0 \quad (5.21)$$

où  $\xi = \tan \alpha \sqrt{H_i / L_i}$  et  $L_i$  est la longueur d'onde (m) égale à :  $4/3 \pi V_s^2 / g$  (voir les Sections 4.3.4.2 et 5.2.2.2).

Étant donné le caractère spécifique des formules ci-dessus, leur fiabilité pour un cas arbitraire peut être limitée.

Le run-up est maximal pour les crêtes d'interférences ou les ondes secondaires induites par la navigation avec un angle d'incidence,  $\beta$  ( $^\circ$ ). Il peut être estimé à l'aide de l'Équation 5.22.

$$R_u' / H_i = 2.0 \xi \sqrt{\cos \beta} \quad (5.22)$$

Cette Équation 5.22 est valable pour les talus de pente constante et lisse. Ainsi, pour obtenir le run-up réel, il faut le multiplier par un coefficient de correction de rugosité,  $\gamma_r$ , et, le cas échéant, par un coefficient de réduction en présence d'une berme,  $\gamma_b$ . Les valeurs classiques du coefficient de correction de rugosité,  $\gamma_r$ , sont présentées au Tableau 5.2.

### Run-down de la houle

Le niveau d'eau le plus bas atteint par la houle sur un talus est appelé run-down de la houle,  $R_d$ . Celui-ci est défini verticalement par rapport au niveau de l'eau au repos et sera **positif s'il est inférieur au niveau de l'eau au repos**, comme le montre la Figure 5.2. L'Encadré 5.1 contient des informations sur le run-down de la houle.

#### Encadré 5.1 Run-down de la houle

Le run-down sur des **talus lisses et de pente constante** peut être calculé au moyen des Équations 5.23 et 5.24

$$R_{d2\%} / H_s = 0.33 \xi_p \quad \text{pour } 0 < \xi_p < 4 \quad (5.23)$$

$$R_{d2\%} / H_s = 1.5 \quad \text{pour } \xi_p \geq 4 \quad (5.24)$$

Le run-down sur des **talus perméables en enrochement** est influencé par la perméabilité de l'ouvrage et par le paramètre de déferlement. Pour une carapace en enrochement à granulométrie étalée ou pour un rip-rap sur un talus imperméable, une expression simple (voir l'Équation 5.25) du run-down maximal, considéré comme étant celui dépassé par 1 % des vagues, a été établie à partir d'essais menés par Thompson et Shuttler (1975) :

$$R_{d1\%} / H_s = 0.34 \xi_p - 0.17 \quad (5.25)$$

L'analyse du run-down par Van der Meer (1988b) a donné une relation (Équation 5.26) qui inclut les effets de la perméabilité de l'ouvrage,  $P$  (-), de l'angle du talus,  $\alpha$  ( $^\circ$ ), et de la cambrure nominale de la houle,  $s_{om}$  (-) :

$$R_{d2\%} / H_s = 2.1 \sqrt{\tan \alpha} - 1.2 P^{0.15} + 1.5 \exp(-60 s_{om}) \quad (5.26)$$

### 5.1.1.3 Franchissement de la houle

Lors du dimensionnement de nombreux ouvrages hydrauliques, la cote d'arase de la crête est déterminée par le débit franchissant de la houle. En houle aléatoire, le débit franchissant varie beaucoup d'une vague à l'autre. Pour les cas spécifiques, il existe généralement peu de données pour quantifier cette variation, notamment parce qu'il y a de nombreux paramètres à prendre en compte, liés à la houle, à la géométrie du talus et de la crête ou au vent. Il suffit souvent d'utiliser le débit moyen, généralement exprimé sous forme d'un débit spécifique par mètre linéaire de crête,  $q$  ( $\text{m}^3/\text{s}$  par mètre linéaire ou  $\text{l/s}$  par mètre linéaire). Le Tableau 5.4 énumère des valeurs critiques de  $q$  suggérées pour divers scénarios de dimensionnement. Les méthodes d'estimation du débit franchissant moyen sont présentées dans cette section.

Le Tableau 5.4 présente également les volumes franchissants maximums critiques,  $V_{max}$  ( $\text{m}^3$  par mètre linéaire), qui peuvent avoir une importance bien plus grande que les débits critiques dans certaines circonstances. Toutefois, sur la base d'hypothèses ou d'études spécifiques, le volume franchissant maximal peut généralement être défini par le débit franchissant moyen. Les méthodes d'estimation des volumes franchissants associés à des vagues individuelles, de même que les informations sur les vitesses et l'épaisseur des lames d'eau au moment du run-up et du franchissement de la houle sont relativement récentes. Quelques suggestions figurent à la fin de cette section et à l'Encadré 5.4.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

**Tableau 5.4** Débits et volumes franchissants critiques (Allsop et al., 2005)

	$q$ Débit franchissant moyen (m <sup>3</sup> /s par m)	$V_{max}$ Volume franchissant maximum (m <sup>3</sup> /m)
<b>Piétons</b>		
Dangereux pour des piétons ignorant les risques, plutôt facilement contrariés ou effrayés ; pas de visibilité claire sur la mer, passages étroits ou bord très proche	$q > 3 \cdot 10^{-5}$	$V_{max} > 2 \cdot 10^{-3} - 5 \cdot 10^{-3}$
Dangereux pour des piétons conscients des risques, pas facilement contrariés ou effrayés, capables de tolérer d'être mouillés ; bonne visibilité sur la mer, passage plus large	$q > 1 \cdot 10^{-4}$	$V_{max} > 0.02 - 0.05$
Dangereux pour le personnel formé, bien chaussé et protégé, qui s'attend à être mouillé ; franchissement à des niveaux bas seulement, pas de retombées, faible risque de chute depuis le passage	$q > 1 \cdot 10^{-3} - 0.01$	$V_{max} > 0.5$
<b>Véhicules</b>		
Dangereux en cas de conduite à vitesse modérée ou rapide, franchissement impulsif donnant lieu à des retombées ou à des jets très rapides	$q > 1 \cdot 10^{-5} - 5 \cdot 10^{-5}$	$V_{max} > 5 \cdot 10^{-3}$
Dangereux en cas de conduite au pas, franchissement par écoulements pulsatoires à des niveaux bas seulement, pas de retombées	$q > 0.01 - 0.05$	$V_{max} > 0.1$
<b>Marinas</b>		
Naufrage de petits bateaux amarrés à 5-10 mètres du mur, dégâts sur les bateaux de plus grande taille	$q > 0.01$	$V_{max} > 1 - 10$
Dégâts importants sur de plus grands bateaux, voire naufrage	$q > 0.05$	$V_{max} > 5 - 50$
<b>Bâtiments</b>		
Aucun dégât	$q < 1 \cdot 10^{-6}$	
Dégâts mineurs sur les installations etc.	$1 \cdot 10^{-6} < q < 3 \cdot 10^{-5}$	
Dégâts structurels	$q > 3 \cdot 10^{-5}$	
<b>Digues à talus</b>		
Aucun dégât	$q < 2 \cdot 10^{-3}$	
Dégâts si la crête n'est pas protégée	$2 \cdot 10^{-3} < q < 0.02$	
Dégâts si le talus arrière n'est pas protégé	$0.02 < q < 0.05$	
Dégâts même si la protection est complète	$q > 0.05$	
<b>Revêtements de haut de plage, protection de terre-plein</b>		
Aucun dégât	$q < 0.05$	
Dégâts si l'arase n'est pas protégée	$0.05 < q < 0.2$	
Dégâts même si l'arase est protégée	$q > 0.2$	



### Approche fondamentale

Les méthodes de calcul du franchissement de la houle reposent généralement sur des formules de type exponentiel dans lesquelles le débit franchissant spécifique moyen,  $q$  ( $\text{m}^3/\text{s}$  par m) est donné par l'Équation 5.27 :

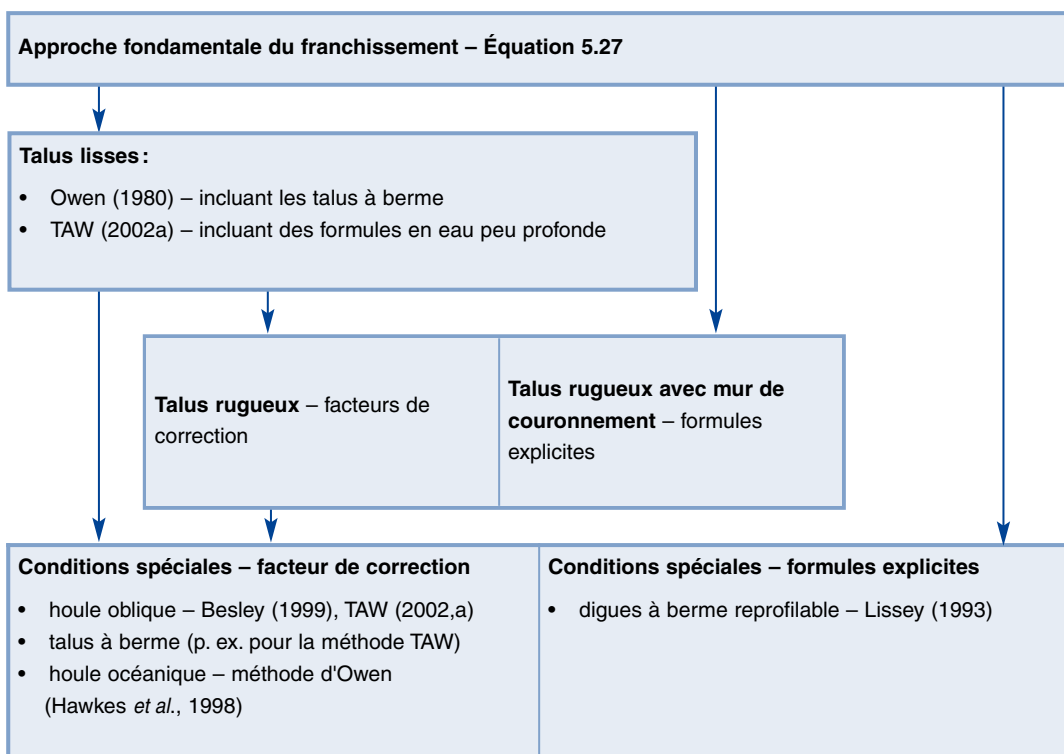
$$q = A \exp(B R_c) \quad (5.27)$$

Dans cette équation, les coefficients  $A$  et  $B$  dépendent, selon la méthode employée, de paramètres qui se rapportent à l'ouvrage, tels que l'angle du talus, la largeur de la berme, etc. Le franchissement est également fonction de la revanche de la crête,  $R_c$ , définie comme la hauteur de la crête au-dessus du niveau de l'eau au repos considéré.

**NOTE :** dans la littérature, on utilise également le symbole  $Q$  pour représenter le débit franchissant ; dans ce guide,  $Q$  désigne le débit total ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) et  $q$  le débit spécifique ( $\text{m}^3/\text{s}$  par m).

Comme pour le run-up de la houle, il existe différentes méthodes pour prédire le franchissement en fonction des types d'ouvrages hydrauliques (talus lisses ou rugueux, perméables ou imperméables), basées sur l'Équation 5.27. Il est également possible de prendre en compte des situations plus complexes, telles qu'une houle oblique, une eau peu profonde ou une berme dans le talus, soit en utilisant des facteurs de correction soit par le biais de formules explicites. Ces différentes méthodes d'estimation du franchissement sont liées, comme l'indique la Figure 5.9.

Il est conseillé à l'utilisateur des formules de franchissement présentées dans cette section d'en vérifier tout d'abord la validité dans le domaine de l'application désirée. Si plus d'une formule est considérée comme valide, il est conseillé d'effectuer une analyse de sensibilité sur le choix de la formule. Celle-ci doit être choisie selon que, pour une application spécifique, il est nécessaire d'avoir une estimation sécuritaire ou optimale (une moyenne).



**Figure 5.9** Méthodes de calcul du franchissement de la houle

**NOTE :** en dehors des méthodes analytiques présentées à la Figure 5.9 et développées ultérieurement, il est également possible de faire appel à des réseaux neuronaux, qui sont l'un des résultats du projet de recherche CLASH de l'UE. L'Encadré 5.2 contient plus d'informations à ce sujet.

**Encadré 5.2** Approche particulière : utilisation des résultats d'une modélisation par réseau neuronal

En dehors des méthodes d'estimation générales pour des ouvrages types, il est possible d'utiliser les outils de modélisation par réseau neuronal développés dans le cadre du projet de recherche européen CLASH. Ceci s'applique en particulier aux ouvrages non-standard, voir Pozueta *et al.* (2004). Le nombre important de paramètres influençant le franchissement des ouvrages côtiers complique la description des principaux effets. Pour de tels phénomènes où les interrelations entre les paramètres ne sont pas claires, la modélisation par réseau neuronal peut être une alternative adéquate. Les réseaux neuronaux sont des techniques d'analyse ou d'assimilation de données communément utilisées en intelligence artificielle. Les réseaux neuronaux sont souvent utilisés comme des techniques de régression généralisées pour la modélisation des relations de cause à effet. Cette technique a souvent été mise en œuvre avec succès dans le passé pour résoudre des problèmes de modélisation complexes dans les domaines scientifique et technique.

Un réseau neuronal a été établi à partir d'une base de données comprenant plus de 10 000 résultats d'essais sur le franchissement. L'utilisateur peut également estimer le franchissement d'ouvrages côtiers non-standard – voir Van der Meer *et al.* (2005).

**Talus lisses**

Pour calculer le franchissement de talus lisses et imperméables, deux méthodes d'estimation sont présentées ici : 1) la méthode proposée par Owen (1980) et 2) la méthode de Van der Meer, exposée dans le rapport du TAW (2002a). La principale différence entre ces deux méthodes réside dans le domaine de validité relatif à la cambrure de la houle et au paramètre de déferlement, ce qui est précisé plus loin. Ces méthodes ont été établies pour des débits franchissant spécifiques,  $q$ , variant de 0.1 l/s/ml à 10 l/s/ml environ. En cas de débit moindre, Hedges et Reis (1998) ont élaboré un modèle basé sur la théorie de franchissement en houle régulière.

- **Méthode d'Owen (1980)**

Pour calculer le débit franchissant moyenné sur le temps pour des talus lisses, la revanche adimensionnelle,  $R^*$  (-), et le débit franchissant spécifique adimensionnel,  $Q^*$  (-), ont été déterminés par Owen (1980) grâce aux Équations 5.28 et 5.29 et en utilisant la période moyenne de la houle,  $T_m$  (s), et la hauteur significative de la houle,  $H_s$  (m), au pied de l'ouvrage :

$$R^* = R_c / (T_m \sqrt{g H_s}) = R_c / H_s \sqrt{s_{om} / (2\pi)} \quad (5.28)$$

$$Q^* = q / (T_m g H_s) \quad (5.29)$$

où  $R_c$  représente la revanche, c'est-à-dire la hauteur de la crête par rapport au niveau de l'eau au repos (m),  $s_{om}$  est la cambrure nominale de la houle calculée avec  $T_m$  (voir l'Équation 5.1) et  $q$  le débit franchissant **spécifique moyen** (m<sup>3</sup>/s par m).

L'Équation 5.30 donne la relation entre les paramètres adimensionnels définis dans les Équations 5.28 et 5.29.

$$Q^* = a \exp(-b R^* / \gamma) \quad (5.30)$$

où  $a$  et  $b$  sont des coefficients calculés de manière empirique qui dépendent de la section de l'ouvrage, et  $\gamma_f$  est un facteur de correction de rugosité, similaire à celui utilisé pour calculer le run-up de la houle (voir la Section 5.1.1.2).

L'influence d'une berme n'est pas prise en compte en utilisant un facteur de correction (comme dans le cas du run-up), mais au moyen de coefficients  $a$  et  $b$  appropriés (voir le Tableau 5.6); et l'influence d'une houle oblique n'est pas considérée en utilisant un facteur de correction comme cela est le cas pour le run-up, mais par le biais d'un rapport de franchissement,  $q_\beta/q$  (voir les Équations 5.37 et 5.38). L'introduction du facteur de correction  $\gamma_f \leq 1$ , implique dans la pratique une réduction de la revanche requise,  $R_c$  (m). Pour les talus lisses soumis à une incidence normale de la houle et en eau profonde, le facteur de correction  $\gamma_f$  est égal à 1.0.

**NOTE:** l'Équation 5.28 est valable pour  $0.05 < R^* < 0.30$  et pour des variations limitées de cambrure de la houle:  $0.035 < s_{om} < 0.055$ , où  $s_{om} = 2\pi H_s / (gT_m^2)$ , voir Hawkes *et al.* (1998). De récents résultats d'essais, rapportés par Le Fur *et al.* (2005), indiquent que le domaine de validité de la méthode d'Owen peut être étendu à:  $0.05 < R^* < 0.60$ .

Owen (1980) a appliqué l'Équation 5.30 à des talus lisses et de pente constante et à des talus lisses à berme.

Pour les **talus lisses et de pente constante**, les valeurs de  $a$  et  $b$  à utiliser dans l'Équation 5.30 sont données au Tableau 5.5. Ces valeurs ont été légèrement revues depuis l'époque où Owen les avait recommandées, après la publication de nouveaux résultats d'essais dans le *Manual on Overtopping of Seawalls* (guide sur le franchissement des ouvrages de haut de plage) de l'Agence britannique de l'environnement (Besley, 1999).

Pour étendre le domaine d'application de la méthode d'Owen, Le Fur *et al.* (2005) ont calculé des coefficients pour des talus de pente 6/1, 8/1, 10/1 et 15/1 (voir le Tableau 5.5). Étant donné que ces coefficients ont un plus haut degré d'incertitude, leur utilisation est déconseillée pour des calculs précis, mais ils peuvent convenir à une estimation préliminaire.

Il a été découvert que la méthode de prédiction pour les talus de pente 10/1 et 15/1 pouvait être améliorée lorsque la *hauteur de la houle incidente* était corrigée en *hauteur de la houle en zone de shoaling avant déferlement*. Une propagation linéaire a été appliquée à la houle incidente jusqu'au point de déferlement, mais pas au-delà (voir la Section 4.2.4.7). Cette hauteur de houle ajustée a ensuite été utilisée pour déterminer  $Q^*$  et  $R^*$  à l'aide de la méthode d'Owen et des coefficients du Tableau 5.5.

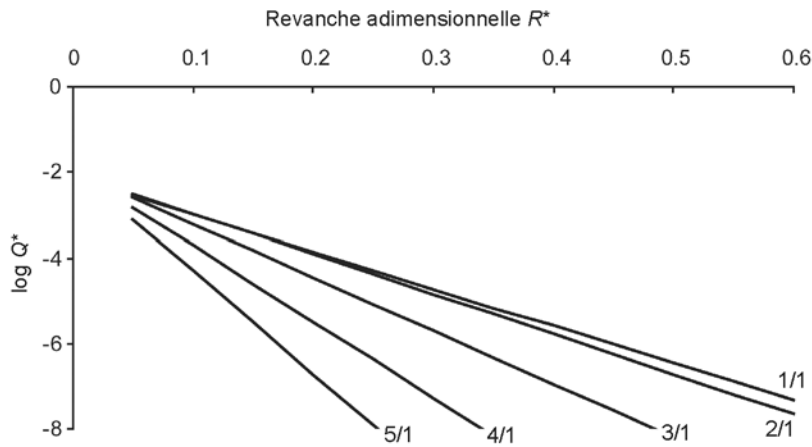
Pour calculer cet ajustement, on suppose que les vagues doivent parcourir jusqu'à 80 % de la longueur d'onde de la houle locale,  $L$ , avant d'achever leur processus de déferlement. Si la distance horizontale depuis le pied de l'ouvrage jusqu'à la surface de l'eau au repos sur le talus de l'ouvrage est supérieure à  $0.8 L$ , la hauteur de la houle incidente doit alors être ajustée par un coefficient de shoaling approprié jusqu'à cette position avant que  $R^*$  ne soit calculé.

**Tableau 5.5** Valeurs des coefficients  $a$  et  $b$  dans l'Équation 5.30 pour des talus lisses et de pente constante

Pente	$a$	$b$
1/1	$7.94 \cdot 10^{-3}$	20.1
3/2	$8.84 \cdot 10^{-3}$	19.9
2/1	$9.39 \cdot 10^{-3}$	21.6
5/2	$1.03 \cdot 10^{-2}$	24.5
3/1	$1.09 \cdot 10^{-2}$	28.7
7/2	$1.12 \cdot 10^{-2}$	34.1
4/1	$1.16 \cdot 10^{-2}$	41.0
9/2	$1.20 \cdot 10^{-2}$	47.7
5/1	$1.31 \cdot 10^{-2}$	55.6
6/1*)	$1.0 \cdot 10^{-2}$	65
8/1*)	$1.0 \cdot 10^{-2}$	86
10/1*)	$1.0 \cdot 10^{-2}$	108
15/1*)	$1.0 \cdot 10^{-2}$	162

**Note:** les valeurs signalées par \*) présentent un degré d'incertitude supérieur à celui des autres, voir Le Fur *et al.* (2005)

À la Figure 5.10, le débit franchissant adimensionnel,  $Q^*$  (-), estimé à l'aide de la méthode d'Owen, est présenté pour différentes pentes de talus. Pour les faibles hauteurs de crête et les forts débits, les courbes convergent, ce qui indique que dans ce cas la pente du talus n'importe plus. En outre, les débits pour des talus de pente 1/1 et 2/1 sont pratiquement égaux.

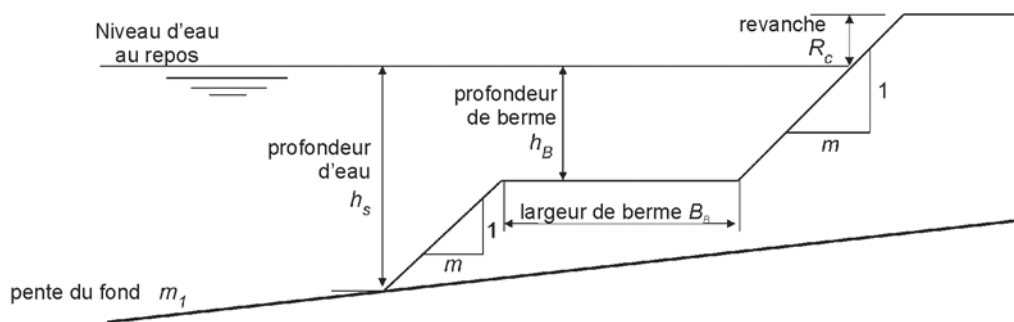


**Figure 5.10** Débits franchissant pour des talus lisses et de pente constante, en utilisant  $Q^*$  et  $R^*$

Owen (1980) a également ajusté l'Équation 5.30, toujours en utilisant la période moyenne de la houle,  $T_m$ , aux profils **lisses à berme** figurant à la Figure 5.11. Le Tableau 5.6 présente les valeurs correspondantes de  $a$  et de  $b$  pour une série de combinaisons de pentes, de hauteurs d'eau au-dessus de la berme,  $h_B$ , et de largeurs de berme,  $B_B$ , comme l'a rapporté Besley (1999).

**NOTE:** il est fortement déconseillé d'essayer d'utiliser ces valeurs pour des géométries d'ouvrages autres que celles qui sont indiquées à la Figure 5.11. Même pour les configurations de bermes données, ces valeurs ne doivent être utilisées que pour des estimations préliminaires.

**NOTE:** la méthode du TAW, abordée plus loin dans cette section, peut également être utilisée pour calculer le franchissement de talus à berme.



**Figure 5.11** Exemple-type de profil lisse à berme

**Tableau 5.6** Valeurs des coefficients  $a$  et  $b$  de l'Équation 5.30 pour les talus lisses à berme (voir également la Figure 5.11)

Pente	$h_B$ (m)	$B_B$ (m)	$a$	$b$
1/1	- 4.0	10	$6.40 \cdot 10^{-3}$	19.50
2/1			$9.11 \cdot 10^{-3}$	21.50
4/1			$1.45 \cdot 10^{-2}$	41.10
1/1	- 2.0	5	$3.40 \cdot 10^{-3}$	16.52
2/1			$9.80 \cdot 10^{-3}$	23.98
4/1			$1.59 \cdot 10^{-2}$	46.63
1/1	- 2.0	10	$1.63 \cdot 10^{-3}$	14.85
2/1			$2.14 \cdot 10^{-3}$	18.03
4/1			$3.93 \cdot 10^{-3}$	41.92
1/1	- 2.0	20	$8.80 \cdot 10^{-4}$	14.76
2/1			$2.00 \cdot 10^{-3}$	24.81
4/1			$8.50 \cdot 10^{-3}$	50.40
1/1	- 2.0	40	$3.80 \cdot 10^{-4}$	22.65
2/1			$5.00 \cdot 10^{-4}$	25.93
4/1			$4.70 \cdot 10^{-3}$	51.23
1/1	- 2.0	80	$2.40 \cdot 10^{-4}$	25.90
2/1			$3.80 \cdot 10^{-4}$	25.76
4/1			$8.80 \cdot 10^{-4}$	58.24

Pente	$h_B$ (m)	$B_B$ (m)	$a$	$b$
1/1	- 1.0	5	$1.55 \cdot 10^{-2}$	32.68
2/1			$1.90 \cdot 10^{-2}$	37.27
4/1			$5.00 \cdot 10^{-2}$	70.32
1/1	- 1.0	10	$9.25 \cdot 10^{-3}$	38.90
2/1			$3.39 \cdot 10^{-2}$	53.30
4/1			$3.03 \cdot 10^{-2}$	79.60
1/1	- 1.0	20	$7.50 \cdot 10^{-3}$	45.61
2/1			$3.40 \cdot 10^{-3}$	49.97
4/1			$3.90 \cdot 10^{-3}$	61.57
1/1	- 1.0	40	$1.20 \cdot 10^{-3}$	49.30
2/1			$2.35 \cdot 10^{-3}$	56.18
4/1			$1.45 \cdot 10^{-4}$	63.43
1/1	- 1.0	80	$4.10 \cdot 10^{-5}$	51.41
2/1			$6.60 \cdot 10^{-5}$	66.54
4/1			$5.40 \cdot 10^{-5}$	71.59
1/1	0.0	10	$8.25 \cdot 10^{-3}$	40.94
2/1			$1.78 \cdot 10^{-2}$	52.80
4/1			$1.13 \cdot 10^{-2}$	68.66

*Conditions de houle océanique*

La méthode d'Owen a été développée à partir d'une houle dont la cambrure était typique de celle occasionnée par une tempête, soit  $0.035 < s_{om} < 0.055$ . Hawkes *et al.* (1998) ont découvert que la méthode d'Owen ne pouvait pas être appliquée à la houle océanique car elle tend à surestimer de manière significative les débits lorsque la cambrure de la houle est faible. Il a donc été suggéré de corriger ce phénomène (voir l'Équation 5.31) en introduisant un facteur d'ajustement,  $F$  (-), basé sur le paramètre de déferlement,  $\xi_m = \tan \alpha / \sqrt{s_{om}}$  (voir le Tableau 5.7):

$$q_{\text{houle océanique}} = q_{\text{Owen}} F \quad (5.31)$$

Il a été découvert que la méthode d'Owen (Équations 5.28 à 5.30) n'était strictement applicable qu'aux vagues plongeantes, définies par Hawkes *et al.* (1998) comme étant caractérisées par  $\xi_m < 2.5$ . Dans d'autres conditions, on peut prédire le débit franchissant en le corrigeant au moyen du facteur d'ajustement,  $F$  (-), dont des valeurs indicatives sont données au Tableau 5.7.

**Tableau 5.7** Facteur d'ajustement dans des conditions de faible cambrure de la houle

Intervalle du paramètre de déferlement	Facteur d'ajustement $F$
$0.0 < \xi_m \leq 2.5$	1.0
$2.5 < \xi_m \leq 3.0$	0.3
$3.0 < \xi_m \leq 4.3$	0.2
$\xi_m > 4.3$	0.1

• **Méthode du TAW (2002a)**

Dans le rapport du TAW (2002a), le franchissement est exprimé par deux formules développées par Van der Meer : l'une pour les vagues déferlantes ( $\gamma_b \xi_{m-1,0} < \approx 2$ ), pour lesquelles le franchissement de la houle augmente avec l'accroissement du paramètre de déferlement, et l'autre pour les vagues non-déferlantes ( $\gamma_b \xi_{m-1,0} > \approx 2$ ), pour lesquelles le franchissement maximal est atteint. Les relations complètes entre le débit franchissant spécifique moyen adimensionnel,  $q$  (m<sup>3</sup>/s par m), et les paramètres hydrauliques et structurels dimensionnant sont données aux Équations 5.32 et 5.33. Ces formules sont applicables à une vaste gamme de conditions de houle.

Pour de la houle déferlante ( $\gamma_b \xi_{m-1,0} < \approx 2$ ):

$$q / \sqrt{g H_{m0}^3} = \frac{A}{\sqrt{\tan \alpha}} \gamma_b \xi_{m-1,0} \exp\left(-B \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\xi_{m-1,0} \gamma_b \gamma_f \gamma_\beta}\right) \quad (5.32)$$

avec un maximum (pour la houle non-déferlante, généralement atteint lorsque  $\gamma_b \xi_{m-1,0} > \approx 2$ ):

$$q / \sqrt{g H_{m0}^3} = C \exp\left(-D \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\gamma_f \gamma_\beta}\right) \quad (5.33)$$

où  $\gamma_b$ ,  $\gamma_f$  et  $\gamma_\beta$  sont des facteurs de correction pour prendre en compte la présence de berme, de la rugosité du talus et de l'angle d'incidence de la houle, et  $\xi_{m-1,0}$  est le paramètre de déferlement local calculé à partir de la hauteur significative spectrale,  $H_{m0}$ , et de la période énergétique moyenne,  $T_{m-1,0}$ , toutes deux issues du spectre de la houle en pied d'ouvrage.

De la même manière que pour la méthode de calcul du run-up par le TAW (voir la Section 5.1.1.2), les valeurs des coefficients  $A$ ,  $B$ ,  $C$  et  $D$  des Équations 5.32 et 5.33 ont été calculées, ils représentent la tendance moyenne de la totalité des données utilisées dans les calculs probabilistes. D'autres valeurs (pour les paramètres  $B$  et  $D$ ), incluant une marge de sécurité de  $1\sigma$ , sont suggérées à des fins déterministes. Ces valeurs sont présentées au Tableau 5.8. Pour plus de renseignements sur cette méthode, consulter le rapport du TAW (2002a).

**Tableau 5.8** Valeurs des coefficients  $A$ ,  $B$ ,  $C$  et  $D$  dans les Équations 5.32 et 5.33

Coefficients des Eqs 5.32 et 5.33	Valeurs avec marge de sécurité ( $\mu-\sigma$ ) - calculs déterministes	Valeurs sans marge de sécurité - tendance moyenne/calculs probabilistes
$A$	0.067	0.067
$B$	4.30	4.75
$C$	0.20	0.20
$D$	2.30	2.60

**NOTE:** la méthode du TAW utilise la hauteur significative spectrale de la houle,  $H_{m0}$ , et la période énergétique moyenne de la houle,  $T_{m-1,0}$  (déduite du spectre de la houle en pied d'ouvrage), sur la base des recherches de Van Gent (2001, 2002). Cette période de la houle est utilisée dans le calcul du nombre d'Iribarren,  $\xi_{m-1,0}$ . L'analyse spectrale de la houle est abordée à la Section 4.2.4 et une règle simple d'estimation de  $T_{m-1,0}$  est donnée à la Section 5.1.1.1.

Comme pour l'équation d'Owen, des facteurs de correction sont utilisés dans la méthode du TAW (Équations 5.32 et 5.33) afin de tenir compte de diverses situations plus complexes. Ces facteurs, représentés par le symbole  $\gamma$ , sont définis plus loin dans cette section lorsque les conditions qui les concernent sont abordées.

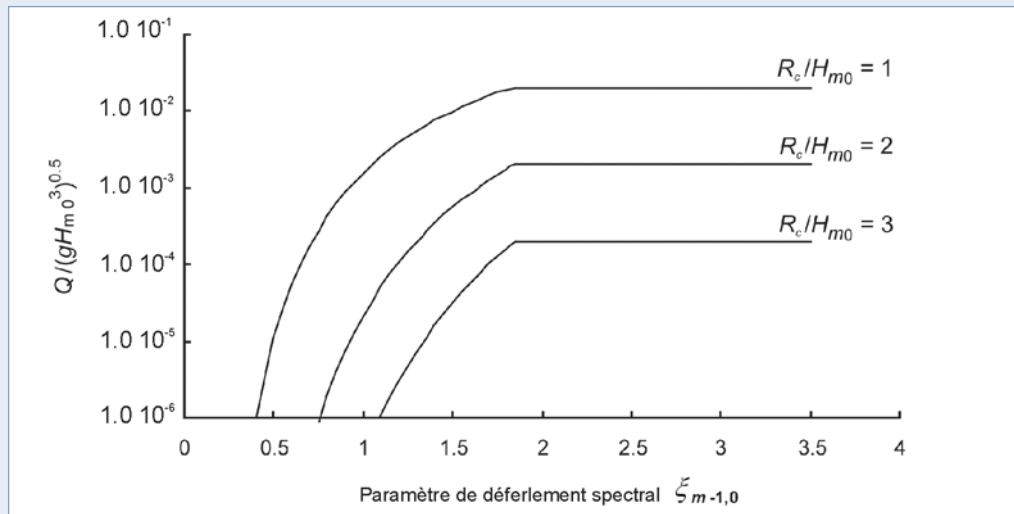
L'Encadré 5.3 donne un exemple de calcul du débit franchissant de la houle moyenné sur le temps à l'aide de la méthode du TAW.

L'Encadré 5.4 compare la méthode d'Owen et la méthode du TAW grâce à un exemple de calcul.



**Encadré 5.3** Calcul du franchissement de la houle avec la méthode du TAW

La Figure 5.12 propose un exemple de calcul du franchissement de la houle à l'aide de la méthode du TAW. Trois courbes sont données pour trois valeurs de revanche relative différentes,  $R_c/H_{m0}$ . Dans l'exemple, on prend pour hypothèse de base un talus de pente constante de 3/1 et lisse, subissant une incidence normale de la houle.



**Figure 5.12** Franchissement de la houle en fonction du paramètre de déferlement (talus de pente 3/1)

**Encadré 5.4** Comparaison entre la méthode d'Owen (1980) et la méthode du TAW (2002a) pour le franchissement

Par exemple, pour un talus à berme dont les parties supérieure et inférieure sont lisses et de pente 4/1, les deux méthodes de calcul du débit franchissant moyenné sur le temps,  $q$  ( $m^3/s$  par m) sont présentées ci-dessous.

Les données hydrauliques de base sont les suivantes : incidence normale de la houle, eau relativement profonde :  $H_{1/3} = 2.0$  m ;  $H_{m0} = 2.1$  m ;  $T_m = 6$  s ;  $T_{m-1,0} = 6.5$  s (typique d'une mer de vent). Les données structurales sont les suivantes :  $R_c = 4$  m ; largeur de berme,  $B_B = 10$  m ; hauteur d'eau au-dessus de la berme,  $h_B = 1$  m (c'est-à-dire berme au-dessous du niveau de l'eau au repos) ;  $\tan \alpha = 1/4$  (pentes supérieure et inférieure) ; hauteur d'eau devant l'ouvrage,  $h_s = 4$  m.

Méthode d'Owen	Méthode du TAW
Cambrure $s_{om} = 2\pi H_s / (gT_m^2) = 0.036$ $\xi_m = \tan \alpha / \sqrt{s_{om}} = 1.32$ (dans le domaine de validité)	Talus représentatif : $\tan \alpha = 0.25$ ( $R_{u2\%} = 1.5H_{m0}$ ) (voir l'Équation 5.15)
$a = 0.3$ ; $b = 79.6$ (voir le Tableau 5.6)	Paramètre de déferlement, $\xi_{m-1,0} = 1.40$
$R^* = 0.15$ (voir l'Équation 5.28)	Facteur de correction en présence d'une berme, $\gamma_b = 1 - k_b (1 - k_f) = 0.65$ (voir les Équations 5.16 à 5.18)
$Q^* = a \exp(-b R^*) = 2 \cdot 10^{-6}$ (voir l'Équation 5.30)	Facteur $A = 0.067$ ; facteur $B = 4.3$ (voir le Tableau 5.8)
$q = 118 Q^* = 0.2$ l/s par m (voir l'Équation 5.29)	$q = 0.15$ l/s par m (voir l'Équation 5.32)

La différence entre les résultats des calculs du débit franchissant spécifique pour chacune des deux méthodes est minimale. Ceci est principalement dû au fait que cet exemple entre bien dans le domaine de validité de la méthode d'Owen. C'est surtout pour des valeurs de  $\xi$  plus importantes que les différences seront plus marquées. Les deux méthodes ont des domaines d'application qui se chevauchent, mais elles ont également leurs propres domaines de validité, qui doivent être pris en compte lorsqu'on les utilise.

**NOTE :** pour des configurations du talus avant différentes, en particulier en présence d'enrochement naturel de blocométrie standard ou de d'autres types de carapace (avec ou sans couronnement), le calcul s'appuyant sur les méthodes d'Owen ou du TAW est similaire à celui exposé ci-dessus pour les talus lisses. Les effets de la rugosité du talus et de la perméabilité de l'ouvrage sont couverts par un facteur de correction,  $\gamma_f$  (voir les Équations 5.30 pour Owen et 5.32 pour le TAW). La même méthode s'applique à l'influence de l'incidence de la houle : soit le facteur de correction ( $\gamma_\beta$  pour la méthode du TAW) ou le rapport de franchissement (pour la méthode d'Owen). L'influence du mur du couronnement est couverte par l'application d'un coefficient spécifique (pour la méthode d'Owen, voir le Tableau 5.11).

L'importance du franchissement de la houle et les exigences de dimensionnement sont abordées dans la note spéciale ci-dessous.

**NOTE : considérations liées aux franchissements**

Dans de nombreux cas, le débit franchissant spécifique,  $q$ , n'est pas un résultat des calculs de dimensionnement utilisant les méthodes d'Owen ou du TAW, mais plutôt une donnée d'entrée, en particulier quand l'ouvrage est accessible par le public, pour lequel la sécurité du public et des infrastructures sont des facteurs dimensionnants importants. Un débit franchissant spécifique,  $q$  (l/s par m), et un volume franchissant,  $V_{max}$  (l par m), donnés sont dans ce cas les conditions aux limites pour le dimensionnement de l'ouvrage (voir le Tableau 5.4). Les autres paramètres structurels – revanche, berme, perméabilité, pente et rugosité du talus – sont des paramètres variables lors du dimensionnement de la section transversale.

La hauteur de la crête peut dans le même temps être soumise à des contraintes, par exemple l'impact visuel d'un mur de haut de plage ou d'un revêtement. Ceci laisse peu de liberté pour le dimensionnement, seules la pente et la rugosité du talus et la configuration de la berme (si une berme peut être mise en place) peuvent être modifiées pour arriver à un dimensionnement de la section qui satisfasse les contraintes concernant le franchissement limité et la hauteur de l'ouvrage.

Si l'ouvrage est protégé par une carapace en enrochement naturel, il n'est presque pas possible de faire varier la rugosité du talus avant (voir les Tableaux 5.9 et 5.10) ce qui limite encore plus les libertés de dimensionnement.

Le coût peut être une contrainte en ce qui concerne le choix du talus avant : un talus raide donne plus de franchissement, mais demande moins de matériaux (cependant des enrochements plus gros sont nécessaires pour la stabilité, voir la Section 5.2.2).

En conclusion, le nombre de variables lors du dimensionnement d'un ouvrage en enrochement est assez grand, mais dans de nombreux cas l'intervalle de variation de ces paramètres structurels est limité. Le maître d'œuvre (en lien étroit avec le maître d'ouvrage) doit être au fait de ces contraintes.

*Eau peu profonde*

Le TAW (2002a) propose une formule distincte pour estimer le franchissement en eau peu ou très peu profonde, car ces conditions peuvent induire des valeurs importantes du paramètre de déferlement pour lesquelles le franchissement de la houle sera supérieur à celui qui a été calculé au moyen des Équations 5.32 et 5.33. La formule du franchissement de la houle en eau peu ou très peu profonde, avec  $\xi_{m-1,0} > 7$ , est donnée par l'Équation 5.34.

$$q / \sqrt{g H_{m0}^3} = 0.21 \exp \left( \frac{-R_c}{\gamma_f \gamma_\beta H_{m0} (0.33 + 0.022 \xi_{m-1,0})} \right) \quad (5.34)$$

**NOTE :** dans cette Équation 5.34, il est également fait usage de la hauteur significative spectrale de la houle,  $H_{m0}$  (m), et de la période énergétique moyenne de la houle,  $T_{m-1,0}$  (s), pour calculer le paramètre de déferlement  $\xi_{m-1,0}$ .

Les Équations 5.32 et 5.33 sont valables pour des conditions allant jusqu'à  $\xi_{m-1,0} \approx 5$ . Lorsque  $5 < \xi_{m-1,0} < 7$ , il est suggéré d'interpoler entre les résultats obtenus avec les Équations 5.32 ou 5.33 et les résultats obtenus avec l'Équation 5.34.

**NOTE :** il est possible de rencontrer des valeurs supérieures du paramètre de déferlement en cas de talus très raide (2/1 ou plus) en eau relativement profonde – à vérifier avec le rapport profondeur/hauteur de la houle :  $h > 3 H_{s-en\ pied}$ . Dans ce cas, les Équations 5.32 et 5.33 peuvent être utilisées.

**Talus rugueux**

• **Talus rugueux avec noyau imperméable - facteurs de correction**

Dans le cas de talus rugueux imperméables, la méthode d'Owen (1980) et celle du TAW (2002a) pour les talus lisses peuvent toutes deux être utilisées pour calculer le franchissement, en y intégrant un facteur de correction tenant compte de la rugosité du talus. Des valeurs légèrement différentes ont été rapportées pour le coefficient de correction de rugosité,  $\gamma_f$ , par Besley (1999) et par le TAW (2002a), pour les méthodes d'Owen et du TAW, respectivement. Le Tableau 5.9 présente les deux séries de coefficients de rugosité. Les valeurs du TAW sont également applicables

au run-up de la houle et sont identiques aux valeurs énumérées dans le Tableau 5.2. Les valeurs du coefficient de rugosité ont été calculées à l'origine pour des talus simples, mais elles peuvent également être appliquées de façon sécuritaire à la méthode d'Owen portant sur les talus à berme.

**Tableau 5.9** Valeurs du coefficient de réduction de rugosité,  $\gamma_f$  selon Besley (1999) et TAW (2002a)

Type d'ouvrage	$\gamma_f$ selon la méthode d'Owen	Type d'ouvrage	$\gamma_f$ selon la méthode de TAW
Béton ou bitume lisse	1.0	Béton, bitume et herbe	1.0
Enrochements appareillés	0.95	Enrochements appareillés	0.80 – 0.95
Enrochement naturel - couche unique sur une base imperméable	0.80	Enrochement naturel - couche unique sur une base imperméable	0.70
Enrochement naturel - couche unique sur une base perméable	0.55 – 0.60	Enrochement naturel - deux couches sur une base imperméable	0.55
Enrochement naturel - deux couches	0.50 – 0.55		

**Note :** pour la méthode du TAW, le coefficient de rugosité  $\gamma_f$  n'est applicable que pour  $\gamma_b \xi_{m-1,0} < \approx 2$ . Pour des valeurs plus grandes, ce coefficient croît de manière linéaire jusqu'à 1 pour  $\gamma_b \xi_{m-1,0} = 10$ , puis reste égal à 1 pour des valeurs supérieures.

- **Talus rugueux avec noyau perméable**

Dans le cadre du programme de recherche européen CLASH, des essais ont été entrepris afin de calculer les coefficients de rugosité pour l'enrochement naturel et pour divers enrochements artificiels sur des **talus perméables** (Pearson *et al.*, 2004). Pour ces différents types de carapaces, le franchissement a été mesuré sur un talus perméable de pente 3/2 à un point de référence situé à  $3 D_n$  à partir du bord de la crête. Il a été établi que les caractéristiques du franchissement suivent la tendance générale de la méthode du TAW. Les résultats présentés au Tableau 5.10 (applicables à la méthode du TAW) peuvent donc être utilisés pour estimer le franchissement des ouvrages perméables composés d'un talus de pente 3/2. Ils s'appliquent également aux calculs du run-up de la houle. Ces valeurs ne doivent servir qu'à des estimations préliminaires et il est recommandé de procéder à une modélisation physique pour les ouvrages utilisant ces types de blocs lorsque les exigences en matière de franchissement sont strictes.

**Tableau 5.10** Valeurs du coefficient de réduction de rugosité,  $\gamma_f$ , pour les ouvrages perméables (Pearson et al., 2004)

Type d'encrochement ou d'ouvrage	Nombre de couches	$\gamma_f$ pour la méthode du TAW
Encrochement naturel	2	0.40
Cube	2	0.47
Cube	1	0.50
Cube Antifer	2	0.47
HARO	2	0.47
Tétrapode	2	0.38
Dolos	2	0.43
ACCROPODE	1	0.46
CORE-LOC	1	0.44
Xbloc	1	0.45
Digue à berme	2	0.40
Digue à berme islandaise	2	0.35
Seabee	1	0.50
Shed	1	0.50

**Note :** pour la méthode du TAW, le coefficient de réduction de rugosité,  $\gamma_f$ , n'est applicable que pour  $\gamma_b \xi_{m-1,0} < \approx 2$ . Pour des valeurs plus grandes, ce coefficient croît de manière linéaire jusqu'à 1 pour  $\gamma_b \xi_{m-1,0} = 10$  puis reste égal à 1 pour des valeurs supérieures.

Stewart *et al.* (2003) ont également effectué des essais pour étudier le franchissement **des talus en encrochement perméables**. Pour la méthode d'Owen, ils sont arrivés à des valeurs de  $\gamma_f = 0.54$  et  $0.48$  pour des carapaces en encrochement en simple et double couche, respectivement, placées sur des ouvrages au noyau perméable. Ces valeurs sont légèrement en dessous des limites inférieures données au Tableau 5.9, ce qui indique que les valeurs du Tableau 5.9 peuvent être appliquées de façon sécuritaire aux estimations de franchissement sur des ouvrages perméables. Les résultats ont également été comparés à la méthode d'estimation du TAW, pour laquelle le Tableau 5.10 donne des valeurs dans le cas de carapaces en double couche. Dans cette analyse, des valeurs de  $\gamma_f = 0.50$  et  $0.43$  ont été trouvées pour des carapaces en simple et double couche, respectivement, placées sur des ouvrages au noyau perméable, avec  $\gamma_b \xi_{m-1,0} < \approx 2$ . Ces résultats ont été obtenus à partir d'essais effectués sur des modèles de talus de pente 3/2, 2/1 et 3/1 ; ils sont raisonnablement comparables aux données du Tableau 5.10.

- **Talus rugueux avec murs de couronnement - formules explicites**

Il est souvent impossible de construire un talus à carapace sans ouvrage de crête ou de mur de couronnement destiné à retenir la carapace, ce qui peut à son tour modifier les résultats de franchissement. Pozueta *et al.* (2005) décrivent un outil à réseau neuronal qui peut servir à estimer le débit franchissant sur ces ouvrages - y compris ceux dont la configuration est complexe (voir également l'Encadré 5.2). Les prochaines versions des guides sur le franchissement du TAW et de l'Agence britannique de l'environnement donneront plus de précisions sur ces méthodes complexes.

Dans cette section, quelques formules explicites simples sont données pour différentes coupes d'ouvrage avec des éléments de crête spécifiques. Des informations sur les facteurs de correction relatifs aux éléments de crête sont disponibles dans Besley (1999) et dans le rapport du TAW (2002a).

Pour les murs de couronnement bas, les résultats des essais de Bradbury *et al.* (1988) peuvent être utilisés pour obtenir des estimations sur l'influence des conditions de houle et de la revanche relative,  $R_c/H_s$  (-). Les résultats des essais ont été utilisés pour déterminer les valeurs des coefficients

d'une relation empirique. Pour affiner l'ajustement, Bradbury *et al.* (1988) ont réexaminé le paramètre d'Owen  $R^*$  qui a été remplacé par  $F^*$  (-), au moyen de l'Équation 5.35 suivante :

$$F^* = R^* (R_c / H_s) = (R_c / H_s)^2 \sqrt{s_{om} / (2\pi)} \quad (5.35)$$

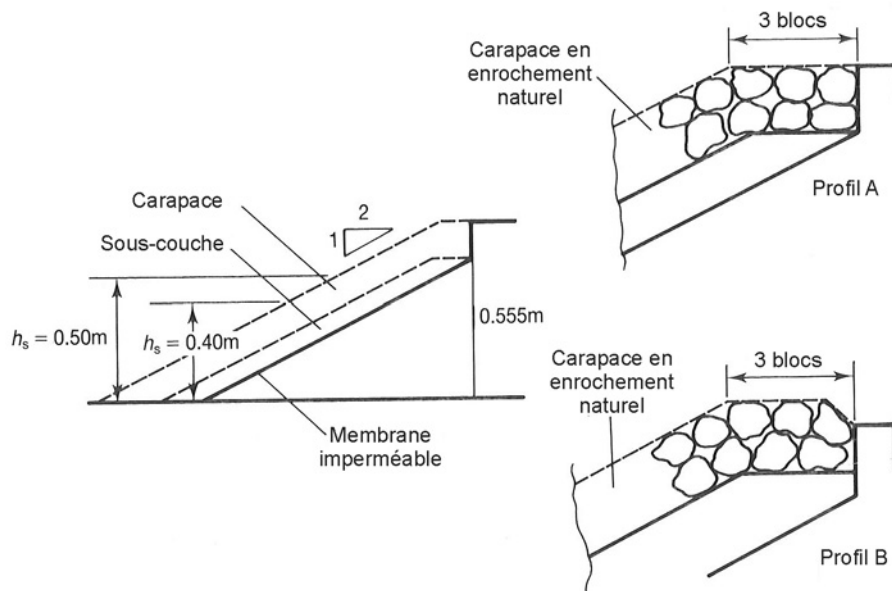
Le débit franchissant peut alors être estimé en utilisant l'Équation 5.36 :

$$Q^* = a (F^*)^{-b} \quad (5.36)$$

Le Tableau 5.11 donne les valeurs des coefficients  $a$  et  $b$  (-) pour les coupes présentées à la Figure 5.13. Là encore, il convient de prendre toutes les précautions nécessaires lors de l'utilisation des valeurs de  $a$  et  $b$  pour les ouvrages qui diffèrent de ceux qui sont présentés à la Figure 5.13.

**Tableau 5.11** Coefficients  $a$  et  $b$  dans l'Équation 5.36 pour les coupes de la Figure 5.13

Profil	Pente	$a$	$b$
A	2/1	$3.7 \cdot 10^{-10}$	2.92
B	2/1	$1.3 \cdot 10^{-9}$	3.82



**Figure 5.13** Ouvrages en enrochement avec mur de couronnement peu élevé franchis par la houle

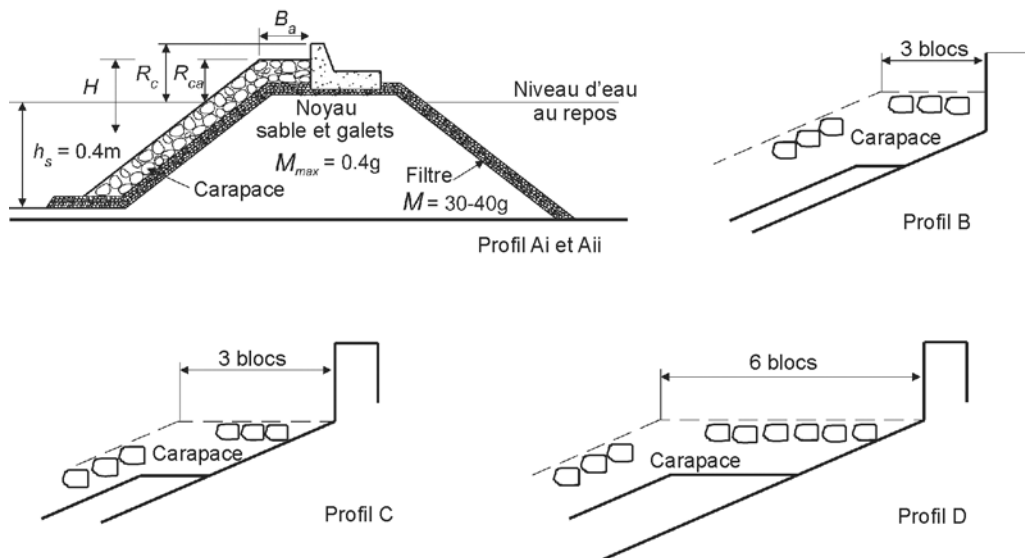
Goda (2000) a présenté des données complètes sur le franchissement des ouvrages mixtes. Il a montré que, outre les conditions de houle, la largeur,  $B_a$ , de la crête en enrochement naturel et surtout la revanche,  $R_c$ , du mur de couronnement (Figure 5.14) sont des paramètres majeurs dans la détermination du débit franchissant.

Les essais menés par Bradbury *et al.* (1988) et par Aminti et Franco (1989) ont servi à déterminer les valeurs des coefficients  $a$  et  $b$  utilisés dans l'Équation 5.36, pour les coupes présentées à la Figure 5.14. Bien que les deux études se basent sur des géométries d'ouvrages légèrement différentes, leurs résultats ont été combinés pour donner les coefficients du Tableau 5.12. En ce qui concerne les valeurs de débit associées, il faut noter que les données *in situ* indiquent des variations considérables en termes de débit adimensionnel,  $Q^*$  (Goda, 2000). Exprimée sous forme de coefficient, cette amplitude de variation peut être approximativement décrite comme allant de 0.1 à 5, mais est plus importante (0.05 à 10) pour les petits débits, par exemple  $Q^* < 1.0 \cdot 10^{-4}$ . Ceci confirme la faible fiabilité des coefficients ajustés dans ce type de relation.

**Tableau 5.12** Coefficients  $a$  et  $b$  de l'Équation 5.36 pour les profils de la Figure 5.14

Profil	Pente	$B_a/H_s$	$a$	$b$
Ai	2/1	1.10	$1.7 \cdot 10^{-8}$	2.41
		1.85	$1.8 \cdot 10^{-7}$	2.30
		2.60	$2.3 \cdot 10^{-8}$	2.68
Aii	4/3	1.10	$5.0 \cdot 10^{-8}$	3.10
		1.85	$6.8 \cdot 10^{-8}$	2.65
		2.60	$3.1 \cdot 10^{-8}$	2.69
B	2/1	0.79 – 1.70	$1.6 \cdot 10^{-9}$	3.18
C	2/1	0.79 – 1.70	$5.3 \cdot 10^{-9}$	3.51
D	2/1	1.60 – 3.30	$1.0 \cdot 10^{-9}$	2.82

**Note :** ces valeurs doivent être utilisées avec précaution. La comparaison avec les données *in situ* montre un fort degré de variabilité.



**Figure 5.14** Profils testés par Aminti et Franco (1989) et Bradbury et al. (1988)

**Conditions particulières**

Les effets de la houle oblique (au moyen du facteur de correction,  $\gamma_\beta$ ), des talus à berme (au moyen du facteur de correction,  $\gamma_b$ ) et des digues à berme reprofilables (avec une formule explicite) sur le franchissement de la houle sont brièvement présentés dans ce qui suit.

- **Houle oblique**

L'influence de l'incidence de la houle sur les débits franchissants diffère légèrement de celle sur le run-up. Des méthodes différentes de calcul du coefficient de réduction en présence de houle oblique sont applicables : par le biais du rapport de franchissement,  $q_\beta/q$ , comme rapporté par Besley (1999) et par le biais du facteur de correction,  $\gamma_\beta$ , comme rapporté par le TAW (2002a) pour les méthodes d'Owen et du TAW, respectivement.

**Méthode d'Owen:** les formules suivantes (Besley, 1999) expriment ce coefficient de réduction applicable au franchissement par Owen. L'Équation 5.37 est valable pour les talus sans berme et l'Équation 5.38 a été mise au point pour les profils à berme.

$$\frac{q_\beta}{q} = 1 - 0.000152\beta^2 \quad \text{pour talus de pente constante et } 0^\circ \leq |\beta| \leq 60^\circ \quad (5.37)$$

$$\frac{q_\beta}{q} = 1.99 - 1.93 \sqrt{1.0 - \left(\frac{|\beta| - 60}{69.8}\right)^2} \quad \text{pour talus à berme et } 0^\circ \leq |\beta| \leq 60^\circ \quad (5.38)$$

Pour les angles supérieurs à  $60^\circ$ , il est suggéré d'utiliser les résultats des Équations 5.37 et 5.38 pour  $\beta = 60^\circ$ . Après avoir estimé le débit franchissant spécifique moyen,  $q$  ( $\text{m}^3/\text{s}$  par m) pour une incidence normale de la houle, le débit franchissant en houle oblique,  $q_\beta$  ( $\text{m}^3/\text{s}$  par m), est calculé en utilisant les Équations 5.37 ou 5.38.

**Méthode du TAW:** une expression similaire (voir l'Équation 5.39) du coefficient de réduction en présence de houle oblique est proposée par le TAW (2002a). Elle est applicable aux formules de franchissement du TAW (Équations 5.32 à 5.34):

$$\gamma_\beta = 1 - 0.0033|\beta| \quad \text{pour } 0^\circ \leq |\beta| \leq 80^\circ \quad (5.39)$$

Pour les angles d'incidence supérieurs à  $80^\circ$ , il est possible d'appliquer le résultat obtenu avec  $\beta = 80^\circ$ .

**NOTE:** une houle oblique a une influence légèrement plus importante sur les débits franchissants que sur le run-up (voir l'Équation 5.13).

- **Talus à berme**

Pour la méthode d'Owen (1980), des valeurs particulières des coefficients  $a$  et  $b$  de l'Équation 5.30 ont été calculées pour les talus lisses à berme. Ces valeurs sont données au Tableau 5.6.

Pour inclure les talus à berme dans la méthode de calcul du franchissement donnée par le TAW (2002a), il est possible d'utiliser la même méthode que celle qui a été présentée dans le cas du run-up (voir la Section 5.1.1.2).

- **Digues à berme reprofilables**

Il n'existe que très peu de mesures du franchissement de la houle sur les digues à berme. Lissev (1993) a mesuré le débit franchissant moyenné sur le temps sur une digue à berme reprofilable et en a déduit l'Équation 5.40:

$$q / \sqrt{g H_s^3} = 1.5 \exp\left(-2.1 \frac{R_c}{H_s}\right) \quad (5.40)$$

**NOTE:** pour estimer les franchissements des digues à berme reprofilables, il existe une autre approche qui consiste à appliquer le coefficient de réduction de rugosité,  $\gamma_f$  (Tableau 5.10), associé à la méthode du TAW pour le calcul du franchissement.

### Volumes d'eau franchissant par vague

Les volumes franchissant par vague diffèrent considérablement du débit franchissant moyen. La distribution des volumes par franchissement peut être illustrée par la fonction de distribution de probabilité de Weibull, donnée par l'Équation 5.41:

$$P(V) = P(\underline{V} < V) = 1 - \exp\left(-\left(\frac{V}{a}\right)^b\right) \quad (5.41)$$

où  $P(V) = P(\underline{V} < V)$  est la probabilité qu'un certain volume  $\underline{V}$  n'excédera pas un volume donné  $V$  ( $\text{m}^3$  par m),  $a$  un coefficient d'échelle ( $\text{m}^3$  par m) et  $b$  un coefficient de forme (-).

Le volume franchissant maximal critique,  $V_{max}$  ( $\text{m}^3$  par m), au cours d'une séquence de  $N$  vagues incidentes, est donné par l'Équation 5.42. Il est à noter que la durée de la tempête ou de la période étudiée est  $T_r = NT_m$ , où  $T_m$  est la période moyenne de la houle (s).

$$V_{max} = a(\ln N_{ov})^{1/b} \quad (5.42)$$

où  $N_{ov}$  est le nombre de vagues franchissantes (-), sur un total de  $N$  vagues incidentes au cours d'une période étudiée donnée  $NT_m$  (s).

Besley (1999) propose des valeurs pour les coefficients  $a$  et  $b$  des Équations 5.41 et 5.42 applicables aux ouvrages de défense contre la mer, en utilisant le débit franchissant moyen calculé à l'aide de la méthode d'Owen. Les Équations 5.43 et 5.44 présentent la relation entre le coefficient  $a$  et les paramètres à prendre en compte : période de la houle, débit spécifique et proportion des vagues qui franchissent l'ouvrage. Les valeurs de  $a$  et de  $b$  dépendent de la cambrure **réelle** de la houle,  $s_{op}$ . Pour des valeurs de cambrure de la houle comprises entre 0.02 et 0.04, il est suggéré d'interpoler entre ces résultats.

$$a = 0.85 T_m q N / N_{ov} \quad \text{et } b = 0.76 \text{ pour } s_{op} = 0.02 \quad (5.43)$$

$$a = 0.96 T_m q N / N_{ov} \quad \text{et } b = 0.92 \text{ pour } s_{op} = 0.04 \quad (5.44)$$

où  $s_{op}$  est, dans ce cas particulier, la cambrure **réelle** au large (-), calculée à partir de la hauteur significative de la houle au large,  $H_{so}$  (m), et la période de pic,  $T_p$  (s),  $s_{op} = H_{so}/L_{op} = 2\pi H_{so}/(gT_p^2)$ ;  $L_{op}$  est la longueur d'onde au large associée à la période de pic (m).

Dans Besley (1999), la proportion de vagues franchissant une digue - ou la probabilité de franchissement par vague - est donnée par l'Équation 5.45, valable pour  $0.05 < R^* < 0.3$ :

$$N_{ov} / N = \exp\left(-C\left(R^* / \gamma_f\right)^2\right) \quad (5.45)$$

où

$R^*$  = revanche adimensionnelle, voir l'Équation 5.28;

$\gamma_f$  = coefficient de rugosité (-), voir le Tableau 5.9;

$C$  = coefficient dépendant de la pente du talus;  $C = 38$  pour 2/1 et  $C = 110$  pour 4/1, voir Besley (1999) pour plus de détails.

Le TAW (2002a) suggère une valeur de  $b = 0.75$  pour le coefficient de forme et pour le coefficient d'échelle,  $a$ , l'Équation 5.46, utilisant le débit franchissant moyen calculé par la méthode du TAW :

$$a = 0.84 T_m q N / N_{ov} \quad (5.46)$$

où  $N_{ov}/N$  est la proportion de vagues franchissant, donnée par l'Équation 5.47:

$$N_{ov} / N = \exp\left(-\left(\sqrt{-\ln 0.02} \frac{R_c}{R_{u2\%}}\right)^2\right) \quad (5.47)$$

L'Équation 5.47 est valable pour des situations dans lesquelles la distribution du run-up de la houle suit la distribution de Rayleigh. Dans ce cas, le run-up dépassé par 2 % des vagues,  $R_{u2\%}$ , peut être calculé au moyen des Équations 5.8 et 5.9.



## Vitesses et épaisseur des lames d'eau

L'Encadré 5.5 contient des informations sur les vitesses et l'épaisseur des lames d'eau lors du run-up et en cas de franchissement, ainsi qu'une autre approche de calcul des volumes franchissant par vague.

### Encadré 5.5 Vitesses et épaisseur des lames d'eau et volumes franchissant par vague

Van Gent (2003) et Schüttrumpf et Van Gent (2004) proposent les Équations 5.48 et 5.49 pour le run-up de la houle, en tenant compte d'une transition continue entre le déferlement plongeant et le déferlement frontal.

$$R_{u2\%} / (\gamma H_s) = c_0 \xi_{s-1,0} \quad \text{pour } \xi_{s-1,0} \leq p \quad (5.48)$$

$$R_{u2\%} / (\gamma H_s) = c_1 - c_2 / \xi_{s-1,0} \quad \text{pour } \xi_{s-1,0} \geq p \quad (5.49)$$

où  $H_s$  est la hauteur significative de la houle (c'est-à-dire  $H_{1/3}$  d'après l'analyse dans le domaine temporel) en pied d'ouvrage;  $c_0$  et  $c_1$  sont des coefficients (-) qui dépendent du run-up (voir le Tableau 5.13),  $\xi_{s-1,0} = \tan \alpha / \sqrt{2 \pi H_s / (g T_{m-1,0}^2)}$ ,  $p$  est une valeur de transition explicitée ci-dessous et  $\gamma (= \gamma_f \gamma_\beta)$  est un coefficient de réduction (-) qui tient compte des effets de l'incidence oblique de la houle,  $\gamma_\beta$ , et de la rugosité du talus,  $\gamma_f$ .

Une analyse mathématique (c'est-à-dire la continuité de  $R_{u2\%}$  et son calcul par rapport à  $\xi_{s-1,0}$ ) permet de déterminer les valeurs relatives des autres coefficients:  $c_2 = 0.25 c_1^2 / c_0$  et  $p = 0.5 c_1 / c_0$ . Le Tableau 5.13 donne les valeurs des coefficients  $c_0$  et  $c_1$  pour divers niveaux de dépassement.

**Tableau 5.13** Coefficients utilisés dans les estimations de run-up utilisant  $H_s$  et  $T_{m-1,0}$  (Équations 5.48 et 5.49)

Run-up	$c_0$	$c_1$
$R_{u1\%}$	1.45	5.1
$R_{u2\%}$	1.35	4.7
$R_{u10\%}$	1.10	4.0

L'Équation 5.50, déterminée par Schüttrumpf et Van Gent (2004) donne la relation entre la **véitesse du run-up**,  $u$  (m/s), et le run-up,  $R_{u2\%}$  (m), la hauteur significative de la houle  $H_s$  et la rugosité du talus,  $\gamma_f$  (-). L'Équation 5.51 donne la relation entre l'**épaisseur de la lame d'eau**,  $h$  (m), et les mêmes paramètres de la houle et rugosité du talus.

$$\frac{u_{2\%}}{\sqrt{g H_s}} = c_{a,u}' \left( \frac{R_{u2\%} - z}{\gamma_f H_s} \right)^{0.5} \quad (5.50)$$

$$\frac{h_{2\%}}{H_s} = c_{a,h}' \left( \frac{R_{u2\%} - z}{\gamma_f H_s} \right) \quad (5.51)$$

où  $z$  est la position (hauteur verticale) sur le talus côté mer par rapport au niveau de l'eau au repos (m). Les coefficients utilisés dans les Équations 5.50 et 5.51 ont été déterminés par différents essais sur modèle;  $c_{a,u}' = 1.37$  et  $c_{a,h}' = 0.33$  sont tirés des travaux de Schüttrumpf et  $c_{a,u}' = 1.30$  et  $c_{a,h}' = 0.15$  ont été établis par Van Gent (2003). Les écarts entre les résultats s'expliquent par différentes configurations de modélisation et différents programmes d'essais.

Schüttrumpf *et al.* (2003), Van Gent (2003) et Schüttrumpf et Van Gent (2004) utilisent les Équations 5.52 et 5.53 pour estimer les vitesses,  $u_{2\%}$ , et l'épaisseur des lames d'eau,  $h_{2\%}$ , à la crête:

$$\frac{u_{2\%}}{\sqrt{g H_s}} = c_{c,u}'' \left( \frac{R_{u2\%} - R_c}{\gamma_f H_s} \right)^{0.5} \exp(-c_{c,u}'' x f_c / h_{2\%}) \quad (5.52)$$

$$\frac{h_{2\%}}{H_s} = c_{c,h}'' \left( \frac{R_{u2\%} - R_c}{\gamma_f H_s} \right) \exp(-c_{c,h}'' x / B) \quad (5.53)$$

où les coefficients proposés  $c_{c,u}'' = 1.37$  et  $c_{c,u}'' = 0.50$  sont basés sur les travaux de Schüttrumpf *et al.* (2003) et  $c_{c,u}'' = 1.30$  et  $c_{c,u}'' = 0.5$  sur ceux de Van Gent (2003). Dans l'Équation 5.53,  $c_{c,h}'' = 0.33$  et  $c_{c,h}'' = 0.89$  sont basés sur les travaux de Schüttrumpf *et al.* (2003) et  $c_{c,h}'' = 0.15$  et  $c_{c,h}'' = 0.40$  sur ceux de Van Gent (2003).

**Encadré 5.5 Vitesses et épaisseur des lames d'eau et volumes franchissant par vague (suite)**

Les mêmes coefficients peuvent être utilisés pour prédire la vitesse et l'épaisseur dépassées par 1 % ou 10 % des vagues en utilisant les run-up correspondant dans ces formules. Les coefficients proposés par Van Gent (2003) donnent dans la plupart des cas des estimations plus sécuritaires des **vitesses côté terre** de la crête que les coefficients proposés par Schüttrumpf *et al.* (2003). Les coefficients proposés par Schüttrumpf *et al.* (2003) pour l'**épaisseur des lames d'eau** donnent dans la plupart des cas les estimations les plus sécuritaires.

Dans les Équations 5.52 et 5.53, la position sur la crête de la digue est représentée par le paramètre de position,  $x$  (m), qui est égal à 0 du côté mer de la crête. La largeur de la crête est notée  $B$  (m) et  $f_c$  est le coefficient de frottement de la crête (-), variant entre  $f_c = 0.02$  pour une surface lisse (Van Gent, 1995) et  $f_c = 0.6$  pour une surface rugueuse (Cornett et Mansard, 1995).

Van Gent (2003) et Schüttrumpf et Van Gent (2004) ont proposé les Équations 5.54 et 5.55 pour exprimer les **vitesses**,  $u$  (m/s), et l'**épaisseur des lames d'eau**,  $h$  (m), sur le talus arrière :

$$h = h_0 u_0 / \left( \frac{\alpha}{\beta} + \mu \exp(-3 \alpha \beta^2 s) \right) \quad (5.54)$$

$$u = \frac{\alpha}{\beta} + \mu \exp(-3 \alpha \beta^2 s) \quad (5.55)$$

où  $\alpha = \sqrt[3]{g \sin \alpha_{\text{arrière}}}$  avec  $\alpha_{\text{arrière}}$ , l'angle du talus arrière,  $\beta = \sqrt[3]{0.5 f_L / (h_0 u_0)}$ ,  $\mu = u_0 - \alpha / \beta$ ,  $f_L$  = coefficient de frottement du talus arrière et  $s$  = coordonnée suivant la pente du talus arrière, égale à 0 en crête.

Pour les talus lisses, on peut utiliser  $f_L = 0.02$ ; pour les pentes rugueuses, le facteur de frottement est compris entre 0.1 et 0.6.

Dans les Équations 5.54 et 5.55,  $h_0$  et  $u_0$  sont tirés des expressions de  $h_{2\%}$  et  $u_{2\%}$  sur le côté terre de la crête, définies par les Équations 5.52 et 5.53.

Pour calculer le volume d'une vague franchissante dépassé par 2% des vagues incidentes,  $V_{2\%}$  ( $\text{m}^3$  par m), il est possible d'utiliser l'Équation 5.56, tirée des travaux de Van Gent (2003) :

$$\frac{V_{2\%}}{H_s^2} = c_v' \sqrt{\gamma_{f-c}} \left( \frac{R_{u_{2\%}} - R_c}{\gamma_f H_s} \right)^2 \quad (5.56)$$

où  $c_v'$  est un coefficient égal à 1.0 (-) et  $\gamma_{f-c}$  est le coefficient de réduction de rugosité sur la crête (-).

Les formules présentées dans cet encadré ont été principalement calculées pour des ouvrages imperméables avec des talus lisses et des talus rugueux. Toutefois, ces équations peuvent également être utilisées comme estimations préliminaires des coefficients pour les talus en enrochement.

Les domaines de validité des formules de cet encadré sont limités à :

$$R_{u_{2\%}} \geq R_c ; 0 < (R_{u_{2\%}} - R_c) / (\gamma_f H_s) < 1 \text{ et } 1 < B / H_s < 7.5$$

**Franchissement sur prototype par rapport aux résultats des formules de calcul**

L'Encadré 5.6 contient des informations sur la comparaison entre les résultats des formules de franchissement présentées dans cette section et les résultats sur des ouvrages existants, en tenant compte des effets de modèle et d'échelle, ainsi que de l'impact des vents. Pour plus de renseignements sur la modélisation physique, se reporter à la Section 5.3.

Les photographies de la Figure 5.15 montrent que le franchissement peut être dangereux pour le public, en particulier sur les ouvrages de haut de plage. Un franchissement significatif des digues portuaires extérieures, par exemple, entraîne une transmission de la houle qui peut constituer un risque pour l'exploitation, mais pas nécessairement un danger direct pour le public.

**Encadré 5.6** Franchissement sur prototype vs résultats des formules de calcul

Les formules de prédimensionnement qui permettent de déterminer le débit franchissant sont essentiellement basées sur des essais effectués sur des modèles réduits. Ces essais sont dans une certaine mesure affectés par des effets de modèle et/ou d'échelle. Les formules ne tiennent pas non plus compte des effets du vent. On ne connaît pas précisément l'ampleur des effets de modèle, d'échelle et du vent sur les débits franchissants. Pour les gros débits franchissants (p. ex.  $q > 10$  l/s par m), on s'attend à ce que les effets de modèle et d'échelle soient limités, voire négligeables. Pour les débits franchissants relativement faibles (p. ex.  $q < 0.1$  l/s par m), on s'attend à ce que les effets de modèle, d'échelle et du vent aient un impact plus fort sur les talus rugueux constitués d'enrochement naturel, et que cela entraîne en général un débit franchissant plus important dans la réalité que les débits calculés selon les formules de prédimensionnement. Bien qu'il n'y ait que peu de données disponibles, on s'attend à ce que l'augmentation du débit franchissant due aux effets combinés de modèle, d'échelle et du vent n'excède pas un coefficient égal à 10 dans la plupart des situations.

**Figure 5.15**

Franchissement : (a) d'un ouvrage de haut de plage : danger direct pour le public et (b) de la digue extérieure de l'entrée du port d'Ijmuiden, ce qui se traduit essentiellement par une transmission de la houle à l'intérieur du port

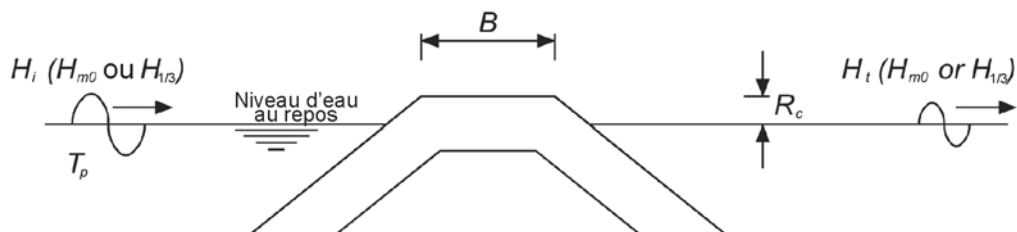
**5.1.1.4** Transmission de la houle

Les ouvrages tels que les digues à crête abaissée (ouvrages immergés ou semi-émergés) transmettent l'énergie de la houle dans la zone qui se trouve derrière eux. L'importance de la transmission de la houle est quantifiée par le coefficient de transmission,  $C_t$ , défini par l'Équation 5.57, en termes de hauteurs de la houle incidente,  $H_i$ , et de la houle transmise,  $H_t$ , ou d'énergies de la houle incidente,  $E_i$ , et de la houle transmise,  $E_t$ :

$$C_t = H_t / H_i = \sqrt{E_t / E_i} \quad (5.57)$$

où  $E$  est l'énergie totale moyenne de la houle par unité de surface ( $J/m^2$ ), égale à  $1/8 \rho_w g H^2$  (en houle régulière), où  $\rho_w$  est la masse volumique de l'eau ( $kg/m^3$ ).

La transmission des digues portuaires continues à crête abaissée dépend de la géométrie de l'ouvrage, principalement de la revanche de la crête,  $R_c$ , de la largeur de la crête,  $B$ , et de la hauteur d'eau,  $h$ , mais également de la perméabilité,  $P$ , et des conditions de houle, principalement la période de la houle, habituellement incluse dans le paramètre de déferlement,  $\xi$ , (voir la Figure 5.16).

**Figure 5.16** Coupe transversale illustrant les paramètres qui influencent la transmission de la houle

## Méthode d'estimation simplifiée

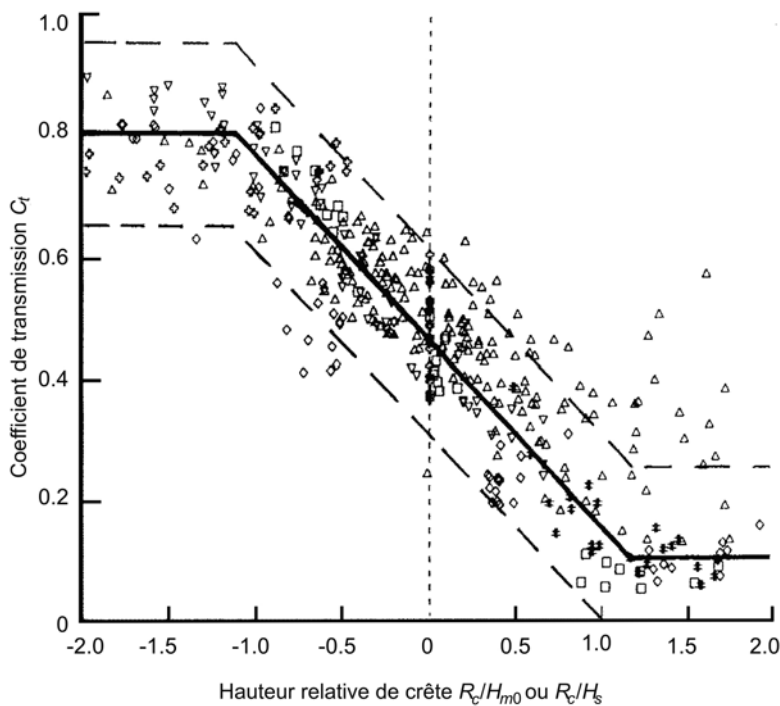
La première édition du présent guide (CUR/CIRIA, 1991) comportait une réanalyse de différents résultats d'essais sur la transmission de la houle. Une méthode d'estimation en avait été déduite, qui liait la revanche relative de la crête,  $R_c/H_s$ , au coefficient de transmission,  $C_t$ . La Figure 5.17 présente graphiquement les données et la relation ajustée, qui peut être résumée par les Équations 5.58 à 5.60 :

$$-2.00 < R_c/H_s < -1.13 \quad C_t = 0.80 \quad (5.58)$$

$$-1.13 < R_c/H_s < 1.2 \quad C_t = 0.46 - 0.3R_c/H_s \quad (5.59)$$

$$1.2 < R_c/H_s < 2.0 \quad C_t = 0.10 \quad (5.60)$$

Cette relation donne une description très simpliste, mais elle peut parfois être suffisante pour une estimation préliminaire de la performance. Les limites supérieures et inférieures des données étudiées sont matérialisées par les courbes à  $\pm 0.15$  par rapport à l'ajustement moyen basé sur les Équations 5.58 à 5.60. Ceci correspond à un intervalle de confiance de 90 % (l'écart type des données est  $\sigma = 0.09$ ).



## Notes

1. Les points pour lesquels  $R_c/H_s > 1$  et  $C_t > 0.15$  correspondent à de faibles hauteurs de crête, par rapport au diamètre de l'enrochement ( $H_s/D_{n50} \approx 1$ ). La houle faible peut se propager à travers la crête en enrochement naturel. Dans ce cas, on peut obtenir des coefficients de transmission de 0.5. Toutefois, un ouvrage soumis aux tempêtes de dimensionnement (en ce qui concerne la stabilité), avec  $R_c/H_s > 1$ , présente toujours des coefficients de transmission inférieurs à 0.1.
2. Il faut en outre noter que les limites physiques de la transmission due au franchissement sont  $C_t = 1$  et  $C_t = 0$ , pour des revanches  $R_c/H_s \ll -2$  et  $R_c/H_s \gg 2$ , respectivement. Toutefois, certaines transmissions peuvent demeurer uniformes pour  $R_c/H_s > 2$ , à cause de la transmission à travers les ouvrages dont le noyau est suffisamment perméable.
3. La dispersion de la Figure 5.17 peut s'expliquer entre autres par les contributions différentes de transmission à travers le noyau. Une autre raison peut être l'influence de la période de la houle. Des périodes plus longues donnent toujours des coefficients de transmission plus élevés, effet qui n'est pas inclus dans les Équations 5.58 à 5.60.

**Figure 5.17** Transmission de la houle au-dessus et à travers les ouvrages à crête abaissée

### Faible houle et revanches relativement grandes

Pour les petites vagues (faibles valeurs de  $H_s/D_{n50}$ ) et les revanches positives relativement élevées ( $R_c/H_s > 1$ ), Ahrens (1987) a proposé une relation calculée à partir d'essais en laboratoire sur des digues-récifs dans ce type de conditions (voir l'Équation 5.61), dont la dispersion est bien moindre que celle de l'approximation présentée à la Figure 5.17 :

$$C_t = 1.0 / (1.0 + X^{0.592}) \quad \text{pour } R_c/H_s > 1 \quad (5.61)$$

où  $X$  est un paramètre intégrant la cambrure de la houle et le nombre moyen d'embrochements par section transversale d'ouvrage, défini par l'Équation 5.62 :

$$X = \frac{H_s}{L_p} \frac{A_t}{D_{n50}^2} \quad (5.62)$$

où  $A_t$  = surface totale de la section ( $m^2$ ),  $L_p$  = longueur d'onde de la houle locale, déterminée à partir de la période de pic ( $m$ ) et  $D_{n50}$  = diamètre nominal médian de l'embrochement.

### Ouvrages lisses à crête abaissée

À partir d'une base de données importantes sur la transmission de la houle (recueillies dans le cadre du projet européen DELOS) une formule a été établie (Van der Meer *et al.*, 2004) pour des ouvrages lisses à crête abaissée, elle inclut également l'influence d'une houle oblique. Cette formule, reposant sur la hauteur significative de la houle en pied d'ouvrage et sur la période de pic au large, est donnée par l'Équation 5.63 :

$$C_t = \left( -0.3 \frac{R_c}{H_s} + 0.75 \left( 1 - \exp(-0.5 \xi_p) \right) \right) \cos^{2/3} \beta \quad (5.63)$$

avec des valeurs minimale et maximale de  $C_t = 0.075$  et  $C_t = 0.8$ , respectivement, et les limites suivantes :  $1 < \xi_p < 3$  ;  $0^\circ \leq \beta \leq 70^\circ$  ;  $1 < B/H_s < 4$  où  $B$  représente la largeur de la crête ( $m$ ).

En ce qui concerne la transmission de la houle oblique sur des ouvrages lisses à crête abaissée, les recherches ont conclu que, pour des angles d'incidence allant jusqu'à  $45^\circ$ , la houle transmise et la houle incidente avaient des directions similaires. Pour des angles supérieurs à  $45^\circ$ , l'angle de la houle transmise reste de  $45^\circ$  (voir les Équations 5.64 et 5.65).

$$\beta_t = \beta_i \quad \text{pour } \beta_i \leq 45^\circ \quad (5.64)$$

$$\beta_t = 45^\circ \quad \text{pour } \beta_i > 45^\circ \quad (5.65)$$

### Digues à talus à crête abaissée

Briganti *et al.* (2004) ont utilisé la base de données du projet européen DELOS pour calibrer une relation élaborée par d'Angremond *et al.* (1997). Il en a résulté deux formules différentes - les Équations 5.66 et 5.67 - pour les digues à talus immergées relativement étroites et larges, respectivement :

Pour les ouvrages **étroits**,  $B/H_i < 10$  :

$$C_t = -0.4 \frac{R_c}{H_s} + 0.64 \left( \frac{B}{H_s} \right)^{-0.31} \left( 1 - \exp(-0.5 \xi_p) \right) \quad (5.66)$$

avec des valeurs minimale et maximale de  $C_t$  de 0.075 et 0.8, respectivement.

Pour les ouvrages **larges**,  $B/H_i > 10$  :

$$C_t = -0.35 \frac{R_c}{H_s} + 0.51 \left( \frac{B}{H_s} \right)^{-0.65} \left( 1 - \exp(-0.41 \xi_p) \right) \quad (5.67)$$

avec une valeur minimale de  $C_t = 0.05$  et une valeur maximale qui dépend de la largeur de la crête,  $B$  (m), de l'ouvrage. L'Équation 5.68 donne ce maximum :

$$C_{t,max} = -0.006 \frac{B}{H_s} + 0.93 \quad (5.68)$$

Les résultats de ces formules ont été évalués par rapport à la base de données. L'Équation 5.66 présente un écart type de  $\sigma = 0.05$ . Pour les Équations 5.67 et 5.68, l'écart type est de  $\sigma = 0.06$ .

En ce qui concerne la houle oblique, il a été découvert que les Équations 5.66 à 5.68 formulées pour une incidence normale de la houle pouvaient également être utilisées pour une incidence de la houle allant jusqu'à  $70^\circ$ .

Le processus de déferlement au-dessus d'ouvrages à crête abaissée tend à réduire la période moyenne de la houle (en règle générale, chaque vague longue déferle pour former de 2 à 5 vagues plus courtes). Avec une période moyenne plus courte derrière l'ouvrage (et d'éventuels effets locaux de réfraction), le projet DELOS suggère (voir l'Équation 5.69) que l'angle moyen de propagation de la houle derrière l'ouvrage,  $\beta_t$  ( $^\circ$ ), soit d'environ 0.8 fois celui devant l'ouvrage,  $\beta_i$  ( $^\circ$ ) :

$$\beta_t = 0.8 \beta_i \quad (5.69)$$

### 5.1.1.5 Réflexion de la houle

La houle est réfléchiée par la plupart des ouvrages à talus. Pour les ouvrages présentant des faces imperméables très inclinées soumises à une houle non-déferlante, près de 100 % de l'énergie de la houle incidente peuvent être réfléchis. Les talus en enrochement sont souvent utilisés en génie portuaire et côtier dans le but d'absorber l'énergie de la houle. Ce type de talus réfléchit généralement beaucoup moins que des talus équivalents imperméables ou lisses.

La réflexion de la houle est exprimée à l'aide du coefficient de réflexion,  $C_r$ , défini par l'Équation 5.70, en termes de hauteur de houle incidente et de houle réfléchiée,  $H_i$  et  $H_r$ , respectivement, ou d'énergie de la houle incidente et de la houle réfléchiée,  $E_i$  et  $E_r$ , respectivement :

$$C_r = H_r / H_i = \sqrt{E_r / E_i} \quad (5.70)$$

En houle aléatoire, les valeurs de  $C_r$  peuvent être déterminées en utilisant les hauteurs significatives de la houle incidente et de la houle réfléchiée, représentatives de l'énergie de la houle incidente et de la houle réfléchiée.

Bien que certains des phénomènes d'écoulement soient différents, il est pratique de calculer  $C_r$  pour les talus en enrochement en utilisant le même type de formules empiriques que dans le cas moins complexe d'un talus lisse, sans berme et imperméable. Pour les autres cas, il est possible d'utiliser d'autres valeurs des coefficients empiriques afin de prendre en compte les caractéristiques hydrauliques propres à l'ouvrage étudié.

#### Approches fondamentales

Battjes (1974) a proposé une approche permettant de relier  $C_r$  au paramètre de déferlement,  $\xi$ , par le biais de l'Équation 5.71 :

$$C_r = a \xi^b \quad (5.71)$$

Seelig et Ahrens (1981) ont présenté une formule différente (Équation 5.72), également liée au paramètre de déferlement, et basée à l'origine sur une houle régulière :

$$C_r = c \xi^2 / (d + \xi^2) \quad (5.72)$$

Les coefficients  $a$ ,  $b$ ,  $c$  et  $d$  des Équations 5.71 et 5.72 sont donnés dans les sections suivantes consacrées aux talus lisses et aux talus rugueux, de même que d'autres concepts qui ne sont pas directement liés au paramètre de déferlement (p. ex. voir l'Équation 5.73).

**NOTE:** les méthodes de calcul de la réflexion de la houle présentées dans cette section sont basées sur des **ouvrages non-franchis**. Des recommandations concernant la prédiction de la réflexion sur des ouvrages à crête abaissée sont incluses dans les publications du projet européen DELOS.

### Talus lisses

Battjes (1974) a établi l'Équation 5.71 pour des talus lisses et imperméables, avec les valeurs de coefficients suivantes:  $a = 0.1$  et  $b = 2.0$ .

Pour les talus lisses et imperméables en houle régulière, Seelig et Ahrens (1981) ont déterminé pour l'Équation 5.72 les valeurs  $c = 1.0$  et  $d = 5.5$ .

Dans Allsop (1990), les résultats des essais en houle aléatoire menés par Allsop et Channell (1989) ont été analysés par rapport à l'Équation 5.72, en utilisant  $\xi_m$  comme paramètre de déferlement. Pour les talus lisses, les valeurs suivantes ont été trouvées:  $c = 0.96$  et  $d = 4.80$  (voir également le Tableau 5.14).

### Talus rugueux et perméables

Postma (1989) a analysé les données de Van der Meer (1988b) concernant les talus rugueux et perméables. En utilisant le concept de l'Équation 5.71 avec  $\xi_p$ , les valeurs ajustées de  $a$  et  $b$  à toutes les données sont:  $a = 0.14$ ,  $b = 0.73$  et  $\sigma = 0.055$ .

Postma (1989) propose également une réanalyse des données établies par Allsop et Channell (1989), à nouveau au moyen de l'Équation de base 5.71, avec  $a = 0.125$  et  $b = 0.73$ . Les données présentent un écart type de  $\sigma = 0.060$ .

Pour les talus rugueux en houle régulière, Seelig et Ahrens (1981) ont proposé les valeurs suivantes pour l'Équation 5.72, basée sur une houle régulière:  $c = 0.6$  et  $d = 6.6$ .

Les résultats des essais pour les talus rugueux en houle aléatoire menés par Allsop et Channell (1989) ont été analysés par Allsop (1990) (en utilisant  $\xi_m$  au lieu de  $\xi_p$ ) pour donner les valeurs des coefficients  $c$  et  $d$  de l'Équation 5.72 (voir le Tableau 5.14). Dans ces essais, la carapace en enrochement (les essais portaient sur des carapaces en simple et double couche) était placée sur un talus imperméable recouvert d'une sous-couche en enrochement (porosité nominale,  $P = 0.1$ ). Les résultats peuvent être utilisés pour les conditions de houle suivantes:  $0.004 < s_m < 0.052$  et  $0.6 < H_s/(\Delta D_{n50}) < 1.9$ . Le Tableau 5.14 présente également les valeurs pour des enrochements artificiels (avec  $\xi_p$ ), comme cela a été rapporté par Allsop et Hettiararchi (1989).

**Tableau 5.14** Valeurs des coefficients  $c$  et  $d$  de l'Équation 5.72

Type de talus	$c$	$d$	Paramètre de déferlement utilisé dans l'Équation 5.72
Lisse	0.96	4.80	$\xi_m$
Enrochement naturel, deux couches	0.64	8.85	$\xi_m$
Enrochement naturel, une couche	0.64	7.22	$\xi_m$
Tétrapode ou Stabit	0.48	9.62	$\xi_p$
Shed ou diodes	0.49	7.94	$\xi_p$

Postma (1989) a également proposé une autre équation, basée sur l'idée que le paramètre de déferlement,  $\xi$ , ne rendait pas suffisamment compte de l'influence combinée de l'angle du talus,  $\alpha$ , et de la cambrure de la houle,  $s$ . Par conséquent, l'angle du talus et la cambrure de la houle ont été traités séparément, ce qui a eu pour résultat la relation empirique suivante (Équation 5.73):

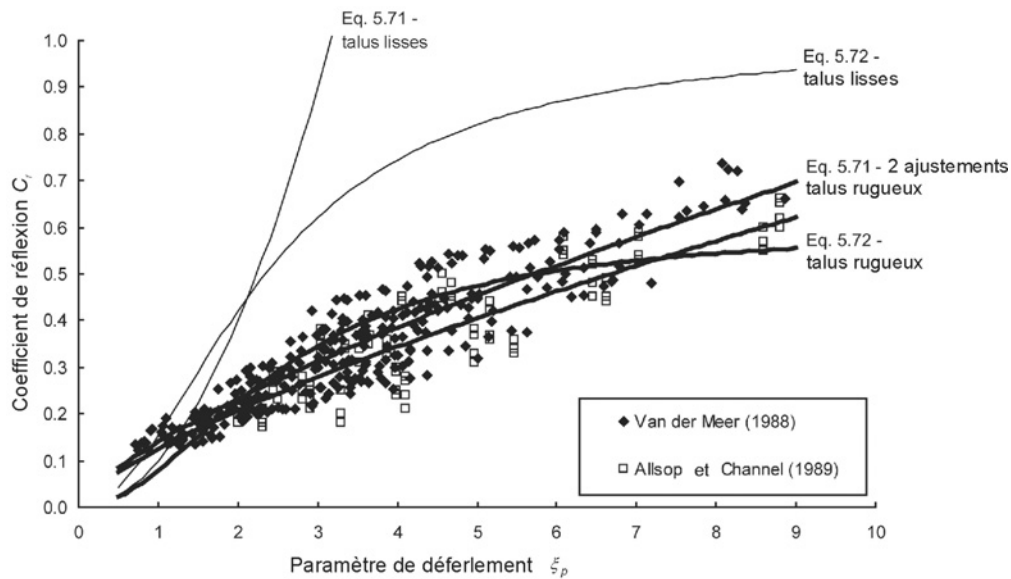


$$C_r = \frac{0.081}{P^{0.14} (\cot \alpha)^{0.78} s_{op}^{0.44}} \quad (5.73)$$

où  $P$  = coefficient de perméabilité nominale (voir la Section 5.2.1.2) et  $s_{op}$  = cambrure nominale (-), basée sur la période de pic.

L'écart type des données par rapport à l'Équation 5.73 est  $\sigma = 0.040$ , ce qui représente une diminution considérable par rapport à  $\sigma = 0.055$  et  $\sigma = 0.060$ , déterminés avec les valeurs ajustées de  $a$  et  $b$  de l'Équation 5.71.

À la Figure 5.18, les données de Van der Meer (1988b) et d'Allsop et Channell (1989) sont présentées, ainsi que les Équations 5.71 et 5.72. Pour les talus rugueux, la Figure 5.18 inclut les deux ajustements suggérés par Postma (1989) et les prédictions de Seelig et Ahrens (1981) en houle régulière. Pour les talus lisses, la Figure 5.18 présente les Équations 5.71 et 5.72 avec les coefficients suggérés par Battjes (1974) et Seelig et Ahrens (1981).



**Figure 5.18** Comparaison de données sur des talus en enrochement avec les formules de réflexion correspondantes

**NOTE:** les prédictions basées sur l'Équation 5.71 ne peuvent pas être extrapolées sans risque aux grandes valeurs du paramètre de déferlement, c'est-à-dire  $\xi > 10$ , et, pour les talus lisses, même aux valeurs du paramètre de déferlement moins élevées (voir la Figure 5.18). Il en va de même pour l'Équation 5.73, qui n'est pas mentionnée à la Figure 5.18. Il est donc recommandé de limiter leur utilisation à un paramètre de déferlement  $\xi < 10$ . L'Équation 5.72, avec les coefficients proposés au Tableau 5.14 devrait donner des estimations plus réalistes pour de très grandes valeurs du paramètre de déferlement.

Pour les cas où le paramètre de déferlement est important, il est recommandé d'avoir recours à l'Équation 5.75, proposée par Davidson *et al.* (1996), qui a été calculée à partir de données portant sur des talus à pente relativement forte et des conditions hydrauliques qui intègrent la houle océanique. Des mesures à échelle réelle de la réflexion de la houle par un talus en enrochement, avec des surfaces de réflexion locales dont  $\tan \alpha = 1/1.55$  et  $1/0.82$  ont été effectuées. Il a été découvert que les méthodes d'estimation existantes accentuent les effets de la hauteur de la houle incidente,  $H_i$ , et de la pente de l'ouvrage,  $\tan \alpha$ , par rapport à la longueur d'onde,  $L$ . Une analyse à régression multiple a conduit à un nouvel indice de réflexion adimensionnel, qui réajuste les pondérations relatives des facteurs physiques utilisés dans le paramètre de déferlement (Équation 5.2) et dans le critère de Miche (voir l'Équation 4.100 à l'Encadré 4.7).

L'Équation 5.74 donne l'expression de cet indice de réflexion adimensionnel,  $R$  (-), qui inclut également la hauteur d'eau locale en pied d'ouvrage,  $h$  (m), et le diamètre nominal médian de l'enrochement naturel,  $D_{n50}$  (m):



$$R = \frac{h L_o^2 \tan \alpha}{H_i D_{n50}^2} \quad (5.74)$$

Sur la base de l'indice de réflexion donné par l'Équation 5.74, Davidson *et al.* (1996) proposent l'Équation 5.75 comme relation empirique pour le calcul du coefficient de réflexion de la houle,  $C_r$  (-):

$$C_r = \frac{0.635 \sqrt{R}}{41.2 + \sqrt{R}} \quad (5.75)$$

### Talus rugueux imperméables

Il n'existe pas de données générales fiables sur les performances des talus rugueux et imperméables en matière de réflexion. En règle générale, on peut s'attendre à une légère réduction de la réflexion comparée aux talus lisses, semblable à ce qui se passe pour le run-up (voir la Section 5.1.1.2). Les facteurs de réduction n'ont toutefois pas été calculés à partir d'essais. Il est par conséquent recommandé de ne pas utiliser de valeurs de  $C_r$  inférieures aux valeurs utilisées pour des talus lisses équivalents, à moins qu'elles ne soient étayées par des résultats d'essais physiques.

### Talus à berme

Certains ouvrages peuvent intégrer une marche ou une berme dans le talus en enrochement, au niveau ou proche du niveau de l'eau au repos. La largeur de cette berme,  $B_B$ , peut entraîner une réduction supplémentaire de  $C_r$ . Peu de données sont disponibles pour ce type de configurations. Des exemples des résultats d'Allsop et Channell (1989) sont présentés à la Figure 5.19, en termes de largeur de berme relative,  $B_B/L_m$ , où la longueur d'onde basée sur la période moyenne,  $L_m$  (m), est calculée pour la hauteur d'eau,  $h_s$  (m), devant l'ouvrage.

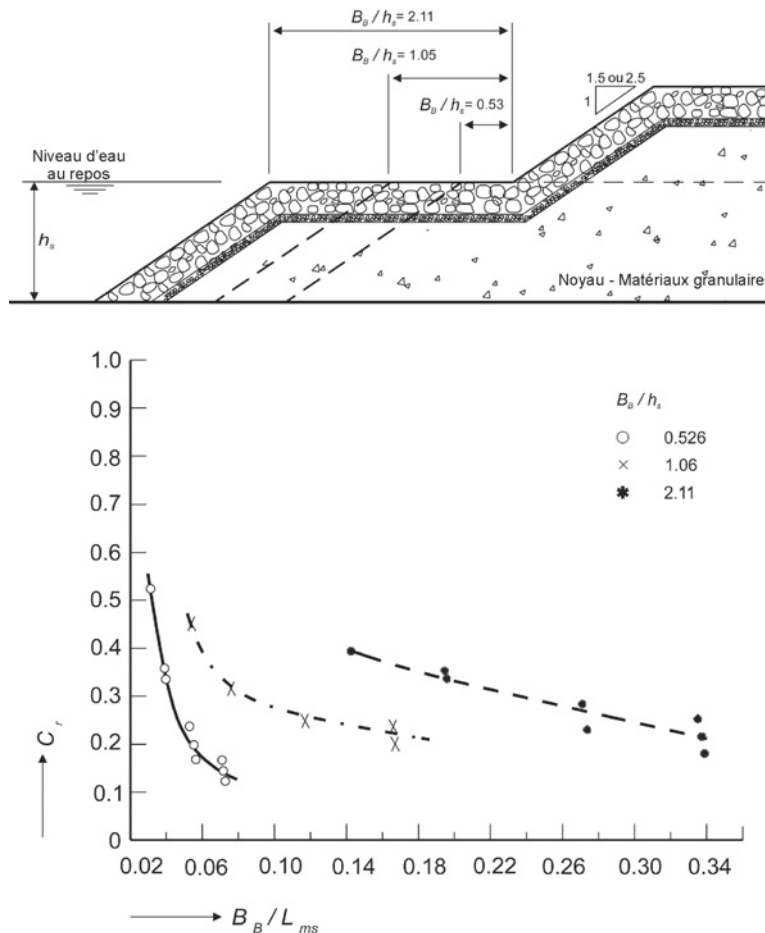


Figure 5.19 Effet de la largeur relative de la berme sur la réflexion

## 5.1.2 Performance hydraulique liée aux courants

En environnement fluvial, l'attaque du courant est la cause de l'instabilité des fonds et des berges, ainsi que de tout système de protection conçu dans le but de minimiser l'érosion potentielle. Ceci est particulièrement évident en présence d'ouvrages hydrauliques, dans la mesure où les ouvrages modifient les profils des vitesses localement, ce qui peut souvent s'accompagner d'un accroissement de la turbulence. Les piles de ponts, les aménagements fluviaux et les barrages de fermeture (en enrochement) sont des exemples de ce type d'ouvrages. Ils sont analysés plus précisément aux Chapitres 7 et 8.

Dans cette section, il n'est fait qu'une rapide description des actions hydrauliques (c'est-à-dire des paramètres dimensionnants) qui existent en environnement fluvial. Ces concepts ont été présentés de manière exhaustive à la Section 4.3 du Chapitre 4. Les interactions hydrauliques liées à la houle sont traitées à la Section 5.1.1.

Cette section contient des informations détaillées sur les paramètres hydrauliques à prendre en compte dans la conception de barrages de fermeture en enrochement, car ces ouvrages exigent que l'on tienne compte de paramètres spécifiques qui ne sont pas couverts par le Chapitre 4.

### 5.1.2.1 Paramètres dimensionnants

Du point de vue du concepteur, les paramètres dimensionnants à prendre en considération en présence de courants sont :

#### Le débit spécifique

Ce débit spécifique,  $q$ , est mesuré par unité de longueur ou de largeur ( $\text{m}^3/\text{s}$  par m, c'est-à-dire le long de la crête d'un ouvrage ou de la section transversale d'une rivière). Les débits totaux sont symbolisés par  $Q$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

#### Les niveaux d'eau

Les courants sont entraînés par et calculés (sans tenir compte de l'action hydrodynamique,  $U^2/(2g)$ ) à partir des différences de charges hydrauliques ou de niveaux d'eau. Les niveaux d'eau sont généralement symbolisés par  $h$  (m). Différents niveaux d'eau peuvent être nécessaires pour le dimensionnement de l'ouvrage, par exemple les niveaux correspondant à différentes périodes de retour ou à différents niveaux de marées (voir les Sections 4.2.2 et 4.3.3).

#### Les vitesses d'écoulement

Selon l'ouvrage considéré, il peut être nécessaire de déterminer une gamme de vitesses pour le dimensionnement. Par exemple, en cas de marée, l'inversion du sens de la vitesse d'écoulement doit être prise en compte, notamment pour garantir la stabilité au niveau des limites des protections en enrochement. En règle générale, les vitesses du courant moyennées sur la profondeur ou sur la section sont symbolisées par  $U$  et les vitesses locales par  $u$  (m/s) (voir également la Section 4.3.2.3).

#### La turbulence

L'accroissement de la turbulence de l'écoulement apparaît au niveau des extrémités des ouvrages (p. ex. en aval des barrages mobiles) ou sur les surfaces en enrochement (p. ex. protections du fond ou barrages). La turbulence peut persister sur une distance assez longue à l'arrière de l'ouvrage. Elle est en général exprimée en terme d'intensité. Cette intensité,  $r$ , est définie comme le rapport entre la composante variable de la vitesse ( $u'$ , avec des fréquences caractéristiques élevées ou des échelles temporelles  $< 1$  s) et la vitesse moyennée sur le temps,  $u$  (voir la Section 4.3.2.5).

Les paramètres ci-dessus applicables aux eaux intérieures sont expliqués de manière plus détaillée à la Section 4.3. Les informations relatives à l'environnement marin figurent à la Section 4.2.

### 5.1.2.2 Écoulement interne

Pour de nombreuses applications d'enrochement en génie hydraulique, il est nécessaire d'estimer les écoulements ou les vitesses d'infiltration, par exemple pour les barrages en enrochement, les barrages de fermeture, les filtres protecteurs ou les revêtements en enrochement naturel. Lorsqu'il s'agit d'enrochement, par opposition à des milieux granulaires plus fins, il se produira un écoulement interne turbulent complètement développé au travers de l'ouvrage et la loi de Darcy, qui s'applique aux écoulements laminaires, ne sera plus appropriée. La Section 5.4.4.4 donne des indications en matière de calcul de la perméabilité des ouvrages en enrochement et en matière d'estimation des gradients hydrauliques à travers les ouvrages en enrochement.

Plusieurs chercheurs ont proposé des formules de calcul de la vitesse moyenne d'écoulement à travers les vides, valables pour les écoulements internes turbulents. Il a été établi que ce type de régime d'écoulement se produit habituellement pour des valeurs du nombre de Reynolds supérieures à 300 (pour les écoulements à travers les vides, voir également l'Encadré 5.7). L'Équation 5.76, proposée par Martins et Escarameia (1989b), est un exemple de ce type de formules. Elle peut être utilisée pour déterminer la vitesse moyenne dans les vides entre les blocs d'enrochement,  $U_v$  (m/s), et, ce qui est plus important, le débit d'écoulement auquel on peut s'attendre à travers un ouvrage en enrochement.

$$U_v = K C_U^{-0.26} \sqrt{2 g e D_{50} i} \quad (5.76)$$

où

- $K$  = coefficient qui dépend de la forme des enrochements (-);  $K = 0.56$  pour des enrochements anguleux;  $K = 0.75$  pour des enrochements arrondis;
- $C_U$  = coefficient d'uniformité défini par  $D_{60}/D_{10}$  (-);
- $e$  = indice des vides défini comme le rapport entre le volume des vides et le volume d'enrochement total, ce qui est égal à:  $n_v/(1-n_v)$ , où  $n_v$  est la porosité de couche (-) (voir la Section 3.4.4.3);
- $D_{50}$  = diamètre médian (taille de tamis) de l'enrochement (m);
- $i$  = gradient hydraulique (-).

Le débit,  $Q$  (m<sup>3</sup>/s), à travers l'enrochement peut ensuite être calculé au moyen de l'Équation 5.77:

$$Q = U_v n_v A \quad (5.77)$$

où  $A$  est la surface totale de la section transversale (m<sup>2</sup>) et  $n_v$  est la porosité de couche (-) du milieu considéré.

**Encadré 5.7** Nombre(s) de Reynolds

À l'origine, le nombre de Reynolds,  $Re$ , a été déterminé pour caractériser l'écoulement dans les conduites. La loi fondamentale de mécanique des fluides présentée à l'Équation 5.78 permet de différencier le régime laminaire ou turbulent d'un écoulement de fluide. En règle générale, la transition pour l'eau se situe à  $Re \approx 1000$ , les valeurs inférieures correspondant à un écoulement laminaire et les valeurs supérieures à un écoulement turbulent. La même Équation 5.78 est valable pour les écoulements à surface libre mais, dans ce cas, on utilise à la place le rayon hydraulique,  $R$ .

$$Re = D_p U / \nu = 4 R U / \nu \quad (5.78)$$

où  $D_p$  = diamètre de la conduite (m);  $U$  = vitesse moyennée sur la section transversale ou sur la profondeur (m/s) et  $\nu$  = viscosité cinématique ( $m^2/s$ ); pour l'eau, cette valeur est habituellement:  $\nu = 10^{-6} m^2/s$ .

Les applications spécifiques du nombre de Reynolds sont:

- le nombre de Reynolds,  $Re_*$  (-), basé sur la vitesse de cisaillement critique:  $Re_* = u_{*cr} D / \nu$  (voir la Section 5.2.1.2);
- le nombre de Reynolds applicable aux écoulements internes à travers les vides de l'enrochement. Ce  $Re$  est le même que celui de l'Équation 5.78 avec  $R = R_m$ , où  $R_m$  est le rayon hydraulique moyen des vides (m). Ce rayon hydraulique moyen a été défini comme  $R_m = e D_{50} / c$ , où  $e$  = indice des vides (-),  $D_{50}$  = diamètre médian de l'enrochement (taille du tamis), et  $c$  = coefficient ( $c = 6.3$  pour des enrochements arrondis et  $c = 8.5$  pour des enrochements anguleux).

L'Équation 5.79 définit le nombre de Reynolds,  $Re_v$  (-), pour un écoulement turbulent à travers les vides de l'enrochement.

$$Re_v = 4 R_m U_v / \nu = 4 \frac{e D_{50}}{c} \frac{U_v}{\nu} \quad (5.79)$$

où  $e$  est l'indice des vides (-) et  $U_v$  est la vitesse à travers les vides (m/s).

**5.1.2.3** *Hydraulique des barrages de fermeture en enrochement*

Étant donné la nature plus complexe de l'interaction hydraulique associée aux barrages de fermeture en enrochement et aux batardeaux, cette section se concentre sur ces deux types d'ouvrages, par opposition aux barrages en enrochement construits à sec.

Un barrage en enrochement de fermeture d'une rivière ou d'un estuaire peut être construit selon une méthode de fermeture **verticale** ou **horizontale** ou selon une **combinaison des deux** (voir la Section 7.2.3). La méthode verticale est définie comme la construction du barrage de fermeture à partir du fond jusqu'au-dessus de la surface de l'eau sur toute sa longueur, tandis que la méthode horizontale consiste à faire progresser les musoirs du barrage en enrochement d'une ou des deux berges de la rivière ou de l'estuaire. Dans tous les cas, le champ d'écoulement subira des modifications au cours de la construction, du fait de la réduction de la passe à fermer, soit verticalement, soit horizontalement, et du fait de possibles changements bathymétriques dus à l'affouillement du fond, lui-même causé par la construction partielle des ouvrages. Selon que les conditions aux limites sont connues à une grande distance (p. ex. amplitude de marée au large) ou localement (p. ex. niveaux de l'eau près du site de construction), il peut être nécessaire de procéder à une modélisation supplémentaire pour parvenir à des différences de hauteurs d'eau locales de part et d'autre de la passe de fermeture.

Les caractéristiques d'adduction, pour une géométrie donnée, telles que la forme, l'ouverture etc. sont décrites par les relations hauteur-débit, qui peuvent différer en fonction du régime d'écoulement. Ces différentes relations donnent la capacité de débit de l'ouvrage et incluent un coefficient de débit qui rend compte des effets de contraction et des pertes d'énergie dus à l'augmentation de l'écoulement et à la rugosité du fond.

Les principaux phénomènes qui jouent un rôle dans l'hydraulique des barrages de fermeture en enrochement sont: le débit,  $Q$  ( $m^3/s$ ), ou le débit spécifique,  $q$  ( $m^3/s$  par m), la vitesse d'écoulement,  $U$  (m/s), et les différents niveaux d'eau, définis à la Section 5.2.1.2. Les principaux paramètres pertinents dans le cadre de ces phénomènes (voir également les Figures 5.20 à 5.24) sont les suivants:

- la hauteur d'eau en amont, par rapport à la crête du barrage (pour les fermetures verticales),  $H$  (m) (ou charge amont);
- le niveau d'eau amont (ou aval) par rapport au niveau de la crête du barrage,  $h_b$  (m);
- les hauteurs d'eau en amont et en aval,  $h_1$  (m) et  $h_3$  (m), respectivement;
- la largeur de la crête du barrage,  $B$  (m) et la hauteur de l'ouvrage,  $d$  (m);
- le diamètre nominal médian de l'enrochement,  $D_{n50}$  (m);
- la densité relative déjaugée des enrochements,  $\Delta = \rho_r / \rho_w - 1$  (-), où  $\rho_r = \rho_{app}$  (kg/m<sup>3</sup>); voir la Section 3.3.3.2.;
- la vitesse d'écoulement moyennée sur la profondeur,  $U_0$  (m/s), observée lorsque la hauteur d'eau par rapport à la crête,  $h_0$  (m), est minimale;
- la vitesse d'écoulement moyennée sur la section de la passe de fermeture,  $U_g$  (m/s), pertinente en cas de fermeture horizontale.

### Types d'écoulements

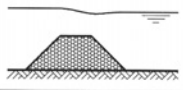
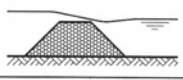
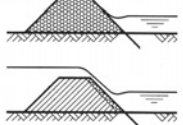
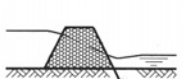
Les barrages perméables permettent l'écoulement à travers l'ouvrage, en plus d'un éventuel écoulement au-dessus de la crête. Pour des hauteurs d'eau en amont au-dessous de la crête ( $H < 0$ ), seul un écoulement à travers l'ouvrage est possible. Outre ces deux principaux éléments que sont l'écoulement et le débit du barrage, les régimes d'écoulement par-dessus la crête sont distingués en fonction de trois critères:

1. Le **coefficient aval**,  $h_b / (\Delta D_{n50})$  (-), également appelé hauteur d'eau aval adimensionnelle ou relative.
2. Le **nombre de Froude** de l'écoulement de crête,  $Fr$  (-).
3. La **largeur de la crête**, = la longueur de l'écoulement de crête,  $B$  (m).

**Le premier critère**, le coefficient aval,  $h_b / (\Delta D_{n50})$  (-), est basé sur les valeurs de la hauteur d'eau aval relative,  $h_b$  (m). Les régimes d'écoulement qui peuvent être distingués selon la hauteur d'eau ( $H$  et  $h_b$ ) sont présentés à la Figure 5.20.

**NOTE:** lorsque l'on utilise le critère  $h_b / (\Delta D_{n50})$  (-), une estimation du diamètre nominal médian,  $D_{n50}$  (m), de l'enrochement est requise au préalable pour déterminer le régime d'écoulement réel.

Les différents paramètres de la section du barrage et des hauteurs d'eau sont présentés aux Figures 5.21 et 5.22. En fonction du régime d'écoulement donné en termes de  $h_b / (\Delta D_{n50})$  (-), des critères empiriques et spécifiques de stabilité ont été établis pour l'enrochement utilisé comme matériau de construction (Section 5.2.3.5).

régime d'écoulement		critère
écoulement de type "barrage bas"		$\frac{h_b}{\Delta D_{n50}} \geq 4$
écoulement intermédiaire		$-1 < \frac{h_b}{\Delta D_{n50}} < 4$
écoulement de type "barrage haut"		$\frac{h_b}{\Delta D_{n50}} < -1$ et $H > 0$
écoulement à travers le barrage		$H < 0$

**Figure 5.20**

Régimes d'écoulement classiques (pour les paramètres, se reporter au corps de texte ci-dessus)

**Le deuxième critère** est basé sur le nombre de Froude,  $Fr$  (-). Il a un fondement physique clair et fait une distinction selon que l'écoulement de crête est physiquement régi par des conditions aux limites en amont ( $Fr > 1$ ) ou en aval ( $Fr < 1$ ). L'Équation 5.80 donne le nombre de Froude tel qu'il est défini de façon générale.

$$Fr = U / \sqrt{g h} \quad (5.80)$$

Si on utilise les valeurs locales de la vitesse,  $u$  (m/s), et de la hauteur,  $h$  (m), le nombre de Froude présentera des variations dans le sens du courant. La valeur réelle de  $Fr$  ou la vitesse d'écoulement,  $u$ , au-dessus de la crête détermine si le régime de l'écoulement est **fluvial** ( $Fr < 1$ ) ou **torrentiel** ( $Fr > 1$ ). Pour  $Fr = 1$ , le régime est dit critique (selon une terminologie moins stricte, « critique » est employé pour  $Fr \geq 1$ ).

Toutefois, l'application du critère de Froude exige que la valeur de  $u$  soit connue à l'avance, ce qui entraîne une procédure itérative. Par conséquent, une autre solution moins précise mais plus pratique consiste à comparer la hauteur d'eau aval,  $h_b$  (m), avec la hauteur d'eau critique au niveau de la crête (les deux étant mesurées par rapport au niveau de la crête). Cette hauteur d'eau critique,  $h_{cr}$  (m), peut, à l'exception des cas de vitesses d'écoulement élevées en amont, être approximée par l'Équation 5.81 :

$$h_{cr} = 2/3 H \quad (5.81)$$

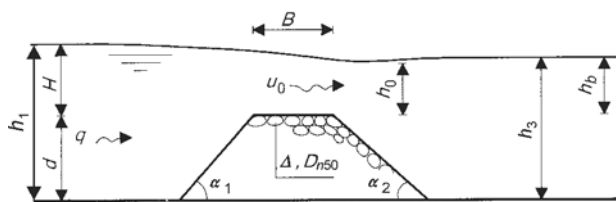
où  $H$  est le niveau d'eau amont, également mesuré à partir du niveau de la crête (m).

Le critère peut alors être exprimé à l'aide des Équations 5.82 et 5.83 (chacune utilisant deux formules équivalentes) :

$$\text{Régime fluvial pour :} \quad h_b > 2/3 H \quad \text{ou} \quad H - h_b < 0.5 h_b \quad (5.82)$$

$$\text{Régime torrentiel pour :} \quad h_b < 2/3 H \quad \text{ou} \quad H - h_b > 0.5 h_b \quad (5.83)$$

Lors de la construction verticale du barrage, le niveau de la crête s'élève graduellement et, à un certain stade, en fonction des niveaux d'eau amont et aval, le régime d'écoulement peut changer et passer d'un régime fluvial à un régime torrentiel. Dans la littérature spécialisée, on trouve des alternatives terminologiques à ces deux expressions : on parle ainsi d'écoulement *submergé* ou *noyé* pour le régime fluvial, et d'écoulement *dénoué* pour le régime torrentiel.



**Figure 5.21** Croquis explicatif des fermetures verticales

Le recours au critère de Froude acquiert une importance particulière lorsque les notions de débit, de vitesse ou de cisaillement sont utilisées comme paramètres de dimensionnement pour l'enrochement naturel (voir la Section 5.2.1). Il faut donc commencer par déterminer les débits et/ou les vitesses à travers le barrage.

**Le troisième critère** qui permet de définir le type d'écoulement fait la distinction entre les barrages à **crête épaisse** et les barrages à **crête mince**. Habituellement, un barrage à crête épaisse est défini par  $H/B < 0.5$  tandis qu'un barrage à crête mince est défini par  $H/B > 0.5$ . Physiquement, la différence réside dans la possibilité, ou non, de négliger le cisaillement sur la crête - cela est le cas pour les barrages à crête mince.

### Formules de débit et de vitesses

Dans le cas des barrages à crête mince - et, en supposant un barrage infiniment long dans l'autre direction, perpendiculaire à la direction moyenne du courant - il est possible d'utiliser un ensemble de formules de débit classiques pour déterminer le **débit spécifique**,  $q$  ( $\text{m}^3/\text{s}$  par m).

- **Méthode de fermeture verticale**

À l'origine, les relations données par les Équations 5.84 à 5.86 étaient appliquées aux seuils, que l'on peut considérer comme une phase de début de construction lors d'une fermeture verticale :

$$q = \mu h_b \sqrt{2 g (H - h_b)} \quad \text{régime noyé} \quad (5.84)$$

$$q = 2/3 \mu \sqrt{2/3 g H^3} \quad \text{régime dénoyé} \quad (5.85)$$

$$q = \sqrt{C'} \sqrt{2 h_3^3 g \left( (h_1/h_3)^3 - 1 \right)} \quad \text{écoulement à travers l'ouvrage} \quad (5.86)$$

où

- $H$  = hauteur d'eau à l'amont d'un barrage, au-dessus du niveau de la crête (m);
- $h_b$  = hauteur d'eau à l'aval d'un barrage, par rapport au niveau de la crête (m);
- $\mu$  = coefficient de débit (-); voir la sous-section consacrée à celui-ci et le Tableau 5.15;
- $h_1$  = hauteur d'eau amont (m);
- $h_3$  = hauteur d'eau aval (m);
- $C'$  = facteur de résistance (type particulier de coefficient de débit) (-).

**NOTE:** les valeurs de  $h_1$  et  $h_3$  doivent être mesurées par rapport au fond avant travaux pour une fermeture verticale (voir Figure 5.21) et par rapport au seuil pour une fermeture combinée (voir la Figure 5.24).

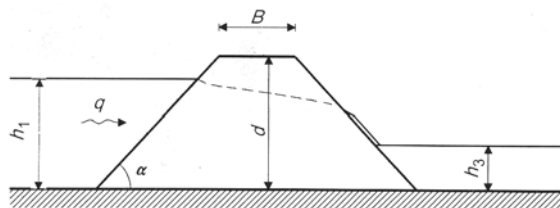
En ce qui concerne l'**écoulement à travers l'ouvrage**, le facteur de résistance  $C'$  est calculé à partir du coefficient de résistance,  $C$  (-), et de la longueur effective de l'ouvrage,  $L_s$  (m), dans le sens de l'écoulement.  $L_s$  peut être déterminée grâce à l'Équation 5.87:

$$L_s = B + (2d - 0.67(h_1 + h_3)) \cot \alpha \quad (5.87)$$

qui est ensuite utilisée pour calculer le facteur de résistance,  $C'$  (-), au moyen de l'Équation 5.88:

$$C' = 1/3 \frac{n_v^5 D_{n50}}{C L_s} \quad (5.88)$$

où  $n_v$  = porosité de couche (-),  $D_{n50}$  = diamètre nominal médian de l'enrochement (m) et  $C$  = coefficient de résistance à l'écoulement traversant l'ouvrage (-), où  $C = f(Re)$ , sa valeur moyenne et ses variations sont incluses dans le Tableau 5.15. Pour la définition des autres termes, se reporter à la Figure 5.22.



**Figure 5.22** Croquis explicatif de l'écoulement à travers un barrage

Pour un débit spécifique donné,  $q$ , au-dessus d'un barrage immergé, calculé au moyen des Équations 5.84 et 5.85, la **vitesse maximale d'écoulement moyennée sur la profondeur** correspondante,  $U_0$  (m/s), peut être déterminée à l'aide de l'Équation 5.89.

$$U_0 = q / h_0 \quad (5.89)$$

où  $h_0$  = hauteur d'eau minimale sur la crête (voir la Figure 5.21).

Il est possible de déterminer une approximation de  $U_0$ , en combinant l'Équation 5.89 avec les Équations 5.84 et 5.85, en remplaçant, dans l'Équation 5.89,  $h_0$  par  $h_b$  et en prenant  $h_{cr} = 2/3 H$ , respectivement.

En régime noyé, l'approximation de la hauteur d'eau minimale,  $h_0$  (m), par la hauteur d'eau aval,  $h_b$  (m), requiert une correction à l'aide d'un coefficient de débit  $\mu$  (-), avec  $\mu = 1$  seulement si  $h_0 = h_b$ .

Les Équations 5.90 et 5.91 - pour le régime noyé et dénoyé, respectivement - donnent les approximations de  $U_0$  résultantes.

$$U_0 = q / h_b = \mu \sqrt{2 g (H - h_b)} \quad \text{régime noyé} \quad (5.90)$$

$$U_0 = q / h_{cr} = \sqrt{2/3 g H} \quad \text{régime dénoyé} \quad (5.91)$$

où  $H$  est la hauteur d'eau à l'amont au-dessus du niveau de la crête du barrage (m).

À l'Équation 5.91, on a supposé a priori que  $\mu = 1$ , ce qui revient à supposer que  $h_0 = h_{cr}$ . D'autres situations sont évoquées à la Figure 5.28, qui donne des valeurs du coefficient de débit,  $\mu$ , différentes.

### Méthode de fermeture horizontale

Les formules de débit, Équations 5.84 et 5.85, ont été calculées pour des seuils, mais elles s'appliquent également aux fermetures verticales. Dans la mesure où l'on manque de données similaires sur les débits à travers des étranglements horizontaux, on adapte simplement ces formules aux fermetures horizontales. Les principales différences physiques par rapport à la fermeture verticale sont représentées par le caractère tridimensionnel de l'écoulement. Ceci peut être constaté par une contraction de l'écoulement juste en aval de la passe et, en pratique, on l'intègre par le biais de coefficients de débit (3D),  $\mu$ .

Pour une **fermeture horizontale** (croquis explicatif de la Figure 5.23), le débit total,  $Q$  (m<sup>3</sup>/s), à travers la largeur totale,  $b$  (m), de la passe, peut également être calculé grâce à la formule  $Q = U_0 b h$ , avec  $U_0$  (m/s) correspondant à une formule basée sur l'Équation 5.90. Des corrections qui rendent compte de l'influence du régime noyé et du régime dénoyé en 3D doivent être incluses grâce à des coefficients de débit,  $\mu$  (-). Le résultat est exprimé par l'Équation 5.92:

$$Q = \mu b h_2 \sqrt{2 g (h_1 - h_2)} \quad (5.92)$$

où

- $\mu$  = coefficient de débit (-) prenant en compte le régime noyé et le régime dénoyé 3D;
- $h_1$  = hauteur d'eau à l'amont (m);
- $b$  = largeur moyenne de la passe (m), égale à:  $b_t + h_2 \cot \alpha$ ; à noter que  $\alpha$  = angle du talus des deux musoirs des barrages (voir la Figure 5.24);
- $b_t$  = largeur de la passe (m) entre les deux pieds des musoirs des barrages (voir la Figure 5.24);
- $h_2$  =  $h_3$  (= hauteur d'eau à l'aval) pour un **régime noyé** (m);
- =  $h_{con}$  (= hauteur de contrôle) pour un **régime dénoyé** (m), définie par l'Équation 5.93:



$$h_{con} = 0.4 h_1 \left( 1 - 1.5 p + \sqrt{1 + 2 p + 2.25 p^2} \right) \quad (5.93)$$

où  $p$  = coefficient de largeur de la passe (-), égal à  $b_t / (2 h_1 \cot \alpha)$  (voir les Figures 5.23 et 5.24).

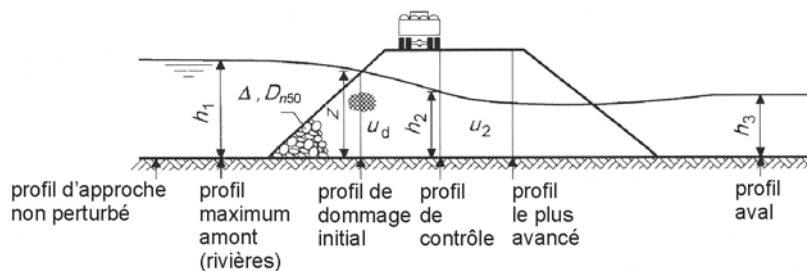
En règle générale,  $\mu \approx 0.9$ , avec des valeurs réelles comprises entre 0.75 et 1.1. Il faut noter qu'en cas d'approche plus précise, les effets et les incertitudes liés à la 3D, inclus ici dans  $\mu$ , peuvent être quantifiés de manière explicite, par exemple à l'aide d'un modèle numérique (voir les Sections 4.2.3.3, 4.3.5.2 et 5.3.3.2). Les valeurs du coefficient de débit sont données au Tableau 5.15.

**NOTE:** les équations présentées ci-dessus peuvent être appliquées à une fermeture horizontale jusqu'à une perte d'énergie relative à travers le barrage d'environ 5 à 10 %. La perte d'énergie peut être définie comme  $(H-h_b)/H$  à la Figure 5.21 ou comme  $(h_1-h_3)/h_1$  aux Figures 5.23 et 5.24. Si la perte d'énergie est inférieure, le phénomène de frottement ne peut pas être négligé et il est possible d'utiliser l'équation de Chézy pour un écoulement uniforme,  $U = C\sqrt{Ri}$  (voir la Section 4.3.2.3), pour calculer le débit  $Q$ .

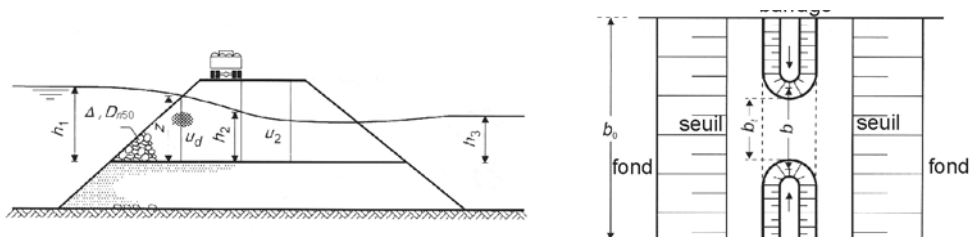
Dans le cas d'une fermeture horizontale et pour un débit,  $Q$  (m<sup>3</sup>/s), et une largeur de la passe,  $b$  (m), donnés, la vitesse d'écoulement moyennée sur la section de la passe,  $U_g$  (m/s), est estimée au moyen de l'Équation 5.94 (pour les définitions, se reporter à la Figure 5.23).

$$U_g = U_2 = Q / (b h_2) = \mu \sqrt{2 g (h_1 - h_2)} \quad (5.94)$$

où  $U_2$  = vitesse du courant moyennée sur la section de la passe (m/s) au niveau de la section critique,  $h_2$  = hauteur d'eau dans la passe (m) (voir la Figure 5.23). En ce qui concerne la hauteur d'eau dans la section critique, il faut remplacer  $h_2$  par  $h_3$  ou  $h_{con}$  (voir l'Équation 5.92) selon le cas.



**Figure 5.23** Croquis explicatif pour une fermeture horizontale



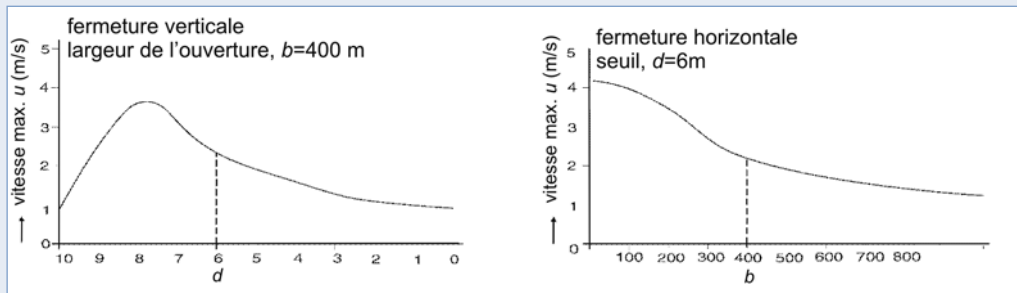
**Figure 5.24** Croquis explicatif pour une fermeture combinée

- **Comparaison entre fermeture verticale et fermeture horizontale**

Les principales différences entre les fermetures verticales et les fermetures horizontales - en ce qui concerne les vitesses d'écoulement - sont données et illustrées à l'Encadré 5.8.

**Encadré 5.8** Comparaison des méthodes de fermeture

La Figure 5.25 matérialise les vitesses du courant lors des étapes successives de la construction d'une fermeture donnée. Pour les principales méthodes de fermeture, la vitesse maximale d'écoulement,  $U$  (m/s), est liée aux dimensions relatives de la passe à fermer (c'est-à-dire la largeur,  $b$  (m) et la hauteur,  $d$  (m)) et dépend en outre des valeurs de  $H-h_b$  ou de  $H$  pour une fermeture verticale (voir les Équations 5.92 et 5.93) et de la valeur de  $h_1-h_2$  pour une fermeture horizontale (voir l'Équation 5.94). La principale différence entre les deux méthodes est le « moment » relatif d'apparition de la vitesse maximale : ce moment est proche de la fin du processus pour une fermeture horizontale (voir la Figure 5.25 - à droite), tandis qu'il se situe à un quart de la hauteur totale du barrage dans le cas d'un processus de fermeture verticale.



**Figure 5.25** Exemple de vitesses maximales d'écoulement pour différentes méthodes de fermeture ; pour une fermeture verticale, vitesse max. =  $U_0$  et pour une fermeture horizontale, vitesse max. =  $U_g$ .

Des recommandations pour l'application de l'une ou l'autre des méthodes dans certaines conditions sont présentées à la Section 7.2 pour les fermetures d'estuaires et à la Section 7.3 pour les fermetures de rivières.

**Coefficients de débit**

Cette section donne les coefficients de débit,  $\mu$ , pour les différentes méthodes de fermeture. Les coefficients présentés sont basés sur des essais sur modèles physiques pour des géométries de barrages particulières. Le Tableau 5.15 propose des valeurs indicatives moyennes pour les méthodes de fermeture verticale et horizontale ainsi que pour les écoulements qui se produisent au travers de l'ouvrage. La fiabilité de ces valeurs est donnée par un intervalle de variation, qui correspond approximativement à 2 à 3 fois les écarts-types des données issues des essais. En règle générale, les coefficients de débit  $\mu$  sont nécessaires pour compenser la schématisation (p. ex. les formules de débit) - parfois simplifiée - d'un champ d'écoulement complexe. Par conséquent, dans un cas particulier, deux options doivent être étudiées :

- Option 1 :** essais sur modèles physiques pour déterminer les valeurs réelles du coefficient de débit,  $\mu$ .
- Option 2 :** recours à un modèle numérique d'écoulement capable de représenter le champ d'écoulement en question (voir la Section 5.3.3.2)

**NOTE :** pour les fermetures verticale et horizontale, les coefficients sont obtenus à partir de  $q$  et  $Q$ , respectivement. Par conséquent, le dernier cas inclut les effets 3D, tels que la contraction de l'écoulement, la largeur réelle de l'ouverture et la pente du musoir du barrage.

- **Méthode de fermeture verticale**

Le coefficient de débit des barrages immergés dépend de la géométrie du seuil (largeur, angle du talus, etc.), de la perméabilité, de la hauteur d'eau relative au-dessus du seuil et de la charge hydraulique. Le Tableau 5.15 propose des valeurs indicatives de  $\mu$ . Pour les situations cruciales, il est nécessaire de déterminer le coefficient de débit à l'aide d'études sur des modèles physiques.

Des résultats des essais sur modèles physiques sont présentés aux Figures 5.26 et 5.27 pour le régime noyé et à la Figure 5.28 pour le régime dénoyé. La variation des données issues des essais incluse à chaque figure donne une indication de la validité de ces valeurs. Pour résumer, les caractéristiques les plus remarquables sont les suivantes :

- l'influence de la **largeur de la crête**,  $B$  (m), sur le coefficient de débit,  $\mu$  (-), est démontrée à la Figure 5.26 pour huit angles de talus,  $\alpha$ , et deux vitesses amont adimensionnelles,  $u_1/\sqrt{gh_b}$ , et pour une hauteur relative de barrage unique  $d/h_b = 1$ . On peut constater que la valeur du coefficient de débit,  $\mu$  (-), augmente pour des valeurs croissantes de la largeur de la crête,  $B$ , et de l'angle du talus,  $\alpha$ ;
- pour des conditions d'écoulement **à la limite de la stabilité de l'enrochement**, l'influence de la **hauteur d'eau sur la crête**, exprimée par  $h_b/(\Delta D_{n50})$ , sur le coefficient de débit,  $\mu$ , est représentée à la Figure 5.27. Dans ces conditions-seuils, les valeurs de  $\mu$  diminuent avec la diminution de la hauteur d'eau,  $h_b$ . Par ailleurs, lorsque l'on fait varier la largeur de la crête,  $B$ , et la **porosité du barrage**, exprimée par  $D_{n50}/d$  (-), il est en outre possible de conclure que l'effet de  $D_{n50}/d$  est limité;
- pour un barrage perméable, soit  $D_{n50}/d \approx 0.07$ , l'influence de la largeur relative de la crête  $B/H$  (-), sur le coefficient de débit,  $\mu$ , peut être observée à la Figure 5.28. On ne constate aucune influence de  $B/H$  pour l'écoulement intermédiaire, mais pour l'écoulement de type « barrage haut », elle est significative. Toutefois, si le noyau est imperméable, cette influence n'est observée ni pour un écoulement de type « barrage haut », ni pour un écoulement intermédiaire.

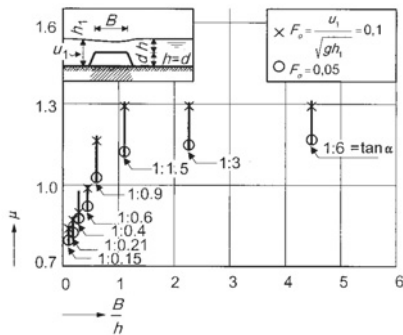


Figure 5.26

Influence de la largeur de la crête et de la pente du talus sur les coefficients de débit pour un régime noyé au-dessus d'un barrage lisse dont la crête se trouve à mi-hauteur d'eau

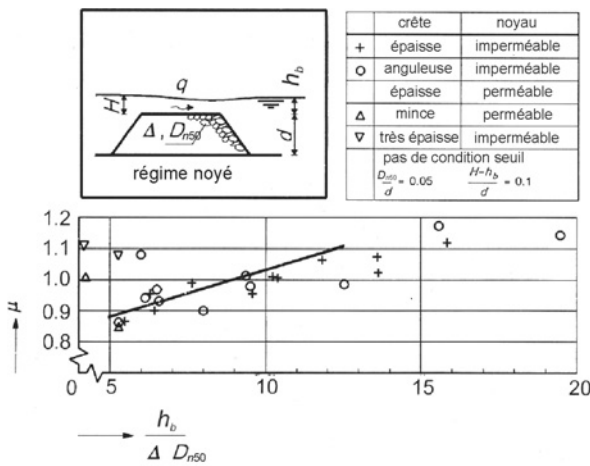


Figure 5.27

Influence de la hauteur d'eau sur la crête, de la largeur de la crête et de la porosité de couche sur les coefficients de débit pour un régime noyé au-dessus d'un barrage rugueux et à la limite de la stabilité des enrochements

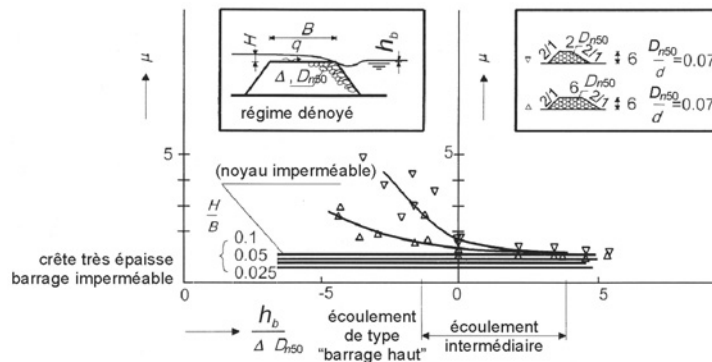


Figure 5.28

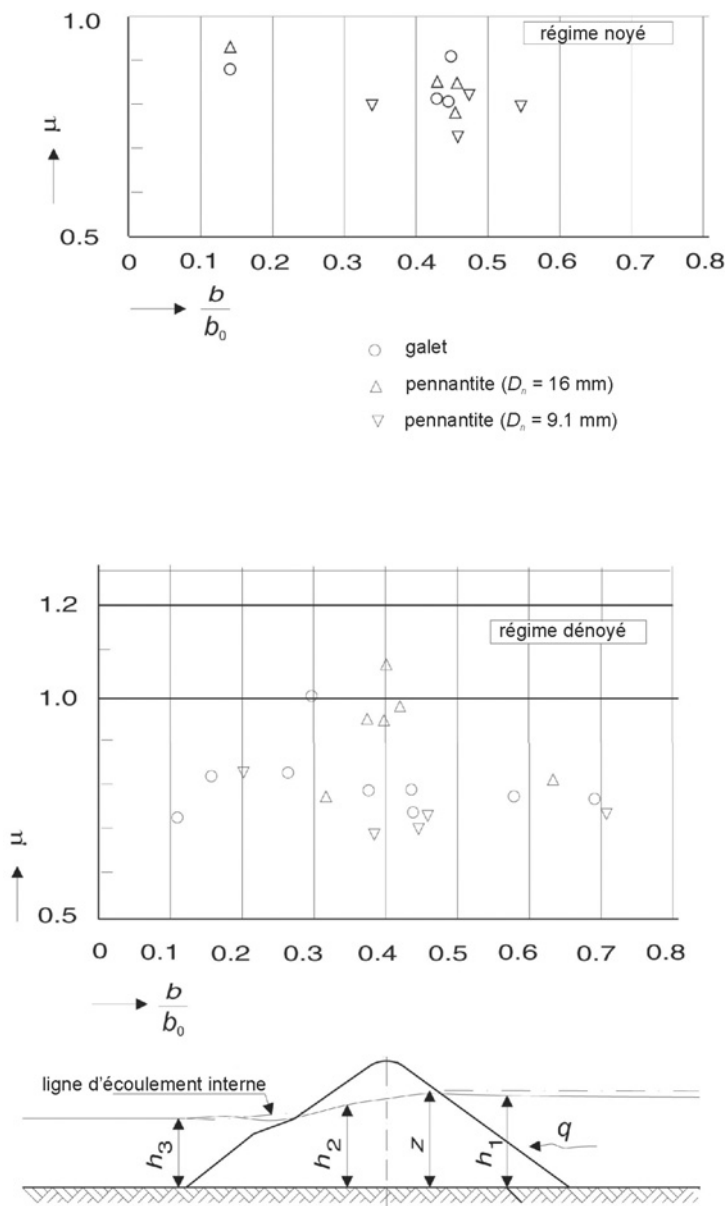
Influence de la largeur de la crête et de la porosité de couche sur les coefficients de débit pour un régime dénoyé et un écoulement intermédiaire

- **Méthode de fermeture horizontale**

Le Tableau 5.15 donne également des valeurs indicatives des coefficients de débit,  $\mu$ , pour la méthode de fermeture horizontale.  $b_0$  est la largeur (initiale) de la passe avant que ne se produise une quelconque contraction de l'écoulement. En réalité,  $b$  et  $b_0$  sont des valeurs moyennées sur la profondeur puisque, pour des musoirs de barrage inclinés, cette largeur a un minimum,  $b_t$  (m), au pied du barrage (voir la Figure 5.24) et un maximum à la surface de l'eau.

Au cours de la fermeture, la largeur de la passe,  $b$ , diminue pour atteindre 0 ( $b/b_0 \rightarrow 0$ ) et la perturbation de l'écoulement augmente. La phase relative de la fermeture est exprimée par  $1-b/b_0$ , qui augmente de 0 à 1 (ou 100 %).

La Figure 5.29 présente les résultats des essais sur modèles physiques menés par Naylor et Thomas (1976). Le coefficient de débit,  $\mu$ , est présenté comme une fonction de la largeur instantanée relative de la passe,  $b/b_0$  (-), pour le régime fluvial comme pour le régime torrentiel. La dispersion pour les deux régimes d'écoulement est large, il peut donc être approprié de procéder à une vérification à l'aide d'un modèle (physique).



**Figure 5.29** Coefficients de débit pour une fermeture horizontale, en fonction de la largeur relative de la passe, pour un régime noyé et pour un régime dénoyé (Naylor et Thomas, 1976)

- **Écoulement à travers le barrage**

Il y a écoulement à travers le barrage lorsqu'il est perméable. Dans le cas où la crête du barrage est au-dessus du niveau de l'eau en amont, l'écoulement à travers l'ouvrage est la seule voie d'écoulement vers l'aval, si l'on ne tient pas compte des vagues franchissantes. Les paramètres ont été définis à la Figure 5.22.

Le débit spécifique,  $q$  (m<sup>3</sup>/s par m), peut être estimé par exemple à l'aide de l'Équation 5.86, comme une fonction de la géométrie du barrage, avec comme paramètres la largeur de la crête,  $B$ , la hauteur de l'ouvrage,  $d$ , et le coefficient de débit spécifique,  $C'$ , du **diamètre de l'enrochement**,  $D_{n50}$ , de la **porosité du barrage**,  $n_v$ , et des **hauteurs d'eau**  $h_1$  ou  $h_3$ , de part et d'autre du barrage (voir également les Équations 5.87 et 5.88). La valeur donnée du coefficient de résistance à l'écoulement traversant l'ouvrage,  $C$ , au Tableau 5.15, est basée sur l'analyse des données de débit de Prajapati (1968) et Cohen de Lara (1955).

- **Résumé des coefficients de débit des fermetures**

**Tableau 5.15** Coefficients de débit  $\mu$

Méthode de fermeture	Remarques sur la géométrie du barrage etc.	Formule de débit (Équation n°)	Coefficient de débit, $\mu$		Régime d'écoulement
			Valeur moyenne	Variation	
Fermeture verticale	Barrage bas (épais, plutôt lisse, non-poreux)	Eq 5.84	1.1	1.0 à 1.2	noyé
	Barrage intermédiaire (plutôt épais, faible porosité, rugosité modérée)	Eq 5.84	1.0	0.9 à 1.1	noyé
	Barrage haut (mince, rugueux, perméable)	Eq 5.85	1.0	0.9 à 1.1	noyé
	Barrage à crête mince	Eq 5.85	1.0	0.8 à 1.2	dénoyé
Fermeture horizontale	$b/b_0 = 0.5$	Eq 5.92	0.8	–	noyé
	$b/b_0 = 0.5$	Eq 5.92	0.9	–	dénoyé
	$b/b_0 = 0.1$	Eq 5.92	0.9	–	noyé
	$b/b_0 = 0.1$	Eq 5.92	0.9	–	dénoyé
Écoulement à travers l'ouvrage	Coefficient $C$ dans l'Équation 5.88	Eq 5.86	$C = 0.5$	0.4 à 0.6	–

## 5.2 RÉPONSE STRUCTURELLE AUX ACTIONS HYDRAULIQUES

Les interactions et les paramètres hydrauliques associés à l'action de la houle et des courants sur l'ouvrage ont été abordés à la Section 5.1. La présente section traite de la réponse structurelle aux actions hydrauliques, la **stabilité hydraulique des blocs d'enrochement naturel et artificiel** qui constituent une partie des ouvrages hydrauliques. La Section 5.2.1 est consacrée aux concepts et aux paramètres de stabilité. Les réponses structurelles liées à la houle et aux courants sont ensuite abordées aux Sections 5.2.2 et 5.2.3. Enfin, la Section 5.2.4 traite de la réponse structurelle à l'action de la glace.

L'analyse de la stabilité hydraulique de l'enrochement naturel et des sédiments ne concerne généralement que les blocs individuels et les particules. En comparaison, l'analyse de la stabilité géotechnique, qui fait l'objet de la Section 5.4, ne traite que de volumes globaux. Les mouvements des enrochements et des sédiments occasionnés par les courants et/ou par la houle se manifestent sous la forme de **déplacements** de blocs individuels ou de **fosses d'affouillement** lorsque le fond est constitué de sable, de petites pierres ou de galets. Ceci montre que les amplitudes relatives des mouvements de gros éléments et de particules fines sont d'ordres différents. Les déplacements de blocs d'enrochement individuels sont de l'ordre du diamètre de l'enrochement tandis que les profondeurs ou les longueurs d'affouillement sont d'au moins plusieurs fois la taille des sédiments.

### 5.2.1 Concepts et paramètres de stabilité

#### 5.2.1.1 Introduction aux concepts de stabilité

Les méthodes de dimensionnement classiques ont pour objectif d'éviter le début de mouvement des gros éléments et des particules fines en définissant des **conditions-seuils**. Ces conditions, exprimées sous forme de valeurs critiques en matière de contrainte de cisaillement, de vitesse, de hauteur de la houle ou de débit, font l'objet de la présente section.

En règle générale, la dispersion expérimentale autour du point de début de mouvement est considérable, par exemple la valeur critique du paramètre de la contrainte de cisaillement,  $\psi_{cr}$  (voir la Section 5.2.1.3), ou la vitesse critique,  $U_{cr}$  (voir la Section 5.2.1.4). Le concepteur peut tirer parti d'une approche probabiliste (voir les Sections 2.3.3 et 5.2.2.2) pour tenir compte de ces paramètres et d'autres incertitudes éventuelles. Outre l'incertitude qui concerne la résistance (p. ex. sur la valeur critique de la contrainte de cisaillement,  $\psi_{cr}$ ), un certain *dommage* peut être accepté. Ceci implique que le mouvement est autorisé, mais uniquement jusqu'à des limites prédéfinies de déplacement (enrochement naturel et artificiel) ou d'affouillement (sable, galets). Ces seuils peuvent être définis, par exemple, comme suit :

- une quantité maximale d'enrochements naturels ou artificiels déplacés (par unité de temps et unité de surface) ;
- une profondeur critique d'affouillement ;
- un transport maximal de matériaux.

La tolérance d'un *dommage* en deçà d'une limite donnée est le concept le plus fréquent dans le dimensionnement des ouvrages hydrauliques constitués d'enrochement naturel ou d'ouvrages dont la carapace est constituée d'enrochement artificiel.

Le dépassement des conditions-seuils mentionnées ci-dessus entraîne une instabilité des matériaux lâches, qui vont du sable aux enrochements. La houle, la vitesse des courants et les différences de hauteurs d'eau, qui agissent toutes par le biais de contraintes de cisaillement (et/ou de forces de portance), peuvent être considérées comme étant les principales actions hydrauliques. Les principales forces de stabilisation ou de **résistance** sont la gravité (poids déjaugé) et la cohésion. La cohésion n'est pertinente que pour les sédiments argileux ou limoneux ( $D < 5 \mu\text{m}$  et  $D < 50 \mu\text{m}$ , respectivement) ou de sable fin ( $D < 250 \text{mm}$ ) avec une teneur sensible en limon. À cet égard, il convient de classer les matériaux qui constituent les couches ou les sous-sols érodables comme suit :

- sédiments cohésifs (limon,  $D < 50 \mu\text{m}$  et argile,  $D < 5 \mu\text{m}$ );
- sédiments fins et non-cohésifs (sable,  $50 \mu\text{m} < D < 2\text{mm}$ );
- sédiments grossiers et non-cohésifs (galet,  $D > 2 \text{ mm}$  et enrochement,  $D > 50 \text{ mm}$ ).

La résistance à l'érosion des matériaux non-cohésifs est abordée dans cette section, tandis que certaines données empiriques sur la résistance à l'érosion des sédiments cohésifs sont présentées à la Section 5.2.3.1.

Les principes fondamentaux d'une analyse de la stabilité hydraulique sont les mêmes pour les sédiments fins et grossiers. Toutefois, dans le cas des sédiments grossiers, il est possible de négliger les forces de viscosité à la surface des particules, ce qui permet d'établir des formules plus générales.

Les réponses structurelles (mouvements, déplacements) des enrochements aux charges hydrauliques (houle, courants), dans les digues, les ouvrages de défense contre la mer, les berges de rivières et les barrages en enrochement, peuvent être décrites de façon pratique à l'aide de l'un - ou de plusieurs - des **variables et coefficients des actions hydrauliques** suivants :

- le **débit spécifique**,  $q$ , à travers un ouvrage, par exemple un barrage ( $\text{m}^3/\text{s}$  par m);
- la **contrainte de cisaillement**,  $\tau$  ( $\text{N}/\text{m}^2$ ), son paramètre adimensionnel,  $\psi$  (-), ou la vitesse de cisaillement,  $u^*$  ( $\text{m}/\text{s}$ );
- la **vitesse**, moyennée sur la profondeur,  $U$ , ou locale,  $u$  ( $\text{m}/\text{s}$ );
- (les différences de) **hauteur d'eau**,  $h$ , ou la **charge hydraulique**  $H$ , ou  $H-h$ , par exemple de part et d'autre d'un barrage (m);
- la **hauteur de la houle**,  $H$ , par exemple la hauteur significative de la houle,  $H_s$ , devant une digue (m).

Les **variables de résistance** les plus importantes en ce qui concerne la stabilité sont :

- la taille de tamis,  $D$  (m), ou le diamètre nominal,  $D_n$  (m), des enrochements, ou la masse,  $M$  (kg) (voir également l'Équation 5.95);
- la densité relative déjaugée de l'enrochement,  $\Delta$  (-) (voir l'Équation 5.96).

Dans une moindre mesure, la porosité de couche,  $n_v$  (-), ou la masse volumique de la couche d'enrochement en place,  $\rho_b$  ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ) (voir la Section 3.5), ainsi que la perméabilité de l'ouvrage en enrochement sont également des paramètres de résistance qui jouent un rôle dans la réponse de l'ouvrage à la houle et aux courants.

Les variables et les paramètres des actions et des résistances (Sections 5.2.2 et 5.2.3) sont souvent associés pour donner des nombres adimensionnels (p. ex. le nombre de stabilité, le paramètre de Shields, le paramètre d'Isbash) qui seront utilisés comme paramètres dans le dimensionnement d'ouvrages tels que des carapaces en enrochement (Section 5.2.2.2), des berges de rivières (Section 5.2.3.1) ou des barrages de fermeture en enrochement (Section 5.2.3.5). Les paramètres liés aux caractéristiques de la roche, à la section transversale de l'ouvrage ou à la réponse de l'ouvrage à l'attaque de la houle ou des courants sont également utilisés dans le dimensionnement d'ouvrages hydrauliques en enrochement.

Les valeurs critiques ou admissibles de ces paramètres sont ensuite déterminées par des formules de calcul ou données de manière explicite. Si la condition de dimensionnement est le début de mouvement des blocs d'enrochement naturel ou artificiel, la formule de calcul est une formule de stabilité. Il existe plusieurs relations de transfert: on utilise, par exemple, des formules de débit pour les barrages de fermeture en enrochement (Section 5.2.3.4), afin de transformer les différences de hauteurs d'eau,  $h$ , en débits,  $q$ , ou en vitesses,  $U$ .



Il existe deux concepts ou procédés fondamentaux pour évaluer la stabilité hydraulique d'un ouvrage en enrochement : le concept de **contrainte de cisaillement critique** et le **concept de vitesse critique**. Dans la pratique, d'autres critères peuvent être déduits de ces deux procédés, dans le domaine de la **mobilité** et de la **stabilité**. Par exemple, la hauteur critique de la houle peut être déduite de la vitesse critique, en utilisant la vitesse orbitale près du fond,  $u_o = f\{H, \dots\}$  (Équation 4.49). Voici un résumé des méthodes en ce qui concerne les paramètres de dimensionnement et les paramètres dimensionnants, ainsi que le nombre de stabilité adimensionnel associé :

Concept de stabilité	Paramètres dimensionnants	Nombre adimensionnel
Contrainte de cisaillement critique	Contrainte de cisaillement, $\tau_{cr}$ (N/m <sup>2</sup> )	$\psi_{cr}$ (-)
Vitesse critique	Vitesse du courant, $U_{cr}$ (m/s)	$U^2/(2g\Delta D)$

et, à partir de ces deux concepts :

Débit critique	Débit spécifique, $q_{cr}$ (m <sup>3</sup> /s par m)	$q/\sqrt{g(\Delta D)^3}$
Hauteur critique de la houle	Hauteur de la houle, $H_{cr}$ (m)	$H/(\Delta D)$
Charge hydraulique critique	Différence de charge, $(H - h)_{cr}$ (m)	$H/(\Delta D)$

Une vue d'ensemble des différentes méthodes ainsi que de leurs champs d'application est proposée à la suite de l'analyse de ces différents concepts de stabilité (voir la Section 5.2.1.8).

Le Tableau 5.16 donne une vue d'ensemble des différents concepts de stabilité évoqués dans cette Section 5.2.1, ainsi que de leur relation avec les divers outils de dimensionnement permettant d'évaluer la stabilité, abordés dans d'autres sections de ce chapitre.

**Tableau 5.16** Les différents concepts de stabilité et leur relation avec les types d'ouvrages et les formules de stabilité utilisées pour le dimensionnement

Concept de stabilité	Paramètre de stabilité	Section	Type d'ouvrage	Section
Contrainte de cisaillement	Paramètre de Shields, $\psi_{cr}$	5.2.1.2 et	Protection de fond et de berge	5.2.3.1
		5.2.1.3	Déversoirs et ouvrages de vidange, barrages de fermeture en enrochement	5.2.3.5
Vitesse	Nombre d'Isbash, $U^2/(2g\Delta D)$	5.2.1.4	Protection de fond et de berge	5.2.3.1
			Ouvrages de fond	5.2.3.2
			Butée de pied et protection contre l'affouillement	5.2.3.3
Débit	$q/\sqrt{g(\Delta D)^3}$	5.2.1.7	Barrages en enrochement, seuils, barrages mobiles	5.2.3.5
Hauteur de la houle	Nombre de stabilité, $H/(\Delta D)$	5.2.1.5	Carapaces en enrochement naturel	5.2.2.2
			Carapaces en enrochement artificiel	5.2.2.3
			Butée de pied et protection anti-affouillement	5.2.2.9
Charge hydraulique	$H/(\Delta D)$	5.2.1.6	Barrages, seuils, barrages mobiles	5.2.3.5

L'utilisation d'un critère de **vitesse**, bien qu'elle soit la méthode la plus simple et la plus directe, peut présenter des difficultés lorsqu'il faut déterminer une vitesse représentative. La valeur nécessaire est souvent locale et non-moyennée sur la profondeur.

Les **contraintes de cisaillement** au niveau du fond incluent la mécanique fondamentale des particules et sont de ce fait applicables dans la plupart des cas. Toutefois, le profil de vitesse verti-



cale doit être préalablement connu et, par la suite, ce profil de vitesse doit être transféré de manière fiable dans la contrainte de cisaillement. Certaines approches ne sont pas basées exclusivement sur la mécanique des particules, mais plutôt sur des essais sur modèles et sur une analyse dimensionnelle.

La méthode de la contrainte de cisaillement critique et la méthode de vitesse critique ou admissible sont les plus usitées en cas de mouvement d'engrènement et de résistance à l'érosion de sédiments soumis à l'action des courants.

Les critères de stabilité utilisés dans le dimensionnement des barrages pour une **différence de niveau d'eau (ou de charge hydraulique)** sont très similaires au critère de **hauteur de la houle** utilisé pour le dimensionnement des digues portuaires et des ouvrages côtiers (Section 5.2.2). On utilise dans les deux cas un nombre adimensionnel:  $H/(\Delta D)$ . En ce qui concerne la houle, ce paramètre de stabilité est également connu sous le nom de nombre de stabilité (ou de mobilité),  $N_s$ .

La description des différents paramètres utilisés pour évaluer la stabilité hydraulique des ouvrages en engrènement est donnée à la Section 5.2.1.2. Sur cette base, les différentes méthodes d'évaluation de la stabilité hydraulique d'un ouvrage en engrènement sont alors analysées:

- les principes du **concept de cisaillement** sont analysés à la Section 5.2.1.3, sur la base du paramètre de stabilité de Shields, bien connu, concernant le cisaillement, présenté à la Section 5.2.1.2. Quelques applications spécifiques (p. ex. la formule de Pilarczyk) sont abordées à la Section 5.2.3. La méthode du cisaillement critique est également applicable à l'écoulement oscillatoire (houle uniquement), ainsi qu'à une combinaison du courant et de la houle (voir la Section 5.2.1.3);
- la méthode de la **vitesse critique ou admissible** est abordée à la Section 5.2.1.4, sur la base du paramètre de stabilité d'Isbash, bien connu, concernant la vitesse, présenté à la Section 5.2.1.2. Certaines applications spécifiques sont présentées à la Section 5.2.3;
- l'utilisation du **critère de stabilité à la houle**,  $H/(\Delta D)$ , est présentée dans la Section 5.2.1.5 et ses différentes applications à la Section 5.2.2;
- l'utilisation du paramètre  $H/(\Delta D)$  pour définir un critère de stabilité en termes de **différence de charge** ou de **hauteur de franchissement** de part et d'autre des barrages est présentée à la Section 5.2.1.6 et analysée à la Section 5.2.3;
- la **méthode du débit critique** est introduite à la Section 5.2.1.7.

Les formules qui servent à transférer certains paramètres de stabilité dans d'autres font l'objet de la Section 5.2.1.8. Enfin, la Section 5.2.1.9 donne une vue d'ensemble des formules de dimensionnement générales.

### 5.2.1.2 Paramètres dimensionnants pour l'évaluation de la stabilité

Certains des paramètres qui servent à évaluer la stabilité hydraulique des ouvrages en engrènement sont des combinaisons de paramètres hydrauliques (action) et de paramètres des matériaux (résistance). Les paramètres pertinents dans le cadre de la stabilité structurelle peuvent être répartis en quatre catégories, analysées ci-dessous:

- attaque de la houle et des courants;
- caractérisation de l'engrènement naturel;
- section transversale de l'ouvrage;
- réponse de l'ouvrage.

### Attaque de la houle

Dans le cas de l'attaque de la houle sur un talus, le paramètre le plus important, qui donne une relation (voir l'Équation 5.95) entre l'ouvrage et les conditions de houle, est le **nombre de stabilité**,  $N_s$  (-) :

$$N_s = \frac{H}{\Delta D} \quad (5.95)$$

où

$H$  = hauteur de la houle (m). Il s'agit habituellement de la hauteur significative de la houle,  $H_s$ , définie soit par la moyenne des hauteurs du tiers supérieur des hauteurs de vagues au cours d'un enregistrement ( $= H_{1/3}$ ) ou par  $4\sqrt{m_0}$ , la hauteur significative spectrale de la houle,  $H_{m0}$  (voir la Section 4.2.4). En eau profonde, les deux définitions donnent plus ou moins la même hauteur de la houle. En eau peu profonde, en revanche, il peut exister des différences sensibles, allant jusqu'à  $H_{1/3} = 1.3 H_{m0}$  (voir la Section 4.2.4);

$\Delta$  = densité relative déjaugée (-), donnée par l'Équation 5.96;

$D$  = dimension ou diamètre caractéristique (m), selon le type d'ouvrages (voir la Section 5.2.2.1). Le diamètre utilisé pour l'enrochement naturel est le diamètre nominal médian,  $D_{n50}$  (m), défini comme la taille du cube équivalent de masse,  $M_{50}$  (kg); la relation entre ces deux paramètres est:  $D_{n50} = (M_{50}/\rho_r)^{1/3}$  (voir la Section 3.4.2). Pour l'enrochement artificiel, le diamètre utilisé est  $D_n$  (m), qui dépend de la forme du bloc (voir la Section 3.12).

$$\Delta = \frac{\rho_r - \rho_w}{\rho_w} = \frac{\rho_r}{\rho_w} - 1 \quad (5.96)$$

où  $\rho_r$  est la masse volumique apparente de la roche ( $\text{kg/m}^3$ ), égale à  $\rho_{app}$  (voir la Section 3.3.3) et  $\rho_w$  est la masse volumique de l'eau ( $\text{kg/m}^3$ ). Dans le cas des carapaces en enrochement artificiel, la masse volumique du béton,  $\rho_c$  ( $\text{kg/m}^3$ ), remplace la masse volumique de l'enrochement naturel,  $\rho_r$  ( $\text{kg/m}^3$ ).

Si l'on utilise le diamètre nominal médian et la hauteur significative de la houle, le paramètre de stabilité,  $H/(\Delta D)$ , ou le nombre de stabilité  $N_s$  (-) s'exprime par  $H_s/(\Delta D_{n50})$ .

Un autre paramètre structurel important est le **paramètre de déferlement**,  $\xi$ , qui relie l'angle du talus de l'ouvrage ou de la plage,  $\alpha$  ( $^\circ$ ), à la cambrure nominale de la houle,  $s_o$  (-), et qui permet de classer les types de déferlement. Ce guide propose différentes versions de ce paramètre,  $\xi = \tan \alpha / \sqrt{s_o}$  (voir la Section 5.1.1), selon la hauteur spécifiée (soit la hauteur significative basée sur l'analyse dans le domaine temporel,  $H_s = H_{1/3}$ , soit la hauteur de la houle calculée à partir du spectre,  $H_s = H_{m0}$ ) et selon la période spécifiée (soit la période moyenne,  $T_m$ , soit la période de pic,  $T_p$ , soit la période énergétique moyenne,  $T_{m-1,0}$ ) qui sont utilisées. En résumé :

- $\xi_m$  renvoie à la hauteur significative de la houle,  $H_s = H_{1/3}$ , et à la période moyenne de la houle,  $T_m$ ;
- $\xi_p$  renvoie à la hauteur significative de la houle,  $H_s = H_{1/3}$ , et à la période de pic de la houle,  $T_p$ ;
- $\xi_{s-1,0}$  renvoie à la hauteur significative de la houle,  $H_s = H_{1/3}$ , et à la période énergétique moyenne de la houle calculée à partir du spectre,  $T_{m-1,0}$ ;
- $\xi_{m-1,0}$  renvoie à la hauteur significative spectrale de la houle,  $H_s = H_{m0}$ , et à la période énergétique moyenne de la houle,  $T_{m-1,0}$ .

### Attaque des courants

Les principaux paramètres qui servent à décrire la réponse structurelle aux courants sont des combinaisons de paramètres hydrauliques (action) et de paramètres des matériaux (résistance).

Les barrages de fermeture sont classés et conçus à l'aide (entre autres paramètres) du **paramètre de hauteur critique** ou **paramètre de hauteur de franchissement**,  $H/(\Delta D)$ , où  $H$  est un équivalent de la hauteur de la houle, utilisé pour le nombre de stabilité défini ci-dessus dans le cas de l'attaque de la houle. Dans le cas de l'attaque des courants,  $H$  est la hauteur ou le niveau de l'eau à l'amont par rapport au niveau de la crête du barrage. Par ailleurs, le paramètre à l'aval,  $h_b/(\Delta D)$ , sert à déterminer les régimes d'écoulement (voir la Section 5.1.2.3), où  $h_b$  est la hauteur d'eau à l'aval par rapport au niveau de crête du barrage. On peut également utiliser un **paramètre de débit** adimensionnel,  $q/\sqrt{g(\Delta D)^3}$ .

Parmi les autres paramètres utilisés dans l'évaluation de la réponse des enrochements et des sédiments grossiers - par exemple en rivière et en canal - on trouve :

- le **paramètre de vitesse**,  $U^2/(2g\Delta D)$  (-), que l'on trouve dans les travaux d'Isbash et Khaldre (1970) ;
- le **paramètre de la contrainte de cisaillement**,  $\psi$  (-), connu sous le nom de paramètre de Shields (Shields, 1936) et défini par l'Équation 5.97 comme étant le ratio entre la contrainte de cisaillement d'une part, et le poids volumique déjaugé et la dimension caractéristique du matériau d'autre part :

$$\psi = \frac{\tau}{(\rho_r - \rho_w) g D} \quad (5.97)$$

où  $\tau$  est la contrainte de cisaillement (N/m<sup>2</sup>),  $\rho_r$  est la masse volumique de la roche (kg/m<sup>3</sup>) et  $D$  est le diamètre de tamis du matériau.

La vitesse locale, c'est-à-dire la vitesse près de l'ouvrage ou près du fond,  $u_b$  (m/s), et les paramètres qui décrivent le champ des vitesses et les conditions de turbulence sont également utilisés dans les applications fluviales.

#### Paramètres liés à l'enrochement naturel

Les principaux paramètres qui caractérisent l'enrochement naturel du point de vue de la stabilité sont :

- la masse volumique apparente,  $\rho_{app}$  (kg/m<sup>3</sup>), une propriété intrinsèque à la roche (voir les Sections 3.2 et 3.3.3) dépendante de la quantité d'eau présente dans les interstices de la roche ;
- la distribution blocométrique, définie par les limites nominales inférieure et supérieure, appelées NLL et NUL, respectivement, et les exigences standard sur les passants pour différentes tailles (voir la Section 3.4.3). Ceci contrôle à la fois la taille médiane, c'est-à-dire la masse,  $M_{50}$  (kg), et (avec la masse volumique apparente) le diamètre nominal  $D_{n50}$  (m) et la gradation,  $D_{85}/D_{15}$ , où  $D_{85}$  et  $D_{15}$  sont les valeurs de la courbe granulométrique à 85 % et à 15 %, respectivement. Le Tableau 5.17 et la Section 3.4.3 présentent des exemples de blocométrie.
- la forme des enrochements, caractérisée par exemple par l'élancement ou par le « blockiness » (voir la Section 3.4.1).

La qualité et la durabilité de la roche peuvent affecter la blocométrie au cours du cycle de vie et, par conséquent, la stabilité. Ces aspects doivent donc faire l'objet d'une étude le cas échéant (voir les Sections 3.3.5 et 3.6).

**Tableau 5.17** Exemples de blocométries d'enrochement moyen et gros

Blocométrie étroite		Blocométrie étendue		Blocométrie très étendue	
$D_{85}/D_{15} < 1.5$		$1.5 < D_{85}/D_{15} < 2.5$		$D_{85}/D_{15} > 2.5$	
Classe	$D_{85}/D_{15}$	Classe	$D_{85}/D_{15}$	Classe	$D_{85}/D_{15}$
15 - 20 t	1.1	1 - 10 t	2.0	10 - 1 000 kg	4.5
10 - 15 t *)	1.1	1 - 6 t	1.8	10 - 500 kg	3.5
6 - 10 t *)	1.2	100 - 1 000 kg	2.0	10 - 300 kg	3.0
3 - 6 t *)	1.3	10 - 60 kg *)	1.8		
1 - 3 t *)	1.4				
0.3 - 1 t *)	1.5				

**Note :** les \*) désignent une blocométrie standard conforme à la norme EN 13383 (Voir la Section 3.4.3)

### Paramètres liés à la section transversale de l'ouvrage

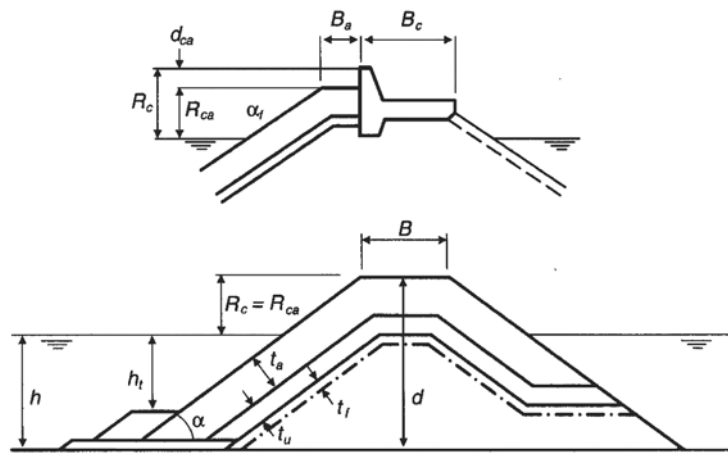
Les paramètres structurels liés à la section transversale de l'ouvrage peuvent être divisés en deux catégories : les paramètres structurels liés à la géométrie de la section et les paramètres structurels liés aux exigences induites par la construction de l'ouvrage.

La Figure 5.30 présente un récapitulatif des paramètres liés à la géométrie d'une section de digue portuaire, bien que certains d'entre eux s'appliquent également à d'autres types d'ouvrages. Ces paramètres sont énumérés ci-dessous et sont tous exprimés en mètres, sauf mention contraire :

- revanche de la crête de l'ouvrage, par rapport au niveau de l'eau au repos  $R_c$
- revanche de la crête de la carapace par rapport au niveau de l'eau au repos  $R_{ca}$
- différence de hauteur entre le mur de couronnement et la crête de la carapace  $d_{ca}$
- hauteur de la crête de la carapace/hauteur de l'ouvrage par rapport au fond  $d$
- largeur de l'ouvrage  $B$
- largeur de la berme supérieure de la carapace  $B_a$
- épaisseur de la carapace, des sous-couches, du filtre  $t_w, t_u, t_f$
- angle du talus avant de l'ouvrage  $\alpha$  (°)
- profondeur de la butée de pied par rapport au niveau de l'eau au repos  $h_t$

La revanche de la crête,  $R_c$ , et la largeur,  $B$ , de l'ouvrage dépendent fortement du degré de franchissement admissible. À des fins de dimensionnement, l'estimation de la revanche de la crête par rapport au niveau de l'eau au repos a été abordée à la Section 5.1.1.3. La largeur de la crête peut également être influencée par les méthodes de construction mises en œuvre, par exemple les exigences d'accès, au-dessus du noyau, par des camions ou une grue, ou par des exigences fonctionnelles, par exemple une route ou un mur de couronnement en crête. La recommandation générale pour les conditions de franchissement est que la largeur minimale de la crête devrait être égale à  $B_{min} = (3 \text{ à } 4)D_{n50}$  (voir la Section 5.2.2.11). L'estimation de l'épaisseur de la carapace,  $t_a$ , des sous-couches,  $t_u$  et du filtre,  $t_f$ , est présentée à la Section 3.5, où  $t = nk_t D_{n50}$  (voir les définitions des paramètres dans la liste en dessous de l'Équation 5.98).

Les Chapitres 6, 7 et 8 proposent des recommandations spécifiques aux différents types d'ouvrages.



**Figure 5.30** Paramètres dimensionnants liés à la section de l'ouvrage (digue portuaire)

En ce qui concerne les propriétés de l'ouvrage, il est possible de définir les paramètres suivants :

- la porosité de la carapace,  $n_v$  ;
- la perméabilité de la carapace, du filtre et du noyau ;
- la densité de pose (plan de pose) de la carapace.

La **porosité de couche des carapaces en enrochement naturel**,  $n_v$  (-), est définie à la Section 3.5. Ce paramètre dépend principalement de la forme et de la blocométrie de l'enrochement, ainsi que de la méthode de pose des blocs d'enrochement sur le talus. Les Sections 3.5 et 9.9 proposent d'autres informations sur la détermination de la porosité des carapaces en enrochement.

La **porosité de couche des carapaces en enrochement artificiel**,  $n_v$  (%), peut être estimée à l'aide de l'Équation 5.98 :

$$n_v = 100 \left[ 1 - \frac{N}{n k_t} \left( \frac{M}{\rho_c} \right)^{2/3} \right] = 100 \left[ 1 - \frac{N}{n k_t} \frac{V}{D_n} \right] \quad (5.98)$$

où

- $N$  = nombre de blocs d'enrochement par unité de surface ( $1/m^2$ ), voir l'Équation 5.99 ;
- $n$  = épaisseur de la carapace exprimée en nombre de couches d'enrochement (-) ;
- $k_t$  = coefficient d'épaisseur de couche (-), voir la Section 3.12 ;
- $M$  = masse du bloc artificiel (kg) ;
- $\rho_c$  = masse volumique du béton ( $kg/m^3$ ) ;
- $V$  = volume du bloc artificiel ( $m^3$ ) ;
- $D_n$  = diamètre nominal du bloc (m),  $D_n = (k_s)^{1/3} D$ , où  $k_s$  = coefficient de forme et  $D$  = dimension caractéristique du bloc, c'est-à-dire hauteur du bloc (voir la Section 3.12 pour des données chiffrées).

La **perméabilité** de l'ouvrage n'est pas définie de manière classique, comme par exemple à l'aide des travaux de Darcy (voir la Section 5.4.4.4), mais est plutôt donnée sous forme d'un indice qui représente la perméabilité globale de l'ouvrage, ou sous forme d'un ratio de dimensions d'enrochements. Il s'agit d'un paramètre important pour la stabilité des carapaces soumises à la houle. La perméabilité dépend des dimensions des couches filtres et du noyau et peut par exemple être exprimée par un coefficient de *perméabilité nominale*,  $P$ . La Figure 5.39 de la Section 5.2.2.2 donne des exemples de  $P$ , sur la base des travaux de Van der Meer (1988). Une approche plus simple qui permet de prendre en considération l'influence de la perméabilité sur la stabilité des

talus en enrochement soumis aux courants ou à la houle consiste à utiliser le ratio entre les diamètres des matériaux du noyau et les diamètres des matériaux de la carapace.

Pour mesurer concrètement la perméabilité des barrages (en se référant à l'ouvrage plutôt qu'aux matériaux) soumis aux courants, on dispose du ratio  $d/D_{n50}$  (-), entre la hauteur du barrage,  $d$  (m), et le diamètre nominal médian de l'enrochement,  $D_{n50}$  (m). Ce ratio peut être interprété comme une mesure du nombre d'enrochements (et des vides associés).

La **densité de pose** est un paramètre directement lié au plan de pose de la carapace. Ce terme s'applique principalement aux blocs dans la carapace. L'influence de ce plan de pose sur la stabilité de l'ouvrage est analysée à la Section 5.2.2.3. L'Équation 5.99 donne l'estimation du nombre de blocs d'enrochement par unité de surface,  $N$  ( $1/m^2$ ), utilisé aux Sections 3.5.1 et 3.12.

$$N = \frac{t_a(1-n_v)}{V} = \frac{n k_t(1-n_v)}{D_{n50}^2} \quad (5.99)$$

où

$N$  =  $N_a/A$  ( $1/m^2$ ), où  $N_a$  est le nombre de blocs d'enrochement dans la zone concernée (-) et  $A$  est la surface de la carapace parallèle au talus local ( $m^2$ );  $N$  est parfois appelé « densité de pose »;

$t_a$  = épaisseur de la carapace (m), définie par  $t_a = n k_t D_{n50}$  (voir également la Section 3.5);

$V$  = volume des blocs d'enrochement ( $m^3$ ).

**NOTE:** la densité de pose des carapaces en enrochement artificiel est la même que celle qui est définie dans l'Équation 5.99 ci-dessus, à l'exception du diamètre nominal,  $D_n$ , à utiliser à la place de  $D_{n50}$ . La densité de pose est alors  $N = \phi/D_n^2$ , où  $\phi$  = **coefficient de densité de pose** (-) (voir également la Section 3.12).

Le terme *densité de pose* (défini par l'Équation 5.99) est assez fréquemment désigné dans les publications spécialisées par le symbole  $\phi$ , alors que ce dernier représente en réalité le coefficient de densité de pose.

### Paramètres liés à la réponse de l'ouvrage

Le comportement de l'ouvrage peut être décrit par une série de paramètres qui dépendent du type d'ouvrage. Les **ouvrages statiquement stables** sont décrits par le nombre de blocs déplacés ou par l'évolution du dommage, c'est-à-dire les différences observées de profil avant et après les tempêtes.

Le dommage subi par la carapace en enrochement peut être exprimé comme un pourcentage d'enrochements déplacés par rapport à une zone donnée, par exemple l'intégralité ou une partie seulement de la carapace. Le **pourcentage de dommage**,  $D$  (%) est à l'origine défini dans le *Shore Protection Manual* (CERC, 1984) comme suit:

« **Volume normalisé érodé dans la zone active, depuis le milieu de la crête jusqu'à  $1H$ , au-dessous du niveau de l'eau au repos.** »

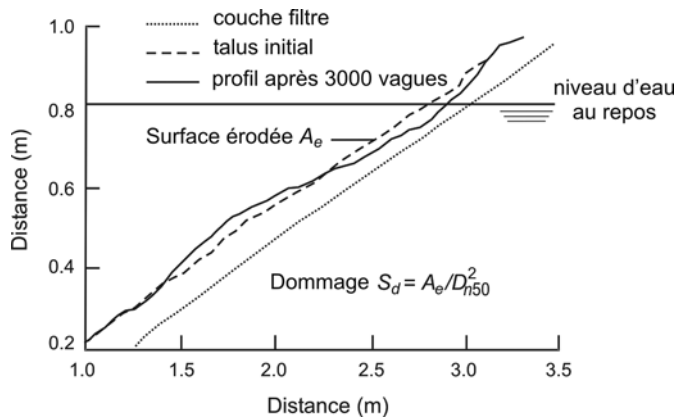
Ceci est par exemple utilisé dans le *critère de dommage nul* de la formule d'Hudson permettant d'évaluer la stabilité des carapaces en enrochement (voir la Section 5.2.2.2).

Dans ce cas, toutefois, il est difficile de comparer divers ouvrages, car les chiffres concernant le dommage correspondent à des totaux différents pour chaque ouvrage. Une autre possibilité consiste à décrire le dommage par la zone d'érosion autour du niveau de l'eau au repos. Lorsque cette zone d'érosion est liée à la taille des enrochements, il est possible de calculer un niveau de dommage adimensionnel, indépendant de l'angle de talus, de la longueur et de la hauteur de l'ouvrage. Ce **niveau de dommage adimensionnel**,  $S_d$  (-) (p. ex. voir Broderick, 1983), est défini par l'Équation 5.100.

$$S_d = A_e / D_{n50}^2 \quad (5.100)$$

où  $A_e$  est la surface érodée autour du niveau de l'eau au repos ( $m^2$ ).

La Figure 5.31 représente le profil d'un ouvrage endommagé. Le niveau de dommage tient compte des tassements et des déplacements verticaux, mais pas des tassements ou des glissements parallèles au talus. Le dommage,  $S_d$ , peut être décrit physiquement par le nombre de carrés de côté  $D_{n50}$  qui entrent dans la surface érodée, ou le nombre d'engochements cubiques de côté  $D_{n50}$  perdus dans une bande de l'ouvrage ayant une largeur de  $D_{n50}$ . Le nombre réel d'engochements perdus au sein de cette bande peut différer de  $S_d$ , en fonction de la porosité, de la blocométrie de l'engochement et de la forme des engochements. En règle générale, le nombre réel d'engochements perdus dans une bande de largeur  $D_{n50}$  est inférieur à la valeur de  $S_d$  (jusqu'à  $0.7 S_d$ ), du fait des facteurs exposés ci-dessus.



**Figure 5.31** Dommage,  $S_d$ , sur la base d'une zone érodée,  $A_e$

Les limites de  $S_d$  en ce qui concerne la stabilité de la carapace dépendent principalement de l'angle du talus de l'ouvrage. Les différents niveaux de dommage (p. ex. le début du dommage, le dommage intermédiaire et la rupture) d'un ouvrage à carapace en engochement sont décrits à la Section 5.2.2.2. Melby et Kobayashi (1999) ont proposé une façon plus détaillée de quantifier le dommage. Ils utilisent des paramètres qui décrivent la forme de la surface d'érosion.

Le coefficient de dommage,  $S_d$ , est moins approprié dans le cas de blocs artificiels complexes, à cause de la difficulté à définir un profil de surface. Dans ce cas, le dommage peut être exprimé sous la forme d'un nombre de blocs déplacés,  $N_{od}$  (-), ou sous la forme d'un pourcentage de dommage,  $N_d$  (%). Le nombre de blocs déplacés dans une bande de largeur  $D_n$  est défini par l'Équation 5.101 :

$$N_{od} = \frac{\text{nombre de blocs déplacés hors de la carapace}}{\text{largeur de la section testée} / D_{n50}} \quad (5.101)$$

Le pourcentage de dommage (ou déplacement relatif dans une zone donnée) est déterminé par l'Équation 5.102. Il s'agit du rapport entre le nombre de blocs déplacés et le nombre total de blocs initialement présents dans la carapace.

$$N_d = \frac{\text{nombre de blocs déplacés hors de la carapace}}{\text{nombre total de blocs dans la surface de référence}} \quad (5.102)$$

La zone de référence doit être définie soit comme étant la totalité de la carapace, soit comme étant la zone entre deux niveaux, par exemple de la crête à  $1H_s$  en dessous du niveau de l'eau au repos (m), sur une certaine largeur (m). À des fins de dimensionnement, le pourcentage de dommage et le nombre de blocs déplacés pour différents types de blocs d'engochement sont analysés plus en détail à la Section 5.2.2.3.

Les **ouvrages dynamiquement stables** permettent un certain mouvement de l'engochement, jusqu'à ce que la capacité de transport le long du profil soit réduite à un niveau si bas que le pro-

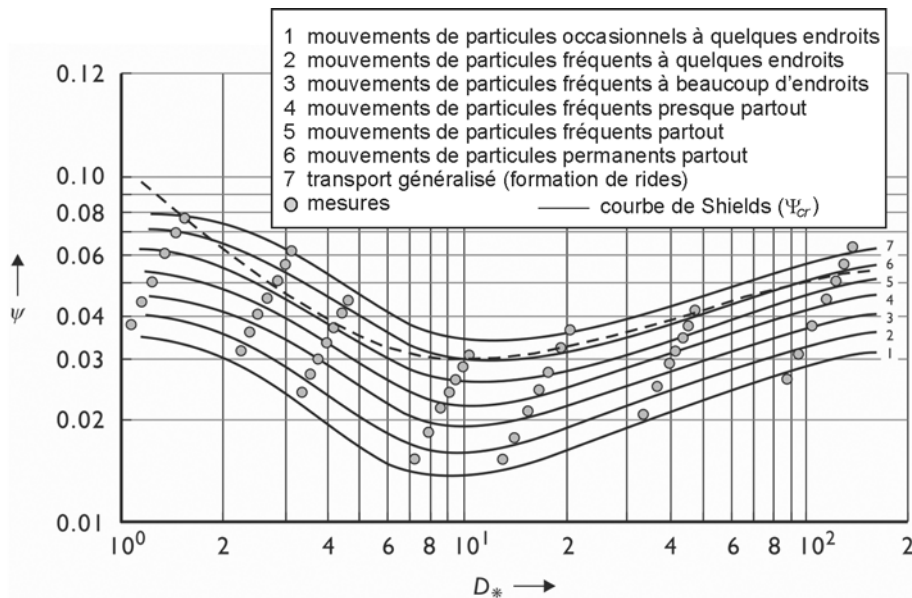


fil devient presque stable. Les ouvrages dynamiquement stables sont caractérisés par un profil de dimensionnement - à atteindre après une certaine période d'adaptation - plutôt que par le profil après construction. Ce type d'ouvrage est décrit à la Section 5.2.2.6.

### 5.2.1.3 Concept de cisaillement critique

La méthode de dimensionnement traditionnelle pour la stabilité hydraulique de l'enrochement est basée sur le concept de *début de mouvement ou cisaillement critique*. Dans le cas d'un écoulement unidirectionnel et permanent, l'instabilité initiale des particules d'un fond horizontal et plan est exprimée par le critère de Shields (Shields, 1936), basé sur le paramètre général de Shields défini par l'Équation 5.97.

Ce critère exprime essentiellement la valeur critique du ratio entre les forces des fluides déstabilisantes (qui tendent à déplacer la particule) et les forces stabilisatrices qui agissent sur la particule. Les forces qui tendent à déplacer les particules du fond sont liées à la contrainte de cisaillement maximale exercée sur le fond par le liquide en mouvement; les forces stabilisatrices sont liées au poids déjaugé de la particule. Lorsque le ratio entre les deux forces, exprimé par le paramètre de Shields,  $\psi$ , dépasse une valeur critique  $\psi_{cr}$ , un mouvement est initié. Le critère de Shields pour un écoulement régulier et uniforme est exprimé dans les Équations 5.103 et 5.104. La Figure 5.32 représente la courbe de Shields.



#### Notes :

- 1)  $\psi$  est le paramètre de Shields défini par l'Équation 5.97
- 2)  $D_*$  est le diamètre adimensionnel des sédiments ou des enrochements, défini par l'Équation 5.106.

**Figure 5.32** Diagramme de Shields pour un écoulement uniforme

L'Équation 5.103 permet de calculer le paramètre de Shields,  $\psi_{cr}$ , fonction de la valeur critique de la vitesse de cisaillement,  $u_{*cr}$ , et des paramètres structurels.

$$\psi_{cr} = \frac{\tau_{cr}}{(\rho_r - \rho_w) g D} = \frac{u_{*cr}^2}{\Delta g D} = f(Re_*) \quad (5.103)$$

L'Équation 5.104 permet de calculer le paramètre de Shields, fonction de la vitesse critique moyennée sur la profondeur,  $U_{cr}$ :

$$\psi_{cr} = \frac{1}{C^2} \frac{U_{cr}}{\Delta D} \quad (5.104)$$



où	
$\tau_{cr}$	= valeur critique de la contrainte de cisaillement au niveau du fond induite par le fluide, à laquelle les enrochements commencent à se déplacer ( $\text{N/m}^2$ );
$U_{cr}$	= vitesse critique moyennée sur la profondeur (m/s);
$\rho_r$	= masse volumique apparente des enrochements naturels ( $\text{kg/m}^3$ );
$\rho_w$	= masse volumique de l'eau de mer ( $\text{kg/m}^3$ );
$D$	= taille de tamis de l'enrochement (m); le diamètre de tamis médian, $D_{50}$ , est souvent utilisé comme valeur caractéristique;
$u_{*cr}$	= valeur critique de la vitesse de cisaillement, généralement définie comme $u_* = \sqrt{\tau/\rho_w}$ (m/s);
$\nu$	= viscosité cinématique du fluide ( $\text{m}^2/\text{s}$ );
$C$	= coefficient de frottement de Chézy, voir les Équations 4.131 à 4.133 ( $\text{m}^{1/2}/\text{s}$ );
$Re^*$	= nombre de Reynolds, basé sur la vitesse de cisaillement ( $Re^* = u_{*cr} D/\nu$ ) (-);
$\Delta$	= densité relative déjaugée des enrochements (-).

Bien que Shields ait supposé qu'il y avait une limite claire entre *aucun déplacement* et *déplacement*, cette limite n'est pas aussi claire, à cause du caractère stochastique de la contrainte de cisaillement au niveau du fond, de la taille des enrochements et de la protrusion (p. ex. voir Paintal, 1971). La valeur de  $\psi_{cr}$  peut même être de l'ordre de 0.02. À partir de nombreux essais en laboratoire, Breusers et Schukking (1971) ont découvert que même pour des nombres de Reynolds élevés, on observe un déplacement de certains enrochements dès  $\psi_{cr} = 0.03$  et qu'en réalité  $\psi_{cr}$  est compris entre 0.03 et 0.07. À titre d'estimation préliminaire du pourcentage d'enrochements déplacés après une heure d'attaque des courants, la méthode de Paintal suggère un accroissement de 3 ordres de grandeur lors de la comparaison des actions pour  $\psi = 0.02$  et  $\psi = 0.04$ . Il faut noter que ceci ne concerne là encore que des vitesses de transport initiales et faibles.

Le transport initial d'enrochements peut exiger une analyse probabiliste (voir la Section 2.3.2) pour évaluer le dommage et la maintenance nécessaire (Section 10.1).

À cause des incertitudes concernant la valeur exacte de la contrainte de cisaillement critique, il est recommandé, pour le dimensionnement de couches d'enrochement naturel et de remblais en enrochement, de supposer ce qui suit :

- $\psi = 0.03 - 0.035$  pour le point auquel les enrochements commencent à bouger pour la première fois;
- $\psi \cong 0.05 - 0.055$  pour des *mouvements limités*.

Pour optimiser le dimensionnement, on peut avoir recours à des méthodes probabilistes (Section 2.3) et/ou devoir accepter un certain niveau de dommage ou d'affouillement (voir l'introduction de la Section 5.2) pour régler le problème de l'incertitude liée à  $\psi_{cr}$ .

Si un certain degré de dommage est acceptable, il est possible de contourner le problème de la détermination de la valeur adéquate de  $\psi_{cr}$ , en effectuant une série d'essais sur modèles. Lors de ces essais, il faut établir la courbe de dommage (Section 2.2.3). Ceci permet de déterminer les actions de calcul correspondant au niveau de dommage accepté, tout en faisant disparaître le problème de  $\psi_{cr}$ . Cette approche est connue sous le nom de méthode d'**affouillement critique** (De Groot *et al.*, 1988) et autorise le déplacement (enrochement) ou l'affouillement (sable, galet) jusqu'à un certain point.

Pour des tailles de tamis de sédiments et d'enrochement données,  $D_{50}$ , les valeurs de  $\psi_{cr}$  peuvent être calculées approximativement à l'aide d'un ensemble de formules, où  $\psi_{cr}$  est fonction d'une

taille de particules adimensionnelle,  $D_*$  (-). L'Équation 5.105 présente la forme générale de cette approximation :

$$\psi_{cr} = A D_*^B \tag{5.105}$$

où  $A$  et  $B$  sont des coefficients (-) (voir Tableau 5.18) et  $D_*$  est la taille de particules adimensionnelle, qui peut être déterminée à l'aide de l'Équation 5.106 :

$$D_* = D_{50} (g \Delta / \nu^2)^{1/3} \tag{5.106}$$

où  $\nu$  est la viscosité cinématique de l'eau ( $m^2/s$ ) et  $D_{50}$  est la taille de tamis médiane (m); la viscosité cinématique de l'eau à une température de 20° C est  $\nu = 1.0 \cdot 10^{-6} m^2/s$ .

Les coefficients  $A$  et  $B$  (-) de l'approximation donnée ci-dessus sous la forme de l'Équation 5.105, sont énumérés du Tableau 5.18. Les valeurs de  $A$  diffèrent selon que  $\psi_{cr} = 0.03$  ou  $\psi_{cr} = 0.055$  est choisi comme référence.

**Tableau 5.18** Coefficients  $A$  et  $B$  dans le calcul approximatif de  $\psi_{cr}$  (Équation 5.105)

Intervalle de $D_*$ (-)	$B$	$A (\psi_{cr} = 0.03)$	$A (\psi_{cr} = 0.055)$
$1 < D_* < 4$	-1	0.12	0.24
$4 < D_* < 10$	-0.64	0.07	0.14
$10 < D_* < 20$	-0.1	0.02	0.04
$20 < D_* < 150$	0.29	0.007	0.013
$D_* > 150$	0	0.03	0.055

**Note :** les valeurs des coefficients sont valables pour des enrochements pour lesquelles  $\Delta = 1.6$ .

Le critère de Shields pour le début de mouvement a été établi à l'origine pour des écoulements unidimensionnels et uniformes au-dessus d'un fond horizontal. Dans la prochaine section, la contrainte de cisaillement due au courant,  $\tau_c$ , qui agit sur le fond, est présentée pour un écoulement unidirectionnel. Dans le cas des écoulements oscillatoires, des écoulements à la fois unidirectionnels et oscillatoires, des ouvrages à talus ou d'une turbulence excessive, plusieurs facteurs (p. ex. le coefficient de frottement ou le coefficient de turbulence) sont nécessaires pour pouvoir appliquer le critère de Shields. Ces cas, ainsi que les coefficients à utiliser, sont également présentés ci-dessous et analysés plus en détail à la Section 5.2.3, où figurent les diverses formules de dimensionnement.

### Écoulement unidirectionnel

En cas d'écoulement uniforme, la contrainte de cisaillement induite par le courant,  $\tau_c$  ( $N/m^2$ ), qui agit sur le fond, peut être calculée à l'aide de l'Équation 5.107, sur la base de l'équation de rugosité de Chézy :

$$\tau_c = \rho_w g \frac{U^2}{C^2} \tag{5.107}$$

où  $U$  = vitesse du courant moyennée sur la profondeur (m/s) et  $C$  = coefficient de Chézy ( $m^{1/2}/s$ ). Si le fond est rugueux sur le plan hydraulique ( $u_* k_s / \nu > 70$ , voir également l'Équation 4.150), le coefficient de Chézy ne dépend que de la hauteur d'eau,  $h$ , et de la rugosité du fond,  $k_s$  (voir l'Équation 4.132).

Dans la mesure où la rugosité,  $k_s$ , est un paramètre dimensionnant du coefficient de Chézy,  $C$ , et, en conséquence, de  $\psi$ , il est nécessaire d'estimer correctement sa valeur à l'aide des recommandations données à la Section 4.3.2.3 en ce qui concerne les sédiments, les galets et l'enrochement

naturel. Dans le cas du rip-rap, on applique d'autres valeurs de la rugosité hydraulique (voir la Section 5.2.3.1). À l'aide de l'Équation 5.97, il est possible d'exprimer  $\tau_c$  sous une forme adimensionnelle,  $\psi$ , à comparer avec la valeur critique (de dimensionnement),  $\psi_{cr}$ . La Section 4.3.2.3 contient également l'analyse d'une formule légèrement modifiée, l'Équation 4.133, qui implique l'introduction d'une hauteur d'eau supplémentaire de  $k_s/12$ . Cette modification est particulièrement utile pour les faibles hauteurs d'eau relatives,  $h/k_s$  (-).

**NOTE:** le coefficient de frottement des courants, habituellement défini comme  $f_c = \tau_c / (1/2 \rho_w U^2)$ , peut être directement associé à l'Équation 5.107, ce qui donne :  $f_c = 2g/C^2$ , également appelé **coefficient de frottement pour les courants**. Bien connu, le **coefficient de frottement de Darcy-Weissbach**, est, pour sa part :  $f = 4 f_c = 8g/C^2$ .

### Écoulement oscillatoire

Le critère de Shields pour le début de mouvement a été établi à partir d'observations expérimentales des écoulements unidirectionnels et uniformes. Pour les écoulements à variations lentes, comme les courants de marée en eau peu profonde, l'écoulement peut raisonnablement être considéré comme quasi-uniforme. Pour des périodes d'oscillation plus brèves, comme pour les mers de vent ou la houle océanique dont la période est comprise entre 5 et 20 secondes, l'approche quasi-uniforme ci-dessus n'est plus justifiée. Différents chercheurs se sont intéressés au phénomène de début de mouvement sous l'action de la houle. Madsen et Grant (1975) et Komar et Miller (1975) ont démontré, indépendamment les uns des autres, que les résultats obtenus pour le début de mouvement en cas d'écoulement irrégulier étaient raisonnablement en accord avec la courbe de Shields concernant l'écoulement unidirectionnel si la contrainte de cisaillement était calculée en introduisant le concept de coefficient de frottement de la houle selon Jonsson (1966). L'Équation 5.108 donne la relation entre cette contrainte de cisaillement maximale en cas d'écoulement oscillatoire,  $\hat{\tau}_w$  (N/m<sup>2</sup>), et les paramètres hydrauliques correspondants.

$$\hat{\tau}_w = \frac{1}{2} \rho_w f_w u_o^2 \quad (5.108)$$

où  $f_w$  = coefficient de frottement (-) et  $u_o$  = vitesse orbitale maximale au fond (m/s<sup>2</sup>), dont une première approximation peut être calculée à l'aide de la théorie de la houle linéaire (Équation 4.49).

Soulsby (1997) a présenté l'Équation 5.109 comme la relation empirique pour le coefficient de frottement du fond,  $f_w$ , applicable en cas d'écoulement irrégulier et turbulent. Swart (1977) a proposé une valeur constante de  $f_w = 0.3$  pour des valeurs du ratio  $a_o/z_0$  inférieures à 19.1.

$$f_w = 1.39 \left( \frac{a_o}{z_0} \right)^{-0.52} \quad \text{pour } a_o > 19.1 z_0 \quad (5.109)$$

où  $z_0$  (m) est la longueur de rugosité du fond, le niveau de référence près du fond (m), défini comme le niveau auquel  $u(z = z_0) = 0$  (voir la Section 4.3.2.4), et  $a_o$  (m) est l'amplitude du mouvement orbital horizontal de la houle au niveau du fond, défini par l'Équation 5.110 (conformément à la théorie de la houle linéaire).

$$a_o = u_o T / (2\pi) \quad (5.110)$$

L'Équation 5.107 peut être reformulée en utilisant  $z_0 = k_s/30$  (voir la Section 4.3.2.4), ce qui donne l'Équation 5.111 :

$$f_w = 0.237 \left( \frac{a_o}{k_s} \right)^{-0.52} \quad \text{pour } a_o > 0.636 k_s \quad (5.111)$$

Pour le début de mouvement de matériaux grossiers dans le cas d'un écoulement oscillatoire, le critère de Shields peut être appliqué lorsque le paramètre de Shields est fixé à  $\psi_{cr} = 0.056$  et la contrainte de cisaillement critique maximale,  $\hat{\tau}_w$  (N/m<sup>2</sup>), est évaluée selon le concept de frottement de la houle de Jonsson, voir l'Équation 5.108.

Lorsque la contrainte de cisaillement critique est basée sur la contrainte de cisaillement moyenne en écoulement oscillatoire, ( $|\bar{\tau}_w| = 1/2 \hat{\tau}_w$ ) le paramètre de Shields doit avoir une valeur de  $\psi_{cr} = 0.03$  pour être conforme aux résultats de Rance et Warren (1968).

### Combinaisons d'écoulements unidirectionnel et oscillatoire

Les publications spécialisées suggèrent qu'en cas de houle et de courant régulier concomitants, la contrainte de cisaillement effective pour le début de mouvement doit être la somme des composantes oscillatoires et uniformes de la contrainte de cisaillement. Bijker (1967) a proposé une formulation pour la contrainte de cisaillement au niveau du fond qui résulte de l'action combinée de la houle et des courants, qui est largement mise en application en ingénierie. D'autres informations générales concernant cette approche sont disponibles chez Sleath (1984), Herbich *et al.* (1984) et Van der Velden (1990). Selon Bijker, la contrainte de cisaillement résultante,  $\tau_{cw}$ , peut être calculée par somme vectorielle des vitesses de cisaillement de la houle et des courants. Basée sur la contrainte de cisaillement moyennée sur le temps pour la houle et pour des courants réguliers quel que soit l'angle, l'Équation 5.112 peut être appliquée pour estimer la contrainte de cisaillement effective moyenne au fond due à l'action combinée de la houle et des courants,  $\bar{\tau}_{cw}$ , en ce qui concerne les conditions de début de mouvement et pour comparaison avec les valeurs critiques  $\psi_{cr}$ :

$$\bar{\tau}_{cw} = \tau_c + 1/2 \hat{\tau}_w \quad \text{pour} \quad \tau_c > 0.4 \hat{\tau}_w \quad (5.112)$$

où les Équations 5.107 et 5.108 doivent être utilisées pour calculer  $\tau_c$  et  $\hat{\tau}_w$ , respectivement. Comme cela a été évoqué auparavant, pour déterminer la taille médiane des particules  $D_{50}$  qui seront stables, le paramètre de Shields doit avoir une valeur  $\psi_{cr} = 0.03$  pour être en accord avec les résultats de Rance et Warren (1968).

L'Équation 5.113 donne la relation entre le **coefficient d'amplification de la contrainte de cisaillement du fond**,  $k_w$  (résultat de la superposition de la houle et des courants) et les paramètres hydrauliques et de rugosité, le premier étant exprimé en fonction du **rapport de vitesse**,  $u_o/U$  (-).

$$k_w = 1 + \frac{1}{2} f_w \frac{C^2}{2g} \left( \frac{u_o}{U} \right)^2 \quad (5.113)$$

**NOTE:** l'approche ci-dessus n'est pas très utile en cas de vagues relativement fortes combinées à des courants faibles (c'est-à-dire  $\tau_w > 2.5\tau_c$ ), car l'Équation 5.113 mènerait à des valeurs élevées du coefficient d'amplification,  $k_w$ , non-conformes à la réalité. Dans ce cas, le concept plus général mais légèrement plus complexe mis au point par Soulsby *et al.* (1993) est recommandé. Un résumé pratique est disponible dans les travaux de Soulsby (1997).

### Talus de l'ouvrage

Les calculs précédents correspondaient à un fond horizontal. Le long du talus en enrochement, seule une partie de la gravité apporte une force stabilisatrice. Si l'inclinaison du talus est égale à l'angle de repos du matériau granulaire déjaugé,  $\phi$  ( $^\circ$ ), la force stabilisatrice peut même être réduite à zéro. L'Encadré 5.9 donne des informations sur l'angle de repos. Soulsby (1997) a défini le coefficient de réduction (de la stabilisation),  $k_{sl}$ , de la contrainte de cisaillement critique pour les matériaux granulaires sur un fond incliné d'un angle  $\beta$  par rapport à l'horizontale, dans un écoulement formant un angle,  $\psi$ , avec la direction ascendante de la pente (voir la Figure 5.33 pour la définition des angles). L'Équation 5.114 donne la relation entre ce coefficient de réduction et les différents paramètres structurels, définis par l'angle de repos,  $\phi$ , et les angles  $\beta$  et  $\psi$  ( $^\circ$ ).

$$k_{sl} = \frac{\cos \psi \sin \beta + \sqrt{\cos^2 \beta \tan^2 \phi - \sin^2 \psi \sin^2 \beta}}{\tan \phi} \quad (5.114)$$

où  $\psi$  est l'angle formé par l'écoulement par rapport à la direction ascendante de la pente ( $^\circ$ ) et  $\beta$  est l'angle du talus par rapport à l'horizontale ( $^\circ$ ) (voir la Figure 5.33).

Si l'écoulement descend la pente ( $\psi = 180^\circ$ ), l'Équation 5.114 se réduit à l'Équation 5.115:

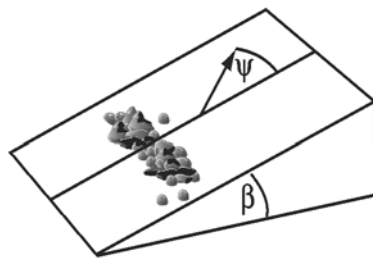
$$k_{st} = k_t = \frac{\sin(\phi - \beta)}{\sin(\phi)} \quad (5.115)$$

En règle générale, l'angle de repos,  $\phi$ , est bien supérieur à  $\beta$ , et le coefficient de réduction de la contrainte de cisaillement critique pour un talus dans la direction du courant est négligeable ( $k_{st} \cong 1$ ).

Si l'écoulement se dirige latéralement par rapport au talus ( $\psi = \pm 90^\circ$ ), l'Équation 5.114 se réduit à l'Équation 5.116:

$$k_{st} = k_d = \cos \beta \sqrt{1 - \left(\frac{\tan \beta}{\tan \phi}\right)^2} \quad (5.116)$$

**NOTE:** dans le cas d'un écoulement le long du talus ( $\psi = 90^\circ$ ),  $\beta$  est noté  $\alpha$ .



**Figure 5.33** Définition des angles

**Encadré 5.9** Angle de frottement interne/angle de repos

L'**angle de frottement interne**,  $\varphi'$ , est utilisé en géo-mécanique alors que dans les modèles mentionnés ci-dessus, par exemple l'Équation 5.115, c'est l'angle de repos,  $\phi$ , qui est utilisé. L'angle de repos n'est pas une propriété spécifique au matériau tel que l'est l'angle de frottement interne, qui dépend du niveau de contrainte effective. L'angle de repos,  $\phi$ , est souvent défini comme étant l'angle maximal que peut prendre la pente d'un talus avant perte de la stabilité de la pente, sans sollicitation externe. La valeur de l'angle de repos peut être égale ou supérieure à la valeur de l'angle de frottement interne. Il existe une relation empirique entre ces deux paramètres, comme l'angle de frottement interne décroît quand la contrainte effective,  $\sigma'$ , augmente:  $\tau_{cr} = c + \sigma' \tan \varphi'$ ,  $\tau_{cr}$  est la contrainte de cisaillement critique et  $c$  la cohésion, pour plus de détails voir la Section 5.4.4.5. Pour un monticule d'enrochement sans sollicitation externe, l'angle de frottement est égal à l'angle de repos.

L'angle de repos,  $\phi$ , est généralement compris entre  $30^\circ$ - $35^\circ$  pour du sable grossier et  $45^\circ$  pour des matériaux angulaires.

En cas de déversement par-dessus la crête et d'attaque de la houle perpendiculaire au talus, un coefficient de pente s'applique, comparable à  $k_d$  (dans l'Équation 5.116), mais valable spécifiquement dans les conditions de run-up et de run-down. Les Équations 5.117 et 5.118 définissent ces coefficients spécifiques  $k_r$  et  $k_r'$ , respectivement.

$$\text{Run-up:} \quad k_r = \cos \alpha (1 - f \tan \alpha) \quad (5.117)$$

$$\text{Run-down:} \quad k_r' = \cos \alpha \quad (5.118)$$

où  $\alpha$  est l'angle du talus ( $^\circ$ ) et  $f$  un coefficient de frottement (-), que l'on peut estimer approximativement égal à  $\tan \phi$  pour le rip-rap et l'enrochement naturel.

Les réductions données ci-dessus s'appliquent également aux vitesses critiques (voir la Section 5.2.1.4). Toutefois, étant donné que la contrainte de cisaillement,  $\tau$ , est proportionnelle à  $U^2$ , il faut utiliser la racine carrée des valeurs résultant des formules et des nombres donnés, pour l'application de ces réductions aux vitesses critiques.

### Excès de turbulence

Le phénomène de turbulence peut avoir (localement) un impact considérable sur la stabilité (Section 4.2.5.8). L'augmentation réelle des vitesses instantanées effectives entraîne une réduction apparente de  $\psi_{cr}$ . Les formules de stabilité reposent principalement sur des essais en laboratoire. Pour des applications sur des ouvrages réels, l'hypothèse implicite que le niveau de turbulence,  $r$  (intensité relative moyennée sur la profondeur des fluctuations dues à la turbulence), sont les mêmes en laboratoire et pour l'ouvrage réel est généralement faite. Des niveaux de turbulence excessifs, par exemple supérieurs à  $r = 10$  à  $15\%$ , peuvent apparaître à cause d'interactions particulières entre l'écoulement et les ouvrages, énumérés à la Section 4.2.5.8.

En phase de prédimensionnement, on estime que les effets de la turbulence (Section 4.2.5.8) peuvent être pris en compte grâce à un facteur de turbulence,  $k_t$  (en supposant que  $r = 0.1$  à  $0.15$  ou  $10$  à  $15\%$  pour une turbulence *normale*). L'Équation 5.119 donne la relation entre ce facteur et l'intensité relative la turbulence,  $r$  (-).

$$k_t = \frac{1 + 3r}{1.3} \quad (5.119)$$

Ce facteur d'amplification en cas de turbulence,  $k_t$ , est appliqué aux vitesses,  $U$ , et de ce fait  $k_t$  peut entraîner un accroissement significatif de la taille des enrochements nécessaire. Par exemple, si  $r = 0.3$  (ou  $30\%$ ),  $k_t = 1.4$  ou  $k_t^2 \cong 2$ , la taille des enrochements double, puisque  $D$  est une fonction de  $(k_t U)^2$  (voir la Section 5.2.3.1).

### Remarques supplémentaires

Des conditions d'écoulement irrégulier engendrées par un étranglement local de l'écoulement – par exemple à cause de l'élévation d'un remblai au-dessus du fond de la mer ou du lit de la rivière qui l'entoure ou à cause de transitions dans l'ouvrage – peuvent également influencer la stabilité des couches d'enrochement. Dans ces situations, la contrainte de cisaillement réelle, due à l'accélération de l'écoulement agissant sur le fond, peut atteindre une valeur bien supérieure à celle de la contrainte de cisaillement dans des conditions d'écoulement uniforme.

Outre l'approche générale présentée dans cette section, d'autres relations qui s'appliquent spécifiquement aux berges et aux barrages en enrochement sont données à la Section 5.2.3.5.

#### 5.2.1.4 Méthode de la vitesse critique ou admissible

Selon la méthode de la vitesse admissible, avec comme critère soit  $U^2/(2gAD)$  soit simplement la vitesse d'écoulement,  $U$ , le début du mouvement des matériaux se produit lorsque la vitesse critique ou admissible est dépassée. Les critères de stabilité basés sur les vitesses ont l'avantage d'être simples. Toutefois, il est essentiel de choisir une vitesse suffisamment représentative afin de garantir une application fiable de ces critères. Habituellement, on applique la vitesse d'écoulement moyennée sur la profondeur,  $U$  (m/s). Elle est plutôt pratique dans le cadre du dimensionnement, bien que ce soient les conditions de vitesse au fond qui déterminent le début de mouvement et l'érosion. Le Tableau 5.19 présente des valeurs typiques de vitesses critiques,  $U_1$  (m/s), pour des matériaux non-cohésifs et une hauteur d'eau  $h = 1.0$  m. Les vitesses critiques,  $U_{cr}$  (m/s), pour des hauteurs d'eau comprises entre  $0.3$  et  $3$  m, peuvent être obtenues en multipliant les vitesses critiques du Tableau 5.19 par les coefficients de correction  $K_1$  donnés au Tableau 5.20.

**Tableau 5.19** Vitesses critiques moyennées sur la profondeur,  $U_1$ , pour des matériaux granulaires lâches avec une hauteur d'eau de 1 m

Matériau	Dimension $D$ (mm)	Vitesse critique $U_1$ (m/s) pour $h = 1$ m
Graviers très grossiers	200 – 150	3.9 – 3.3
	150 – 100	3.3 – 2.7
Graviers grossiers	100 – 75	2.7 – 2.4
	75 – 50	2.4 – 1.9
	50 – 25	1.9 – 1.4
	25 – 15	1.4 – 1.2
	15 – 10	1.2 – 1.0
	10 – 5	1.0 – 0.8
Graviers	5 – 2	0.8 – 0.6
Sable grossier	2 – 0.5	0.6 – 0.4
Sable fin	0.5 – 0.1	0.4 – 0.25
Sable très fin	0.1 – 0.02	0.25 – 0.20
Limon	0.02 – 0.002	0.20 – 0.15

**Tableau 5.20** Coefficients de correction de la vitesse,  $K_1$ , pour des hauteurs d'eau ( $h \neq 1$  m) comprises entre  $h = 0.3$  m et  $h = 3$  m

Hauteur $h$ (m)	0.3	0.6	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
$K_1$ (-)	0.8	0.9	1.0	1.1	1.15	1.20	1.25

Le fait que le profil vertical de la vitesse ne soit pas complètement développé (comme cela a été supposé à la Section 4.3.2.4) est un facteur de complication, en particulier pour des ouvrages de longueur limitée dans le sens de l'écoulement (p. ex. barrages et seuils). Les méthodes ayant trait au cisaillement peuvent être considérées comme un moyen d'utiliser les coefficients de correction des vitesses – bien qu'elles aillent en réalité plus loin. L'utilisation des vitesses locales en incluant un coefficient de vitesse est abordée aux Sections 5.2.1.8 et 5.2.3.

L'Encadré 5.10 présente un exemple de critère de stabilité basé sur la vitesse.

**Encadré 5.10** Critère de stabilité basé sur la vitesse dans le cas d'encrochements sur un seuil

Isbash et Khaldre (1970) ont présenté un exemple bien connu de critère de stabilité basé sur la vitesse. Leurs formules empiriques calculées pour des encrochements exposés et encastrés **sur un seuil** sont données par les Équations 5.120 et 5.121, respectivement.

**NOTE:** Isbash et Khaldre (1970) ont défini  $u_b$  comme la vitesse critique de mouvement des encrochements (m/s), qui peut être interprétée comme la vitesse près des encrochements et non comme la vitesse d'écoulement moyennée sur la profondeur,  $U$  (m/s).

$$\text{Encrochements exposés: } \frac{u_b^2 / (2g)}{\Delta D_{50}} = 0.7 \quad (5.120)$$

$$\text{Encrochements encastrés: } \frac{u_b^2 / (2g)}{\Delta D_{50}} = 1.4 \quad (5.121)$$

où  $D_{50}$  est le diamètre de tamis médian (m).

**Domaine de validité:** les Équations 5.120 et 5.121, telles qu'elles ont été élaborées par Isbash et Khaldre (1970) sont valables pour des hauteurs d'eau relatives,  $h/D$ , comprises entre 5 et 10.



Une autre méthode (quasi-) basée sur des vitesses implique a priori l'hypothèse d'une contrainte de cisaillement critique  $\psi_{cr}$ , puis d'un transfert de cette contrainte de cisaillement critique en une vitesse critique. La méthode, basée sur des profils de vitesses logarithmiques totalement développés (Section 4.3.2.4), est abordée à la Section 5.2.1.8.

Dans le cas complexe d'un profil de vitesse non-complètement développé, la vitesse maximale locale près du fond doit être mesurée (ou estimée en supposant un profil de vitesse raisonnable, Section 4.3.2.4). Cette vitesse est alors utilisée dans les Équations 5.104 et 5.123.

### Application de coefficients de correction

À l'origine, les coefficients de correction introduits dans cette section et à la Section 5.2.1.3, renvoient tous, à l'exception de  $k_r$ , aux contraintes de cisaillement,  $\tau$  ou  $\psi$ . Le coefficient de turbulence,  $k_r$ , renvoie aux vitesses,  $U$ .

La **résistance** d'un fond est représentée par la contrainte de cisaillement,  $\tau_{cr}$  ou  $\psi_{cr}$ , ou par la vitesse,  $U_{cr}$ , tandis que l'**action réelle** peut être exprimée par  $\tau$  ou  $\psi$  (contrainte de cisaillement) ou  $U$  (vitesse).

La relation générale entre la contrainte de cisaillement et la vitesse peut être exprimée par :  $U \propto \sqrt{\tau}$  ou  $\tau \propto U^2$ . Il en résulte que, dans certaines formules de stabilité (voir la Section 5.2.3.1), les coefficients  $k$  apparaissent en principe sous la forme de combinaisons  $k\tau$ ,  $k\psi$  ou  $\sqrt{k}U$ , à l'exception de  $k_r$ , qui apparaît sous la forme  $k_r^2\tau$ ,  $k_r^2\psi$  ou  $k_rU$ .

**NOTE:** en ce qui concerne le reste des paramètres hydrauliques qui peuvent être utilisés dans cette analyse de stabilité ( $H$  et  $q$ , décrits au début de cette Section 5.2.1), il faut noter que  $H \propto U^2$  et  $q \propto U$ . Les coefficients de correction,  $k$ , doivent donc être appliqués en conséquence : pour les coefficients de réduction de la résistance (liés à la pente), par exemple  $k_{sl}$ , appliqués à un quelconque paramètre de dimensionnement hydraulique, par exemple  $\tau_{cr}$  ou  $U_{cr}^2$ , en général  $k_{sl} \leq 1$ , tandis que pour les coefficients d'amplification des actions ( $k_w$ ,  $k_t$ ),  $k \geq 1$ .

### 5.2.1.5 Méthode de la hauteur critique de la houle

Les analyses de stabilité des ouvrages soumis à l'attaque de la houle sont habituellement basées sur le nombre de stabilité  $N_s = H/(AD)$ , dans lequel  $H$  et  $D$  sont la hauteur caractéristique de la houle et la taille des enrochements, respectivement. Le non-dépassement du seuil d'instabilité ou l'acceptation d'un certain niveau de dommage peut être exprimé(e) de façon générale par l'Équation 5.122 (USACE, 2003) :

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} \leq K_1^a K_2^b K_3^c \dots \quad (5.122)$$

où les coefficients  $K_1^a$ , etc. dépendent tous des autres paramètres qui influencent la stabilité (voir la Section 5.2.1.2).

La partie droite de l'Équation 5.122 a été largement étudiée (p. ex. Iribarren, Hudson, etc.), ce qui a permis de déterminer plusieurs relations empiriques décrivant les interactions structurelles (c'est-à-dire l'équilibre des forces qui agissent sur l'enrochement du talus avant des ouvrages) en fonction de ce nombre de stabilité. Pour d'autres parties d'ouvrages intégrant de l'enrochement, des formules de stabilité ont également été déterminées à partir de l'Équation de base 5.122. Pour certaines parties d'ouvrage spécifiques, la stabilité est plutôt évaluée à l'aide d'un paramètre de mobilité  $\theta = u^2/(gAD_{n50})$ , basé sur la vitesse orbitale. Cette approche, qui concerne les éléments proches du fond, est directement comparable au concept de vitesse critique, analysé à la Section 5.2.1.4. Ces relations empiriques sont toutes abordées à la Section 5.2.2.

### 5.2.1.6 Niveau ou hauteur de franchissement critique

Les analyses de stabilité basées sur une différence de charge hydraulique, par exemple  $H - h_b$  (voir la Figure 5.21 à la Section 5.1.2.3), ou sur la hauteur de franchissement,  $H$ , ont l'avantage



d'être faciles à obtenir à partir d'essais en laboratoire, étant donné que la mesure de  $H$  et/ou de  $h_b$  est relativement simple.  $H$  représente une charge hydraulique (différence) ou une hauteur de franchissement, mesurée habituellement par rapport à un niveau clairement déterminé sur l'ouvrage. Le concept de charge hydraulique, avec  $H/(\Delta D)$  comme nombre de stabilité, est souvent utilisé dans ce sens pour évaluer la stabilité des barrages et des seuils pour lesquels le niveau de crête est le niveau de référence. Les relations d'origine pour  $U$  et/ou  $q$  peuvent être transférées dans un critère en  $H$ . Les formules empiriques utilisées pour l'évaluation de la stabilité des barrages sont données à la Section 5.2.3.5.

### 5.2.1.7 Méthode du débit critique

Le recours à un concept de débit, avec  $q/\sqrt{g(\Delta D)^3}$  comme nombre de stabilité, est particulièrement utile lorsque l'on effectue une analyse de stabilité des barrages qui ont une composante de débit considérable à travers l'ouvrage et lorsque l'on s'attend à des conditions d'écoulement de type « barrage haut ». Le transfert en un critère en  $q$  équivalent peut se faire principalement à partir de critères en  $U$  et en  $H$ . Diverses formules empiriques pour l'évaluation de la stabilité des barrages sont données à la Section 5.2.3.5.

### 5.2.1.8 Relations de transfert

Pour les situations dans lesquelles il existe un doute sur la fiabilité du résultat obtenu avec une méthode donnée, il peut être nécessaire de procéder à une comparaison entre différentes méthodes ou à une vérification de la cohérence des réponses données par lesdites méthodes en matière de stabilité. Ceci s'applique plus particulièrement aux fermetures verticales (voir la Section 5.2.3.5). Pour les mêmes raisons, il peut être utile d'évaluer les données disponibles – mais différentes – relatives à la stabilité. Il est alors possible de quantifier une plage d'incertitude en matière de stabilité critique. Dans ces cas, il peut être nécessaire de transférer une valeur de vitesse critique,  $U_{cr}$  (m/s), en une contrainte de cisaillement critique,  $\psi_{cr}$  (-). Les principales fonctions de transfert sont présentées ci-dessous.

#### Vitesse et contrainte de cisaillement au niveau du fond

Le transfert d'une contrainte de cisaillement (critique) au niveau du fond,  $\tau_{cr}$ , ou d'un nombre de Shields  $\psi_{cr}$ , en une vitesse (critique),  $U_{cr}$ , ou un nombre d'Isbash,  $U_{cr}^2/(2g\Delta D_{50})$ , et inversement, est donné par les Équations 5.103 (pour  $\psi_{cr}$ ) et 5.107 (pour  $\tau_{cr}$ ), reproduites de nouveau ci-dessous dans l'Équation 5.123, sous une forme légèrement différente.

$$\frac{U_{cr}^2/(2g)}{\Delta D_{50}} = \frac{C^2}{2g} \psi_{cr} \quad \text{ou} \quad \frac{U_{cr}^2}{\Delta D_{50}} = C^2 \psi_{cr} \quad (5.123)$$

où  $D_{50}$  est le diamètre de tamis médian (m) et  $C$  le coefficient de Chézy ( $\text{m}^{1/2}/\text{s}$ ).

#### Coefficient de profil de vitesse ou de profondeur et coefficient de frottement

Le coefficient  $C^2/(2g)$  de l'Équation 5.123 décrit l'influence de la hauteur d'eau relative  $h/D_{50}$ . En renvoyant à l'Équation 4.132 et à la description du profil vertical de vitesse présentée à la Section 4.3.2.4, ce coefficient peut être défini comme un coefficient de profondeur ou un coefficient de profil de vitesse:  $\Lambda_h$ . L'inverse,  $1/\Lambda_h$ , est également connu comme le coefficient de frottement général applicable aux courants,  $f_c = 2g/C^2$  (voir la Section 5.2.1.3). Le critère de vitesse peut alors être exprimé par l'Équation 5.124.

$$\frac{U^2/(2g)}{\Delta D_{50}} = \Lambda_h \psi_{cr} = \frac{1}{f_c} \psi_{cr} \quad (5.124)$$

En exprimant  $C$  en fonction de la rugosité,  $k_s$ , et en utilisant l'Équation 4.132, on obtient l'Équation 5.125 comme relation entre le coefficient de profondeur, la rugosité du fond,  $k_s$  (m), et la hauteur d'eau,  $h$  (m).

$$A_h = \frac{1}{f_c} = \frac{18^2}{2g} \log^2 \left( \frac{12h}{k_s} \right) \quad (5.125)$$

Pour de faibles hauteurs d'eau relatives  $h/k_s$  (-), en utilisant à la place l'Équation 4.133, l'expression de  $A_h$  peut être modifiée en  $A_h = 18^2/(2g) \log^2(1 + 12h/k_s)$ .

Il est alors possible d'introduire une relation entre le coefficient de rugosité  $k_s$  (m), et la taille des particules (Section 4.3.2.3). Pour les sédiments et les galets (mais non l'enrochement naturel, voir la note ci-dessous), une approximation raisonnable est  $k_s = 2D_{90}$  ou  $\approx 4D_{50}$  qui, après substitution dans l'Équation 5.125 donne l'Équation 5.126 comme expression du coefficient de profondeur,  $A_h$  (-).

$$A_h = \frac{18^2}{2g} \log^2 \left( \frac{3h}{D_{50}} \right) \quad (5.126)$$

**NOTE:** l'approximation donnée ci-dessus pour  $k_s$  (m) n'est pas valable pour le rip-rap et pour l'enrochement naturel. Selon la situation (voir la Section 5.2.3.1) la rugosité est  $k_s = 1$  à  $3D_{n50}$  (m).

En réalité, en remplaçant les valeurs de  $A_h$  et de  $\psi_{cr}$ , l'Équation 5.124 est utilisée comme critère de vitesse. Remplacer la valeur de  $\psi_{cr}$  revient à lui assigner le rôle de *paramètre de dommage* (voir la Section 5.2.1.2).

### Hauteur de la houle et vitesse orbitale

Pour le transfert d'une hauteur critique de la houle,  $H$ , en une vitesse critique et inversement, une fonction de transfert générale est donnée par l'Équation 5.127, dans laquelle la vitesse orbitale,  $u_o$  (m/s), est définie par l'Équation 4.49.

$$\frac{u_o^2/(2g)}{\Delta D} = \frac{\pi}{4} s_o A_w \frac{H}{\Delta D} \quad (5.127)$$

où

$H$  = hauteur caractéristique de la houle (m);

$s_o$  = cambrure nominale de la houle (-),  $s_o = 2\pi H/(gT^2)$ ;

$A_w$  = coefficient de profondeur appliqué à la houle (-), qui, selon la théorie de la houle linéaire, est défini par l'Équation 5.128.

$$A_w = 1/\sinh^2 \left( \frac{2\pi}{L} h \right) \quad (5.128)$$

où  $L$  est la longueur d'onde locale de la houle (m) (voir la Section 4.2.2).

### Résumé des concepts de stabilité

La Figure 5.34 donne un aperçu des concepts de stabilité avec les différents critères à suivre, ainsi que les paramètres de stabilité correspondants et leurs domaines d'application.

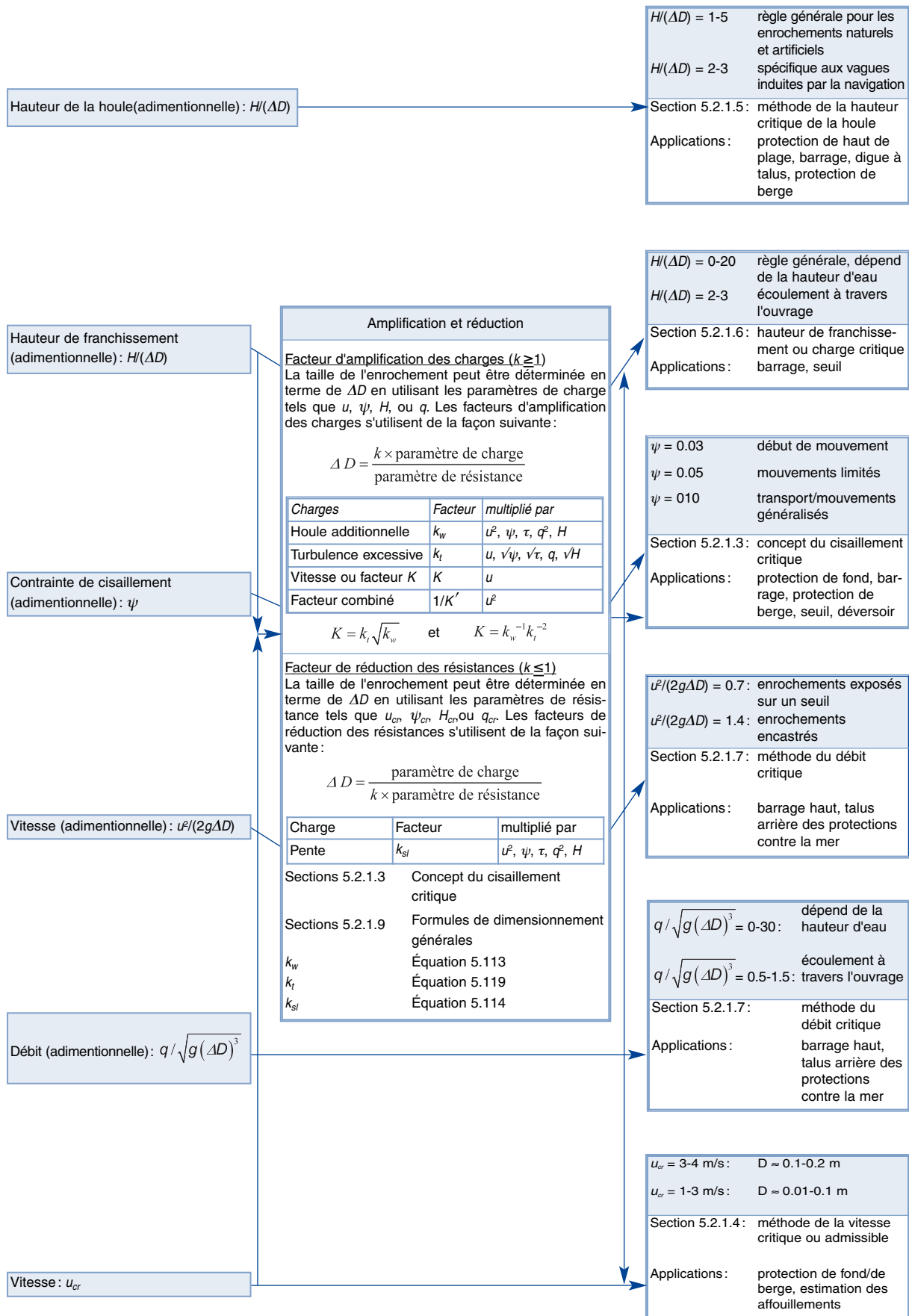


Figure 5.34 Concepts de stabilité, coefficients d'amplification et de réduction et paramètres de stabilité

### 5.2.1.9 Formules de dimensionnement générales

Dans les sections précédentes, il a été démontré que le transfert du paramètre d'Isbash en paramètre de Shields donne un critère pour lequel  $\psi_{cr}$  est le paramètre de dommage. On obtient ainsi la formule de stabilité fondamentale de l'Équation 5.124, valable pour des courants uniformes avec une turbulence *normale* au-dessus d'un fond horizontal. L'introduction de divers facteurs de correction, présentés et analysés à la Section 5.2.1.3, donne l'Équation 5.129, qui est la formule généralement applicable pour obtenir la vitesse critique moyennée sur la profondeur,  $U$ .

$$\frac{U^2 / (2g)}{\Delta D} = k_{sl} k_t^{-2} k_w^{-1} A_h \psi_{cr} \quad (5.129)$$

où

$D$  = dimension caractéristique des enrochements, soit la taille de tamis,  $D$  (m), soit le diamètre nominal,  $D_n$  (m), ce qui est spécifié dans la formule de dimensionnement utilisée (voir la Section 5.2.3);

$k_{sl}$  = facteur de réduction lié à la pente (-);  $k_{sl} \leq 1$  (voir la Section 5.2.1.3);

$A_h$  = coefficient de profondeur ou de profil de vitesse (-) (voir la Section 5.2.1.8); en ingénierie hydraulique, on utilise habituellement une distribution logarithmique des vitesses; d'autres types de distributions de vitesses sont abordés à la Section 5.2.3.1;

$k_t$  = facteur d'amplification en cas de turbulence (-);  $k_t \geq 1$  (voir la Section 5.2.1.3);

$k_w$  = facteur d'amplification en cas de houle (-);  $k_w \geq 1$  (voir la Section 5.2.1.3), limité à:  $\tau_w < 2.5\tau_c$ .

Il est à noter que puisque  $k_{sl}$  est un facteur de réduction de la résistance, alors  $k_{sl} < 1$ , tandis que  $k_t \geq 1$  et  $k_w \geq 1$ , puisqu'il s'agit de facteurs d'amplification de l'action.

En combinant les facteurs d'amplification en un seul facteur  $K' = k_w^{-1} k_t^{-2}$ , l'Équation 5.129 devient l'Équation 5.130, qui exprime la vitesse critique moyennée sur la profondeur,  $U$ .

$$\frac{U^2 / (2g)}{\Delta D} = k_{sl} K' A_h \psi_{cr} \quad (5.130)$$

Une formulation similaire peut être choisie, basée sur le concept que la stabilité est déterminée par une *vitesse effective locale*, exprimée par  $KU$ , plutôt que par la vitesse moyennée sur la profondeur,  $U$ .  $K$  est alors le facteur d'amplification de la vitesse général ou « facteur  $K$  », égal à  $k_t \sqrt{k_w}$ . L'Équation 5.131 donne la relation entre ladite vitesse effective locale, les paramètres structurels et divers coefficients.

$$\frac{(KU)^2 / (2g)}{\Delta D} = k_{sl} A_h \psi_{cr} \quad (5.131)$$

Les facteurs généraux  $K'$  ou  $K$  des Équations 5.130 et 5.131, respectivement (noter que  $K' = 1/K^2$ ) peuvent être obtenus de façon pratique à partir d'essais sur modèles. La Section 7.2.6 présente un exemple de conception d'une protection de fond. Toutefois, les résultats de ces essais ne donnent aucune information sur les facteurs  $k$  pris séparément. Ceux-ci peuvent être évalués à l'aide des formules données à la Section 5.2.1.3. Dans le cas d'un fond horizontal ( $k_{sl} = 1$ ) et en l'absence de houle ( $k_w = 1$ ), toute valeur de  $K$  obtenue à partir d'essais sur modèles ne peut qu'être le résultat de déviations locales par rapport au profil des vitesses (exprimé par  $A_h$ ) et d'un état de turbulence inhabituel ( $r \neq 0.1$ ). Dans des conditions particulières, où l'on peut s'attendre à des déviations par rapport aux profils de vitesses habituels, les valeurs de  $K$  doivent être vérifiées au moins en procédant à des essais sur modèles. Pour ce qui est des facteurs  $K$  et  $A_h$ , deux remarques s'imposent:

- l'utilisation du facteur  $K$  ci-dessus pour définir  $KU$  comme une « vitesse effective » locale est semblable à l'utilisation du paramètre d'affouillement,  $\alpha$ , pour lier le phénomène d'affouillement à une *vitesse d'affouillement locale*, pratique courante dans les publications traitant de l'affouillement (p. ex. Hofmans et Verheij, 1997);

- étant donné que  $\Lambda_n = 1/f_c$  et si l'on ne tient pas compte des facteurs de correction  $k$ , la valeur seuil du paramètre d'Isbash,  $U^2/(2gAD)$ , est généralement de l'ordre du ratio entre le paramètre de Shields et le coefficient de frottement réel,  $\psi_{cr}/f_c$ .

Dans les Équations 5.130 et 5.131,  $\psi_{cr}$  peut être utilisé comme *paramètre de dommage*;  $\psi_{cr} = 0.03$  à 0.035 représentant un *dommage nul* ou *aucun mouvement*, et  $\psi_{cr} = 0.05$  à 0.055 représentant *quelques mouvements* (voir la Section 5.2.1.3).

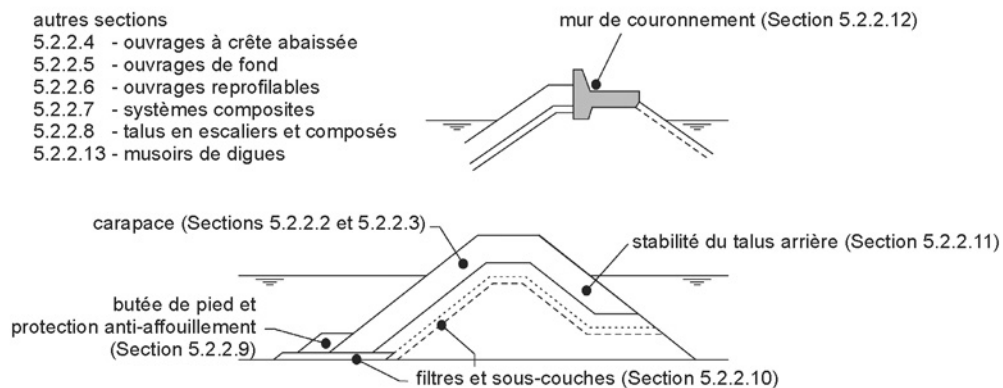
Différentes formules de stabilité peuvent être établies à partir de l'un ou l'autre des concepts énoncés ci-dessus, pour des applications particulières telles que pour les berges de rivière et les barrages. La Section 5.2.3 présente quelques exemples de ces relations de stabilité particulières.

## 5.2.2 Réponse structurelle liée à la houle

La réponse hydraulique et les paramètres hydrauliques liés à la houle font l'objet de la Section 5.1.1. La présente section décrit la réponse de l'ouvrage soumis à des actions hydrauliques; elle couvre la définition des paramètres structurels liés à la houle et fournit les outils correspondants, nécessaires au dimensionnement.

Les recommandations données dans cette section permettent le dimensionnement de nombreux types d'ouvrages. Néanmoins, il ne faut pas oublier que chaque règle de calcul a ses limites. Dès lors que l'on planifie un ouvrage onéreux et de grande envergure, il est conseillé d'effectuer des études sur modèles physiques afin de vérifier le dimensionnement et/ou d'évaluer sa fiabilité (voir la Section 5.3).

La Figure 5.35 montre à nouveau la coupe d'une digue portuaire classique, ainsi que les diverses parties de l'ouvrage qui seront décrites dans les prochaines sections.



**Figure 5.35** Éléments constitutifs de l'ouvrage étudiés dans la présente Section 5.2.2

Les éléments des ouvrages en enrochement pour lesquels la réponse structurelle à l'attaque de la houle doit être analysée comprennent :

- la carapace côté mer et côté terre, la crête et le musoir de la digue ;
- la stabilité de la butée de pied et la nécessité d'une protection anti-affouillement ;
- les couches filtres, le noyau et les géotextiles ;
- le mur de couronnement.

Cette section présente des recommandations pour le dimensionnement des carapaces, des butées de pied, des couches filtres et des murs de couronnement. Elle traite également des aspects tridimensionnels qui affectent les musoirs de digues. Le Chapitre 6 contient des informations supplémentaires sur des ouvrages maritimes particuliers.

### 5.2.2.1 Classification des ouvrages

Les ouvrages côtiers exposés à l'attaque de la houle peuvent être classés en fonction du nombre de stabilité,  $N_s = H/(\Delta D)$  (voir la Section 5.2.1.2). Les faibles valeurs de  $N_s$  correspondent à des ouvrages dont les blocs d'enrochement sont de grande taille et les grandes valeurs de  $N_s$  correspondent, par exemple, à des talus dynamiques composés d'enrochement naturel plus petit, les deux étant exposés à la même hauteur de houle.

En termes de stabilité statique et dynamique, les ouvrages peuvent être classés selon qu'ils sont statiquement stables ou dynamiquement stables (reprofilables) :

- les **ouvrages statiquement stables** sont des structures pour lesquelles aucun dommage – si minime soit-il – n'est toléré dans les conditions de dimensionnement. Le dommage subi par la carapace est défini comme le déplacement des blocs d'enrochement. La masse de chaque bloc doit être suffisamment importante pour résister à la force de la houle des événements de dimensionnement. Les digues de conception traditionnelle appartiennent au groupe des ouvrages statiquement stables. Ces ouvrages ont des nombres de stabilité,  $N_s$ , compris entre 1 et 4 ;
- les **ouvrages dynamiquement stables** (reprofilables) sont des structures que l'attaque de la houle peut reprofiler, ce qui entraîne une évolution de leur profil. Leurs éléments constitutifs (enrochements ou galets) sont déplacés sous l'action de la houle jusqu'à ce que la capacité de transport le long du profil soit réduite à un niveau si bas que le profil est considéré comme étant presque statique. Même si les matériaux proches du niveau de l'eau au repos sont continuellement en mouvement pendant chaque run-up et chaque run-down de la houle, la capacité nette de transport peut être nulle si le profil a atteint son équilibre. La stabilité dynamique d'un ouvrage est caractérisée par un profil de projet. Les ouvrages dynamiquement stables ont des nombres de stabilité de l'ordre de  $N_s > 6$ . Pour ces ouvrages, qui couvrent une vaste gamme de valeurs de  $H_s/(\Delta D_{n50})$ , le profil dynamique peut être décrit à l'aide d'un paramètre qui associe les effets de la hauteur et de la période de la houle. Ce paramètre, défini par l'Équation 5.132, est le **nombre de stabilité dynamique**,  $HoTo$ , où  $Ho$  est un autre symbole du nombre de stabilité (statique)  $N_s = H_s/(\Delta D_{n50})$  et  $To$  est le coefficient de période de la houle :  $T_m \sqrt{g/D_{n50}}$  (-).

$$HoTo = N_s T_m \sqrt{g/D_{n50}} \quad (5.132)$$

où  $T_m$  = période moyenne (s).

La relation entre  $H_s/(\Delta D_{n50})$  et le nombre de stabilité dynamique,  $HoTo$ , (parfois symbolisé par «  $N_{sd}$  ») est présentée dans le Tableau 5.21.

**Tableau 5.21** Relation entre le nombre de stabilité statique et le nombre de stabilité dynamique

Ouvrage	$N_s = H_s/(\Delta D_{n50})$	$HoTo (N_{sd})$
Digues statiquement stables	1 – 4	< 100
Digues dynamiquement stables/reprofilables	3 – 6	100 – 200
Talus en enrochement dynamiques	6 – 20	200 – 1 500
Plages de galets	15 – 500	1 000 – 200 000

**Note** : les plages de galets ne sont pas abordées dans ce guide. Les données présentées ici ont un caractère purement informatif.

Ce guide porte principalement sur les digues à talus et les talus en enrochement naturel, ainsi que sur les digues à bermes, dont les nombres de stabilité  $N_s$  sont compris entre 1 et 20. Pour qu'une analyse finale de stabilité fasse la distinction, par exemple, entre stabilité statique et dynamique, il est nécessaire de définir explicitement le mouvement (acceptable).

Une classification approximative de ces ouvrages, basée sur la valeur du nombre de stabilité, est proposée ci-dessous :

- $N_s = HI(\Delta D) < 1$ : caissons ou murs de haut de plage

Ces ouvrages fixes ne tolèrent aucun dommage. La dimension caractéristique,  $D$ , peut être la hauteur ou la largeur de l'ouvrage.

- $N_s = HI(\Delta D) = 1 \text{ à } 4$ : digues statiquement stables

Les talus globalement uniformes sont recouverts de gros enrochements naturels ou artificiels. Seul un dommage (déplacement d'enrochements) limité est autorisé en scénario de dimensionnement extrême. La dimension,  $D$ , est le diamètre caractéristique du bloc ou le diamètre nominal médian de l'enrochement,  $D_{n50}$  (m). La digue à berme islandaise est un type particulier de digue portuaire statiquement stable, dont le nombre de stabilité présente généralement des valeurs de  $H_s/(AD_{n50}) = 2 \text{ à } 2.5$  (voir la Section 5.2.2.6).

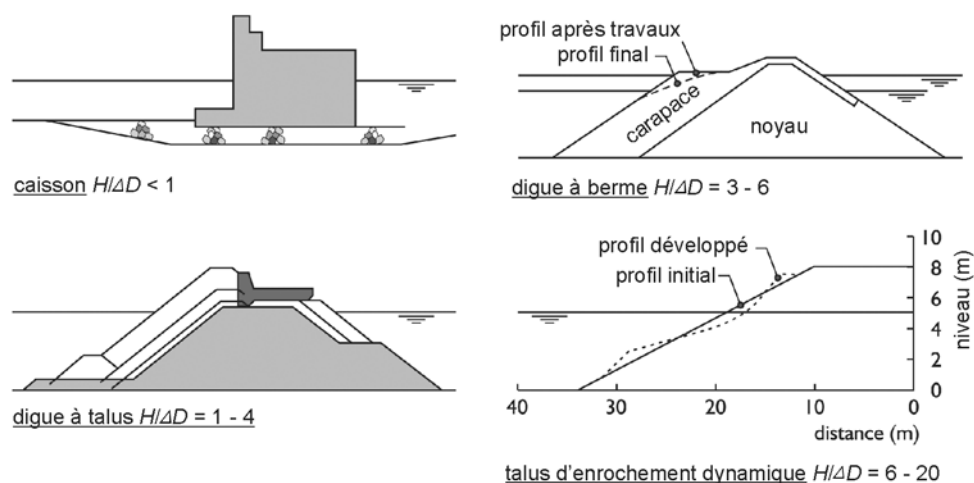
- $N_s = HI(\Delta D) = 3 \text{ à } 6$ : digues dynamiquement stables

Ces ouvrages sont caractérisés par des talus plus raides au-dessus et au-dessous du niveau de l'eau au repos, et par une inclinaison plus modérée entre les deux. Cette partie à inclinaison modérée réduit les forces exercées par la houle sur les blocs d'enrochement. Les ouvrages reprofilables sont souvent conçus avec une pente très raide côté mer et une berme horizontale juste au-dessus du niveau de l'eau au repos (de dimensionnement). Les premières tempêtes adoucissent ce profil qui reste stable par la suite. Il faut s'attendre à des changements de profil importants. La houle oblique peut causer un début de transport longitudinal.

- $N_s = HI(\Delta D) = 6 \text{ à } 20$ : talus en enrochement dynamiques

Le diamètre des enrochements est relativement petit et ne peut résister à une attaque extrême de la houle sans que des matériaux ne soient déplacés. Le paramètre de dimensionnement est le profil qui se forme en présence de différentes conditions aux limites de houle. La houle oblique peut entraîner un transport longitudinal.

La Figure 5.36 présente une vue d'ensemble des types d'ouvrages décrits ci-dessus, accompagnés des différentes valeurs de  $HI(\Delta D)$ . Un résumé des nombres de stabilité statique et dynamique pour ces ouvrages a été donné au Tableau 5.21.



**Figure 5.36** Type d'ouvrages en fonction de  $HI(\Delta D)$

Ce guide porte plus précisément sur les trois derniers types d'ouvrages présentés à la Figure 5.36 : les digues et les talus statiquement stables, les digues et les talus dynamiques/reprofilables. Seules les fondations en enrochement des digues en caisson sont étudiées.



Dans cette section, il est fait une distinction entre différents types d'ouvrages (voir la Figure 5.37).

- **Ouvrages non-franchis ou légèrement franchis**

Les ouvrages *non-franchis* ou *légèrement franchis* sont des ouvrages à crête haute qui ne sont franchis que dans des conditions de houle extrêmes. L'attaque de la houle sur le talus côté mer est plus haute que pour les ouvrages à crête abaissée. Dans les conditions de dimensionnement, il peut se produire un certain franchissement. L'arrière de l'ouvrage doit être constitué de matériaux suffisamment gros, mais leur dimension peut être inférieure à celle requise pour les ouvrages à crête abaissée. La Figure 5.37 montre des situations où il n'y a pas d'eau à l'arrière de ces ouvrages. Il existe également des cas où il y a de l'eau à l'arrière jusqu'à différents niveaux. Les ouvrages non-franchis ou légèrement franchis font l'objet des Sections 5.2.2.2, 5.2.2.3 et 5.2.2.11 pour les ouvrages statiquement stables et de la Section 5.2.2.6 pour les ouvrages dynamiquement stables.

- **Ouvrages à crête abaissée**

Les *ouvrages à crête abaissée* sont divisés en ouvrages *semi-émergés* (le niveau de la crête est au-dessus de l'eau) et ouvrages *immergés*, leur crête se trouve en dessous du niveau de l'eau au repos mais la profondeur d'immersion de ces ouvrages est suffisamment faible pour que le déferlement de la houle affecte la stabilité. Les ouvrages *immergés* sont franchis par toutes les vagues et la stabilité augmente fortement si la profondeur de la crête augmente.

Les ouvrages *semi-émergés* sont des ouvrages dont le niveau de crête est bas, si bien qu'il se produit un franchissement important. Ce franchissement de la houle réduit la dimension requise de l'enrochement sur le talus côté mer parce qu'une partie de l'énergie de la houle passe par-dessus la digue. À l'arrière, toutefois, la présence de matériaux d'une dimension supérieure par rapport à des ouvrages qui ne subissent qu'un franchissement mineur est nécessaire.

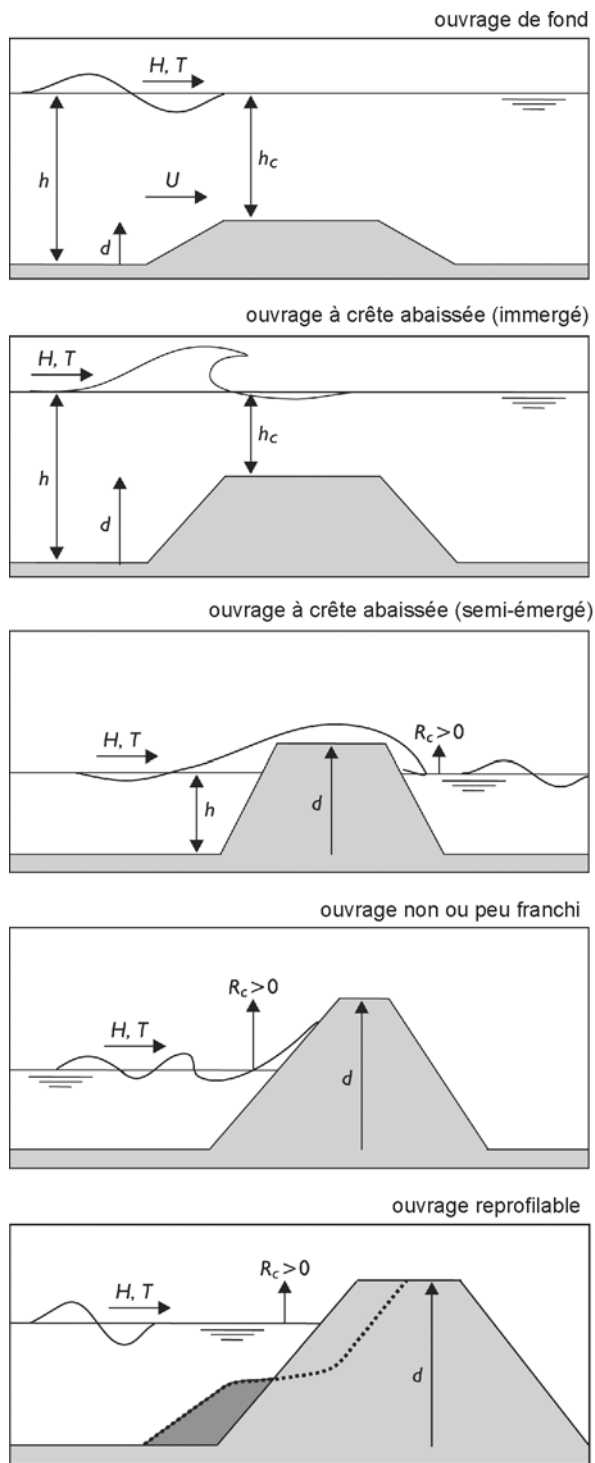
Ces ouvrages sont décrits à la Section 5.2.2.4.

Les ouvrages à crête abaissée peuvent être à la fois des ouvrages reprofilables *dynamiquement stables* (p. ex. des digues-récifs) et des ouvrages statiquement stables. Une digue-récif dynamiquement stable est un entassement homogène d'enrochement dont la crête est peu élevée, qui ne comporte pas de couche filtre ou de noyau, et qui peut être reprofilé par la houle. La hauteur d'équilibre de la crête et la transmission et/ou le franchissement de la houle correspondant(e)(s) sont les principaux paramètres de dimensionnement. La transmission de la houle est traitée à la Section 5.1.1.4 et le franchissement à la Section 5.1.1.3. Une *digue-récif* peut à l'origine être un ouvrage semi-émergé qui, une fois reprofilé, devient un ouvrage immergé.

- **Ouvrages de fond**

Les ouvrages en enrochement peu élevés par rapport au fond sont des ouvrages immergés à crête relativement basse par rapport à la hauteur d'eau. La profondeur d'immersion de ces ouvrages est suffisante pour supposer que le déferlement de la houle n'affecte pas de manière significative l'hydrodynamique autour de l'ouvrage. Ce type d'ouvrages est décrit à la Section 5.2.2.5 (et à la Section 5.2.3.2). Pour ce type d'ouvrages, on accepte souvent des nombres de stabilité élevés.





**Figure 5.37** Classification des ouvrages

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

### 5.2.2.2 Carapaces en enrochement naturel

Cette section porte sur la stabilité des carapaces en enrochement naturel côté mer des ouvrages soumis à l'attaque de la houle, tels que les protections côtières et les digues portuaires. Les ouvrages en question ont une hauteur de crête telle que la stabilité du talus avant n'est pas affectée ni par une transmission forte, ni par un important franchissement de la houle, ni par un dommage considérable sur la crête ou à l'arrière de l'ouvrage (comme cela peut être le cas pour des ouvrages à crête abaissée). Les ouvrages à crête abaissée sont abordés séparément à la Section 5.2.2.4. Les dommages au niveau de la crête et à l'arrière des ouvrages à crête relativement élevée sont abordés séparément à la Section 5.2.2.11. Se reporter à la Section 5.2.2.10 pour des indications concernant la définition de la granulométrie des matériaux des sous-couches.

De nombreuses méthodes empiriques d'estimation de la taille de l'enrochement naturel requise pour garantir la stabilité face à l'attaque de la houle ont été proposées au cours des 60 dernières années. Les travaux de recherche d'Iribarren (1938), Hudson (1953, 1958), Hedar (1960, 1986) et de Van der Meer (1988b) ont donné les méthodes de dimensionnement les plus fréquemment utilisées en génie civil. Les méthodes détaillées dans ce guide sont les formules de stabilité élaborées par Hudson (1953), Van de Meer (1988b) et, plus récemment, par Van Gent *et al.* (2004). Cette dernière est basée sur des recherches qui portent principalement sur des conditions de faibles profondeurs d'eau devant l'ouvrage.

Les points ci-dessous sont à noter :

- **l'influence des fonds peu profonds et à faible inclinaison** sur la performance hydraulique est un sujet qui requiert une attention particulière du fait des phénomènes complexes en jeu, mais d'autres effets peuvent également modifier la réponse structurelle (la stabilité), comme l'influence de **fonds d'approche pentus** sur le shoaling et le déferlement de la houle. En règle générale, dans ce cas, la stabilité de la carapace est inférieure à la stabilité en situation normale. Des études complémentaires doivent être menées afin de vérifier ces effets, de préférence via des essais sur modèles physiques ;
- plusieurs **formules de stabilité** sont présentées dans cette section, chacune étant assortie de son **propre domaine de validité** et d'un champ d'application spécifique. Le concepteur doit s'assurer que les formules sont considérées comme valables pour l'application qu'il en fait. À cause de la dispersion importante des données sur lesquelles reposent ces équations, ainsi que de leurs imprécisions, il est recommandé de procéder systématiquement à une analyse de sensibilité, ou à un calcul probabiliste, qui donnera des informations sur la principale source d'incertitude dans les calculs et indiquera le degré de sécurité requis pour le dimensionnement ;
- les **effets de l'incidence oblique de la houle** sur la stabilité de la carapace n'ont pas encore été suffisamment quantifiés au moment de la rédaction de ce guide. Des essais effectués dans le cadre du programme européen de science et de technologie (MAST) semblaient indiquer une réduction relativement limitée du dommage pour les talus en enrochement naturel soumis à des angles d'incidence de la houle allant jusqu'à 60°, par rapport à une houle d'incidence normale (Allsop, 1995). La stabilité d'un talus en enrochement exposé à une attaque oblique de la houle doit être confirmée à l'aide d'essais sur modèles physiques ;
- les **formules** présentées ici doivent être utilisées pour les **études préliminaires** de digues en enrochement, de revêtements et d'ouvrages de protection du littoral. Les dimensionnements préliminaires doivent être confirmés et optimisés à l'aide d'essais sur modèles physiques ;
- la **porosité de couche et la densité de pose** de la carapace en enrochement naturel ne sont pas directement incluses dans les formules, bien qu'elles puissent influencer la stabilité. Une porosité moindre de la carapace peut entraîner une plus grande stabilité. Toutefois, une porosité accrue de la carapace peut également entraîner une plus grande stabilité du fait de la plus grande dissipation énergétique, ou au contraire diminuer la stabilité de la carapace à cause de la réduction de l'enchevêtrement des blocs ou du frottement blocs contre blocs. Pour déterminer dans quelle mesure cette stabilité évolue dans une situation donnée, il est nécessaire de mener les études appropriées ;

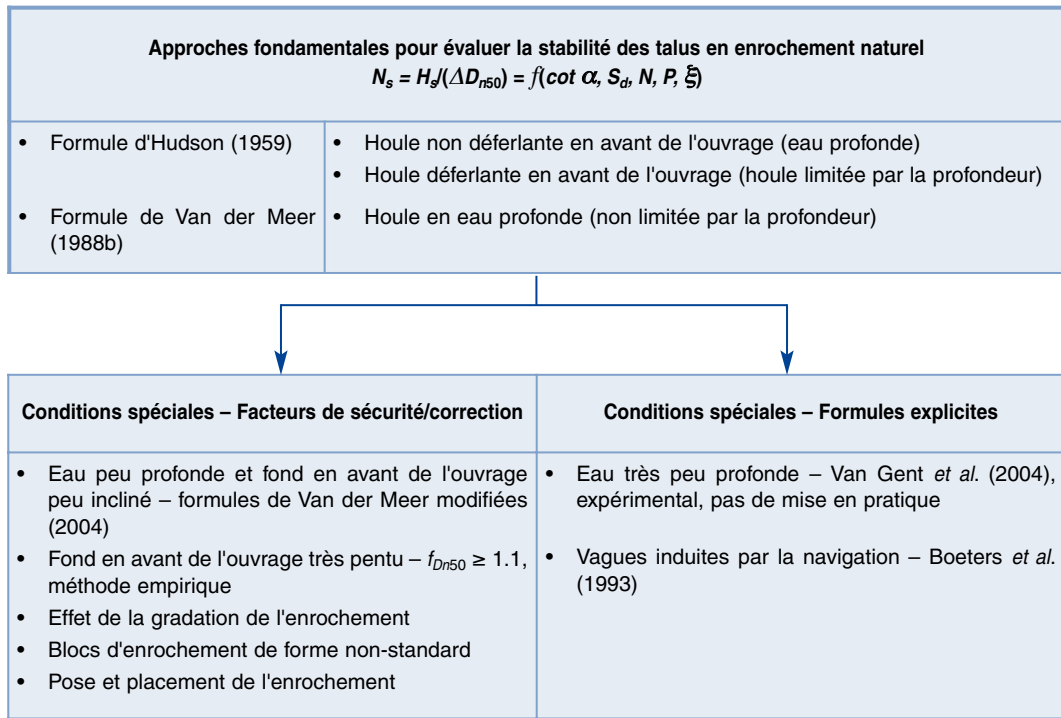
- la **forme des enrochements** est un autre facteur qui influence la stabilité : si elle s'écarte des formes angulaires grossières *standard* qui ont servi à l'élaboration des formules de stabilité (p. ex. si les enrochements sont plus arrondis ou plus plats), la stabilité peut également être affectée. Les effets de la porosité et de la forme des blocs sur la stabilité de la carapace sont analysés plus en détail après les recommandations générales de dimensionnement applicables aux situations standard ;
- l'effet de la **densité de la roche** est directement inclus dans les formules de stabilité. Toutes les formules présentées dans cette section ont pour résultat une certaine valeur du nombre de stabilité,  $N_s = H_s/(\Delta D_{n50})$ , défini à la Section 5.2.1.2. Le recours à une roche d'une densité élevée entraîne une diminution du volume requis de chaque bloc d'enrochement naturel et, de fait, une réduction de l'épaisseur de la couche. En général, les formules présentées dans cette section sont considérées comme **valables jusqu'à des valeurs élevées de la densité relative déjaugée**, c'est-à-dire  $\Delta \approx 2$ . Même pour des valeurs plus élevées de la densité relative déjaugée de la roche, c'est-à-dire allant jusqu'à  $\Delta \approx 3.5$ , Helgason et Burcharth (2005) ont montré dans leur étude – qui consistait à analyser les publications existantes et à mener de nouvelles recherches avec des essais sur modèles physiques à petite et grande échelle – que pour des talus de pente tels que  $\cot \alpha \geq 2$ , les formules de stabilité généralement acceptées, traitées dans la présente section, **sont considérées comme valables**. Cette étude a également permis de conclure que pour des **talus de pente supérieure à 3/2**, la relation entre le nombre de stabilité  $N_s = H_s/(\Delta D_{n50})$  et les différents facteurs  $K_1$  à  $K_n$ , prenant en compte l'influence de l'angle du talus, de la période de la houle, du niveau de dommage, et du nombre de vagues etc., n'est pas linéaire. En d'autres termes,  $H_s/(\Delta D_{n50}) = f\{K_1 \text{ à } K_n, \Delta^x\}$ , avec  $x = 2/3$  pour des talus pentus. Pour les talus pour lesquels  $\cot \alpha \geq 2$ ,  $x = 1$ . Pour les matériaux dont la **densité relative déjaugée est faible** ( $\Delta < 1.4$ ), certains éléments laissent à penser que les formules de stabilité présentées dans cette section **seraient également valables** (jusqu'à  $\Delta = 1$ ). Toutefois, il faut noter que la résistance de la roche (p. ex. la sensibilité à la rupture et à l'abrasion) exige souvent une attention supplémentaire pour des matériaux de densité aussi faible, dans la mesure où les formules de stabilité ne tiennent pas compte des effets de la rupture et de l'abrasion. Les recherches ont confirmé l'effet de la masse volumique apparente de l'enrochement : selon leur position par rapport au niveau de l'eau au repos, les enrochements peuvent contenir de l'eau dans leurs pores (voir la Section 3.3.3.3).

#### Vue d'ensemble des sujets traités et des conditions prises en compte dans cette section

Les méthodes disponibles pour estimer la stabilité des carapaces en enrochement naturel d'ouvrages non-franchis sont dépendantes des conditions hydrauliques et des paramètres structurels spécifiques en jeu. L'**approche fondamentale** (ou la **situation classique**) est d'estimer la stabilité des talus recouverts d'**enrochement naturel** de forme **anguleuse** et **rugueux**, placé en deux couches sur une couche filtre d'enrochement naturel.

**NOTE** : la méthode développée par Hudson (traitée ci-dessous) couvre à la fois les conditions d'eau profonde et peu profonde (cette dernière correspondant à des conditions de houle limitée par la profondeur et déferlant sur les fonds devant l'ouvrage), et est seulement applicable aux ouvrages (digue) perméables. La méthode développée par Van der Meer (1988b) couvre seulement les conditions en eau profonde, mais est applicable à une grande variété de conditions structurelles et hydrauliques. L'eau profonde est définie par  $h > 3H_{s-en\ pied}$ , où  $h$  est la hauteur d'eau en pied d'ouvrage (m) et  $H_{s-en\ pied}$  est la hauteur significative de la houle en pied d'ouvrage (m).

Les effets des autres conditions et paramètres structurels sont évalués soit par l'utilisation de coefficients de correction ou par des formules explicites, elles sont traitées à la suite des recommandations concernant la situation classique exposée ci-dessus. Les sujets traités dans cette section sont listés dans le diagramme ci-dessous.



**Formule de Hudson**

Hudson (1953, 1959) a mis au point l'Équation 5.133, qui repose sur des essais sur modèles dans des conditions de houle régulière sur des ouvrages en enrochement non-franchis et à noyau perméable. Elle donne la relation entre le poids médian de l'enrochement,  $W_{50}$  (N), la hauteur de la houle en pied d'ouvrage,  $H$  (m), et les différents paramètres structurels pertinents. Cette formule de stabilité, bien connue sous le nom de formule de Hudson, est présentée ici en unités SI, qui ont remplacé les unités d'origine et symboles associés.

$$W_{50} = \frac{\rho_r g H^3}{K_D \Delta^3 \cot \alpha} \tag{5.133}$$

où  $K_D$  est le coefficient de stabilité (-),  $\rho_r$  la masse volumique apparente de la roche ( $\text{kg/m}^3$ ),  $\Delta$  la densité relative déjaugée de l'enrochement (-) et  $\alpha$  l'angle du talus (-).

À des fins de dimensionnement, il est acceptable que 0 à 5 % des enrochements situés entre la crête et le niveau d'une hauteur de vague en dessous du niveau de l'eau au repos soient déplacées de cette zone. Les valeurs de  $K_D$  proposées pour le dimensionnement correspondent à cette condition de *dommage nul*. Dans le *Shore Protection Manual* (SPM) (CERC, 1977), les valeurs de  $K_D$  données pour un enrochement rugueux, angulaire et placé aléatoirement en deux couches sur la section courante d'une digue étaient  $K_D = 3.5$  **pour des vagues déferlant en avant de l'ouvrage** et  $K_D = 4$  **pour des vagues ne déferlant pas en avant l'ouvrage**. Dans le premier cas le déferlement des vagues en avant de l'ouvrage est causé par la profondeur. Il ne s'agit pas d'un déferlement dû au talus de l'ouvrage proprement dit. La hauteur de la houle à utiliser dans ce cas est alors la hauteur de la houle de dimensionnement. Bien qu'aucun essai n'ait été effectué en présence d'une houle aléatoire, il a été initialement suggéré dans le SPM (CERC, 1977) d'utiliser  $H_s$  dans l'Équation 5.133.

Dans le SPM (CERC, 1984), il a été conseillé d'utiliser  $H_{1/10}$  ( $= 1.27 H_s$ ) comme hauteur de la houle de dimensionnement dans l'Équation 5.133. Par ailleurs, la valeur de  $K_D$  pour les vagues déferlantes a été revue et diminuée de 3.5 à 2, tandis que pour les vagues non-déferlantes en avant de l'ouvrage, elle a été maintenue à 4. Cela signifie que l'application de la formule de Hudson selon le SPM (CERC, 1984) induit un poids d'enrochement largement plus élevé qu'en se référant au SPM (CERC, 1977).

Le principal avantage de la formule de Hudson est sa simplicité, ainsi que la vaste gamme d'enrochement et de configurations pour lesquelles des valeurs de  $K_D$  ont été calculées. Cette formule a cependant des limites :

- elle ne s'applique qu'à une houle régulière ;
- elle ne tient pas compte de la période de la houle et ni de la durée de la tempête ;
- elle n'intègre aucune description du niveau de dommage ;
- elle ne s'applique qu'à des ouvrages non-franchis et perméables.

**NOTE :** dans la pratique, les problèmes qui risquent de survenir du fait de ces limites peuvent être résolus en utilisant diverses valeurs particulières du coefficient de stabilité (ou de dommage),  $K_D$ . Cela s'applique tout particulièrement à la perméabilité de l'ouvrage et à une houle irrégulière.

Ces limites sont à l'origine d'écarts relativement importants observés entre les estimations et la situation réelle, ce qu'illustre la Figure 5.38.

La formule originale de Hudson, l'Équation 5.133, peut être reformulée en utilisant  $H_{1/10} = 1.27 H_s$  et en fonction du nombre de stabilité  $N_s = H_s / (\Delta D_{n50})$ . L'Équation 5.134 donne la relation entre ce nombre de stabilité, le talus de l'ouvrage et le coefficient de stabilité,  $K_D$ . On a utilisé la relation entre le diamètre nominal médian,  $D_{n50}$ , et la masse médiane de l'enrochement (voir Section 3.4.2).

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \frac{(K_D \cot \alpha)^{1/3}}{1.27} \quad (5.134)$$

La taille de l'enrochement peut être calculée à l'aide de l'Équation 5.134, mais seulement en utilisant les valeurs de  $K_D$  calculées pour une utilisation avec  $H_{1/10}$  ( **$K_D = 2$  pour une houle déferlante et  $K_D = 4$  pour une houle non-déferlante**), correspondant à un niveau de dommage de 0 à 5 %,  $D = 0$  à 5 %. Des pourcentages de dommage plus élevés ont été définis en fonction de la hauteur de la houle pour différents types de carapaces. Le Tableau 5.22 présente  $H_s / H_{s;D=0}$  en fonction du pourcentage de dommage,  $D$  (%).  $H_s$  est la hauteur significative de la houle correspondant au dommage  $D$  et  $H_{s;D=0}$  est la hauteur de la houle de dimensionnement correspondant à un dommage de 0 à 5 %, que l'on appelle généralement la condition de *dommage nul*.

**Tableau 5.22** Valeurs de  $H_s / H_{s;D=0}$  en fonction du dommage subi par la carapace et du type d'enrochement

Type de carapace	Hauteur relative de la houle	Dommage $D$ (%) <sup>1)</sup> avec le niveau de dommage $S_d$ correspondant						
		0 – 5 ( $S_d = 2$ )	5 – 10 ( $S_d = 6$ )	10 – 15 ( $S_d = 10$ )	15 – 20 ( $S_d = 14$ )	20 – 30 ( $S_d = 20$ )	30 – 40 ( $S_d = 28$ )	40 – 50 ( $S_d = 36$ )
Enrochement lisse <sup>3)</sup>	$H_s / H_{s;D=0}$	1.00	1.08	1.14	1.20	1.29	1.41	1.54
Enrochement anguleux <sup>3)</sup>	$H_s / H_{s;D=0}$	1.00	1.08	1.19	1.27	1.37	1.47	1.56 <sup>2)</sup>

**Notes :**

- 1) Toutes les valeurs correspondent à des sections courantes de digues, à un enrochement disposé aléatoirement en deux couches et à de la houle non-déferlante
- 2) Valeur extrapolée
- 3) « Lisse » ou arrondi est défini par  $P_R < 0.01$  (voir Section 3.4.1.4) et « anguleux » est défini par  $P_R > 0.011$ .

L'utilisation de l'Équation 5.134 est valable dans des situations où le niveau de dommage est fixe, à savoir lorsque 0 à 5 % des blocs d'enrochement sont déplacés dans la zone d'attaque principale de la houle. Cette utilisation peut être étendue à d'autres pourcentages de dommage avec le Tableau 5.22. Il est également possible d'appliquer l'Équation 5.134 pour les niveaux de dommage donnés par le paramètre,  $S_d$ , (voir la Section 5.2.1.2). Van der Meer (1988b) a proposé d'utiliser l'Équation 5.135 comme expression du nombre de stabilité,  $N_s$ .

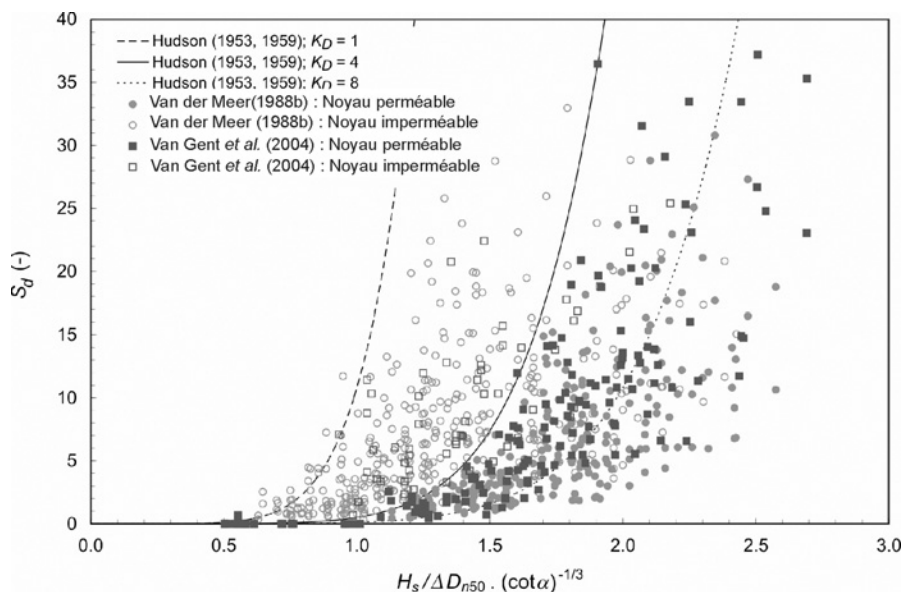
$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 0.7 (K_D \cot \alpha)^{1/3} S_d^{0.15} \quad (5.135)$$

où  $S_d$  = niveau de dommage adimensionnel (-),  $S_d = A_e / D_{n50}^2$  et  $A_e$  = surface érodée du profil ( $m^2$ ), voir la Figure 5.31 à la Section 5.2.1.

La Figure 5.38 présente toutes les données réunies par Van der Meer (1988b) ainsi que les données utilisées par Van Gent *et al.* (2004), comparées à l'Équation 5.135 (reformulée) appliquée à trois valeurs de  $K_D$ . Ces données incluent des conditions de houle déferlante et de houle non-déferlante en avant de l'ouvrage. Pour les ouvrages dont le noyau est imperméable, la précision est nettement inférieure à celle obtenue pour les ouvrages dont le noyau est perméable, ce qui était prévisible dans la mesure où la formule de Hudson avait été établie pour des ouvrages à noyau perméable. On distingue trois courbes :  $K_D = 1$ ,  $K_D = 4$  et  $K_D = 8$ . Cette figure présente une grande dispersion. Pour les ouvrages à noyau imperméable (conditions d'environ 400 essais), on peut utiliser  $K_D = 4$  pour représenter la tendance générale à travers les données ; avec  $K_D = 1$ , il n'y a presque aucune sous-estimation du dommage ou, si l'on part d'un niveau de dommage donné, il n'y a presque aucune sous-estimation de la taille de l'enrochement requise. Pour les ouvrages à noyau perméable (conditions d'environ 400 essais également), on peut utiliser  $K_D = 8$  pour représenter la tendance générale à travers les données ; avec  $K_D = 4$ , il n'y a presque aucune sous-estimation. On peut en conclure que l'Équation 5.135, basée sur les travaux de Hudson (1953, 1959), peut être utilisée à des fins de dimensionnement pour  $K_D = 4$  si l'ouvrage a un noyau perméable. Néanmoins, cette approche peut, dans des conditions spécifiques, mener à des diamètres de blocs bien plus grands que nécessaire. Il est par conséquent recommandé d'étudier quel est le diamètre requis de l'enrochement donné par d'autres formules de stabilité et de vérifier les estimations à l'aide d'essais sur modèles physiques spécifiques à l'ouvrage à concevoir. Si l'on accepte qu'environ 5 % des données mènent à un dommage plus important que prévu par la formule de stabilité, il est recommandé d'utiliser les valeurs de  $K_D$  suivantes dans l'Équation 5.135 (d'après les travaux de Hudson (1953, 1959)) – que cela concerne, ou non, des conditions de houle déferlante en avant de l'ouvrage :

- ouvrages avec noyau imperméable :  $K_D = 1$  ;
- ouvrages avec un noyau perméable :  $K_D = 4$ .

Les ouvrages équipés d'un filtre géotextile plutôt que granulaire entre la carapace et le noyau sont considérés comme des ouvrages à noyau imperméable.



**Figure 5.38** Illustration de la précision de la formule de stabilité (Équation 5.135), d'après les travaux de Hudson (1953, 1959) pour trois valeurs de  $K_D$ ; les points correspondent à des ouvrages avec noyaux perméables et imperméables.

Pour les deux types d'ouvrages, l'écart-type est très important entre les valeurs de  $S_d$  mesurées et les valeurs estimées par l'Équation 5.135. Selon Van der Meer (1988b), le coefficient de variabilité (soit l'écart-type  $\sigma$ , divisé par la valeur moyenne,  $\mu$ ) pour les valeurs de  $K_D$  est de l'ordre de 18 %. Cette valeur est nécessaire pour les calculs probabilistes.

### Formules de Van der Meer – eau profonde

Pour les conditions en eau profonde, Van der Meer (1988b) a élaboré des formules d'estimation de la stabilité des enrochements sur des talus uniformes (sans berme) en enrochement dont les crêtes dépassent le niveau maximal de run-up. Ces formules (Équations 5.136 et 5.137) étaient basées, entre autres, sur les travaux précédents de Thompson et Shuttler (1975) et sur une grande quantité d'essais sur modèles, dont la majorité avait été effectuée en eau relativement profonde par rapport au pied, soit  $h_{en\ pied} > 3 H_{s-en\ pied}$ . Ces formules de stabilité sont plus complexes que la formule de Hudson mais – et c'est un grand avantage – elles incluent les effets de la durée de la tempête, de la période de la houle, de la perméabilité de l'ouvrage ainsi qu'un niveau de dommage clairement défini. Les formules distinguent le *déferlement plongeant* et le *déferlement gonflant* (voir également la Figure 5.3 à la Section 5.1.1.1):

Pour le *déferlement plongeant* ( $\xi_m < \xi_{cr}$ ):

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_{pl} P^{0.18} \left( \frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \xi_m^{-0.5} \quad (5.136)$$

et pour le *déferlement gonflant* ( $\xi_m \geq \xi_{cr}$ ):

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_s P^{-0.13} \left( \frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \sqrt{\cot \alpha} \xi_m^P \quad (5.137)$$

où

- $N$  = nombre de vagues incidentes (-), qui dépend de la durée de l'état de mer;
  - $H_s$  = hauteur significative de la houle,  $H_{1/3}$  de la houle incidente en pied d'ouvrage (m);
  - $\xi_m$  = paramètre de déferlement calculé à partir de la période moyenne de la houle,  $T_m$  (s), par analyse dans le domaine temporel;  $\xi_m = \tan \alpha / \sqrt{(2\pi H_s) / (g T_m^2)}$ ;
  - $\alpha$  = angle du talus (°);
  - $\Delta$  = densité relative déjaugée,  $\rho_r / \rho_w - 1$  (-);
  - $P$  = paramètre de perméabilité nominale de l'ouvrage (-); la valeur de ce paramètre doit être comprise entre:  $0.1 \leq P \leq 0.6$  (voir la Figure 5.39);
- NOTE:** l'utilisation d'un géotextile réduit la perméabilité, ce qui peut entraîner la nécessité de mettre en place des blocs plus gros qu'en l'absence de géotextile.
- $c_{pl}$  = 6.2 (avec un écart-type de  $\sigma = 0.4$ ; voir également le Tableau 5.25);
  - $c_s$  = 1.0 (avec un écart-type de  $\sigma = 0.08$ ).

La transition entre un déferlement plongeant et un déferlement gonflant est calculée à partir de la pente du talus de l'ouvrage (et **non** pas de l'inclinaison du fond marin devant l'ouvrage) et peut être déterminée à l'aide de l'Équation 5.138, en utilisant une valeur critique du paramètre de déferlement  $\xi_{cr}$ :

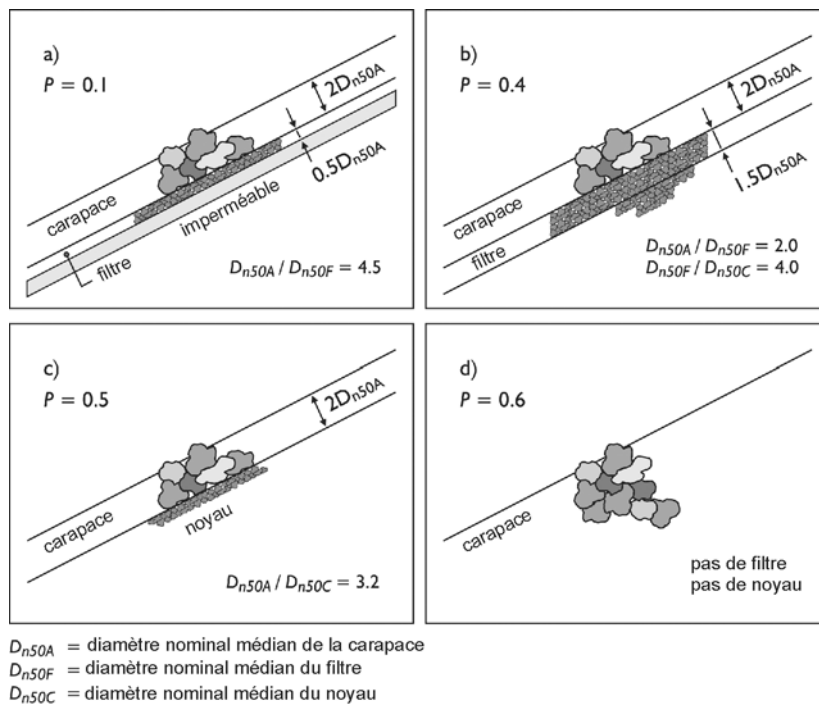
$$\xi_{cr} = \left[ \frac{c_{pl}}{c_s} P^{0.31} \sqrt{\tan \alpha} \right]^{\frac{1}{P+0.5}} \quad (5.138)$$

Pour  $\xi_m < \xi_{cr}$  le déferlement est plongeant et l'Équation 5.136 s'applique.

Pour  $\xi_m \geq \xi_{cr}$  le déferlement est gonflant et l'Équation 5.137 s'applique.

**NOTE:** pour les angles de talus moins raides que 4/1 ( $\cot \alpha \geq 4$ ), seule l'Équation 5.136 (pour le déferlement plongeant) doit être utilisée, que le paramètre de déferlement  $\xi_m$ , soit inférieur ou supérieur à la valeur de transition  $\xi_{cr}$ .





**Figure 5.39** Paramètre de perméabilité nominale  $P$  pour la formule de Van der Meer (1988b); pour des ouvrages comprenant un géotextile,  $P = 0.1$  est recommandé.

**NOTE:** les Équations 5.136 et 5.137 sont limitées à un seul événement de tempête. Melby et Kobayashi (1999) ont étudié le phénomène de dommage progressif dû à plusieurs tempêtes successives. Leurs travaux ont donné une relation de stabilité intégrant la répétition des tempêtes. Melby (2001) a présenté une méthode d'estimation du dommage pour une série de tempêtes au cours de l'existence d'un ouvrage en enrochement, destinée à l'origine à être utilisée dans le cadre d'une analyse du cycle de vie (voir l'Équation 5.142 dans cette section sous le titre « Évolution du dommage »). On y présente également une méthode plus directe basée sur les travaux de Van der Meer (1988b, 2000). Pour de plus amples informations sur la gestion du cycle de vie, se reporter aux Sections 2.4 et 10.1.

Le niveau de dommage,  $S_d$  (-), peut être caractérisé comme suit :

- début de dommage, correspondant à un *dommage nul* ( $D = 0$  à 5 %) dans la formule de Hudson (1953, 1959);
- dommage intermédiaire;
- rupture, correspondant au reprofilage de la carapace de telle manière que la couche filtre sous l'enrochement en double couche est visible.

Les limites de  $S_d$  dépendent principalement de l'angle du talus de l'ouvrage. Pour l'enrochement naturel en double couche, il est possible d'utiliser les valeurs du Tableau 5.23.



**Tableau 5.23** Valeurs de calcul de  $S_d$  pour un enrochement naturel en double couche

Talus (cot $\alpha$ )	Niveau de dommage $S_d$ (-)		
	Début du dommage	Dommage intermédiaire	Rupture
1.5	2	3 – 5	8
2	2	4 – 6	8
3	2	6 – 9	12
4	3	8 – 12	17
6	3	8 – 12	17

**Note :** une valeur de  $S_d < 1$  ne signifie rien, et doit être considérée comme un dommage nul ; dans ce cas, on ne peut s'attendre qu'à un léger tassement. Une certaine valeur-seuil de la hauteur de la houle est nécessaire pour initier un réel mouvement et par conséquent causer un dommage.

Bien que l'on utilise souvent un niveau de dommage  $S_d = 2$  ou 3 à des fins de dimensionnement, dans certains cas il peut être possible d'appliquer des niveaux de dommage plus élevés de  $S_d = 4$  à 5. Ceci peut dépendre du cycle de vie souhaité de l'ouvrage. La gestion du cycle de vie est traitée séparément à la Section 10.1.

Le Tableau 5.24 présente les domaines de validité des formules de stabilité de Van der Meer (1988b). Ces formules sont valables en eau profonde avec des spectres énergétiques classiques à pic unique de la houle en pied d'ouvrage. Pour que ces formules soient valables, l'eau profonde est définie comme suit : la hauteur d'eau en pied d'ouvrage est supérieure à trois fois la hauteur significative de la houle en pied d'ouvrage :  $h_{en\ pied} > 3 H_{s-en\ pied}$  (voir également la section intitulée « Formules de Van der Meer – eau peu profonde » au-dessous). L'estimation de la valeur de  $H_{s-en\ pied}$  peut être faite à l'aide d'un modèle numérique de propagation de la houle, tel qu'ENDEC ou SWAN (voir la Section 4.2.4.10).

Le nombre maximum de vagues,  $N$ , à entrer dans les Équations 5.136 et 5.137 est 7500. Au-delà, on considère que la carapace a atteint un équilibre. Il est possible d'envisager des conditions où le nombre de vagues est plus élevé, mais le nombre maximal à utiliser est  $N = 7500$ .

**NOTE: dommage en cas de tempêtes de courte durée,  $N < 1000$ ;**

L'évolution du dommage  $S_d$  semble, pour les petits nombres de vagues ( $N < 1000$ ), être linéaire par rapport à  $N$  plutôt que proportionnelle à la racine carrée de  $N$ . Cette caractéristique peut s'avérer pertinente pour le dimensionnement de talus en enrochement dans des situations où le niveau de l'eau varie rapidement et de manière significative. Le dommage réel observé est inférieur aux estimations basées sur  $S_d \propto \sqrt{N}$  (voir les Équations 5.136 et 5.137). Dans ce type de cas, la **méthode d'évaluation de la stabilité**, c'est-à-dire la méthode d'évaluation de la valeur requise du paramètre de stabilité  $H_s / (\Delta D_{n50})$ , consiste à utiliser un nombre de vagues équivalent (inférieur)  $N_{eq}$ , dans les Équations 5.136 et 5.137, égal à  $N_{eq} = N^2 / 1000$ . Ce nombre de vagues inférieur  $N_{eq}$  engendre un nombre de stabilité légèrement supérieur et par conséquent une dimension d'enrochement légèrement plus petite.

La méthode d'évaluation du dommage réel,  $S_d$ , applicable à ces cas consiste à estimer le dommage pour  $N = 1000$  et à réduire cette valeur  $S_{d-1000}$  à l'aide du facteur  $N/1000$  (et ce, du fait de la relation linéaire entre  $S_d$  et  $N$ ). La méthodologie de détermination du niveau de dommage  $S_{d-1000}$  est fondamentalement la même que la méthodologie de détermination de la stabilité, c'est-à-dire à l'aide des Équations 5.136 et 5.137, reformulées avec  $S_d / \sqrt{N} = f\{N_s, P, \alpha, \xi_m\}$ .

Le programme informatique BREAKWAT, abordé à la Section 5.2.2.6, s'intéresse notamment au dommage induit par  $N < 1000$ .

**Tableau 5.24** *Domaine de validité des paramètres dans les formules de Van der Meer (1988b) en eau profonde*

Paramètre	Symbole	Domaine
Angle du talus	$\tan \alpha$	1/6 – 2/3
Densité relative déjaugée	$\Delta$	1 – 2.1 <sup>1)</sup>
Nombre de vagues	$N$	< 7500
Cambrure nominale de la houle, basée sur $T_m$	$S_{om}$	0.01 – 0.06
Paramètre de déferlement utilisant $T_m$	$\xi_m$	0.7 – 7
Hauteur d'eau relative en pied	$h_{en\ pied}/H_{s-en\ pied}$	> 3 <sup>2)</sup>
Paramètre de perméabilité nominale	$P$	0.1 – 0.6
Gradation de l'enrochement	$D_{n65}/D_{n15}$	< 2.5
Nombre de stabilité	$H_s / (\Delta D_{n50})$	1 – 4
Rapport dommage/durée de la tempête	$S_d / \sqrt{N}$	< 0.9
Niveau de dommage	$S_d$	1 < $S_d$ < 20

**Notes:**

- 1) Pour des valeurs plus élevées de la densité relative déjaugée (jusqu'à  $\Delta \approx 3.5$ ), la validité des formules de stabilité est limitée aux ouvrages dont les talus avant sont caractérisés par  $\cot \alpha \geq 2$  (voir Helgason et Burcharth, 2005).
- 2) Le domaine de validité (eau profonde) peut également être approximativement défini par  $H_{s-en\ pied} > 0.9H_{so}$  (c'est-à-dire que pratiquement aucun déferlement/aucune dissipation d'énergie n'a encore eu lieu entre le large et l'ouvrage). Pour plus d'informations, voir les Tableaux 5.28 et 5.29.

La procédure de dimensionnement déterministe consiste à produire des courbes permettant d'évaluer l'un des paramètres. Les Encadrés 5.11 et 5.12 en donnent deux exemples: l'un montrant  $H_s$  en fonction du paramètre de déferlement  $\xi_m$ , qui montre l'influence de la hauteur et de la période de la houle (climat de houle) et l'autre montrant  $H_s$  en fonction du dommage, ce qui est similaire à la méthode traditionnelle de présentation des résultats des essais sur modèles permettant d'évaluer la stabilité. Le même type de graphiques peut être établi pour d'autres paramètres entrés dans les Équations 5.136 et 5.137, tels que le paramètre de perméabilité nominale,  $P$ , l'angle du talus,  $\alpha$ , et la durée de la tempête ou le nombre de vagues,  $N$  (voir Van der Meer, 1988b).

**NOTE:** l'approche déterministe de dimensionnement doit être accompagnée d'une **analyse de sensibilité**. Dans ce type d'analyse, la sensibilité des paramètres d'entrée hydrauliques et structurels (tels que  $H_s$  et  $P$ ) doit être étudiée, de même que la sensibilité des constantes de la formule elle-même. Il est également possible de faire des calculs probabilistes.

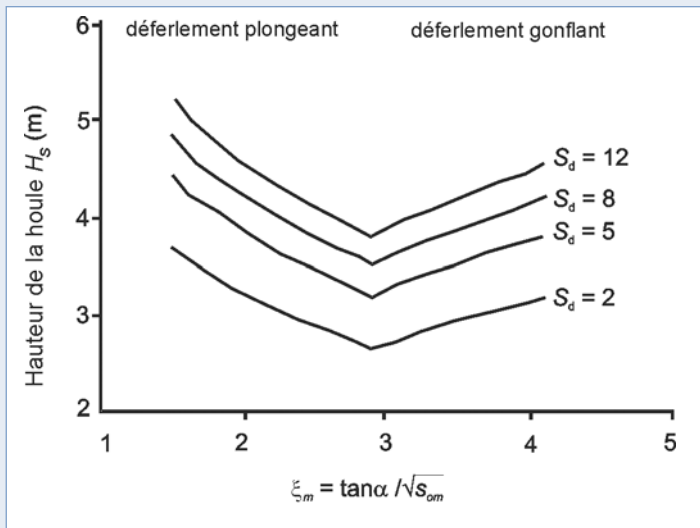
Pour étudier la sensibilité des coefficients,  $c_{pl}$  et  $c_s$ , dans les Équations 5.136 et 5.137, respectivement, on peut inclure la limite inférieure à 5 % de ces coefficients (c'est-à-dire 5 % des données ont conduit à des coefficients inférieurs). En supposant une distribution normale de la valeur du coefficient, cette valeur peut être calculée en multipliant l'écart-type,  $\sigma$ , par un facteur de 1.64. Le Tableau 5.25 montre ces valeurs.

**Tableau 5.25** *Valeurs moyennes et valeurs dépassées à 95 % des coefficients des Équations 5.136 et 5.137 (eau profonde)*

Coefficient	Valeur moyenne	Ecart-type $\sigma$ du coefficient	Valeur dépassée par 95 % (moyenne - 1.64 $\sigma$ )
$c_{pl}$	6.2	0.4	5.5
$c_s$	1.0	0.08	0.87

**Encadré 5.11** Effet du niveau de dommage sur la relation entre  $H_s$  et  $\xi_m$

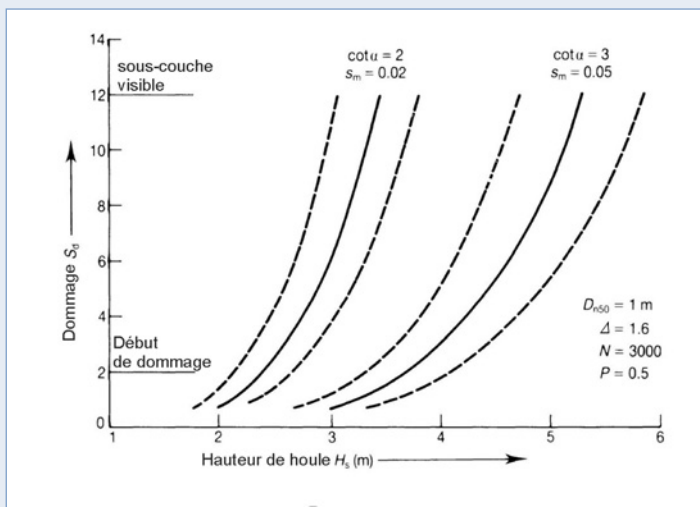
La Figure 5.40 montre l'influence du niveau de dommage,  $S_d$ , sur la hauteur significative seuil de la houle,  $H_s$ , à l'aide des Équations 5.136 et 5.137. On y observe quatre niveaux de dommage:  $S_d = 2$  (début du dommage),  $S_d = 5$  et  $S_d = 8$  (dommage intermédiaire) et  $S_d = 12$  (couche filtre visible). La carapace est caractérisée par  $D_{r50} = 1$  m ( $M_{50} = 2.6$  tonnes),  $\Delta = 1.6$ ,  $\cot \alpha = 3$ ,  $P = 0.5$  et  $N = 3000$ .



**Figure 5.40** Hauteur de la houle par rapport au paramètre de déferlement, qui montre l'influence du niveau de dommage,  $S_d$

**Encadré 5.12** Influence de l'angle du talus sur la relation entre la hauteur de la houle et le niveau de dommage

La Figure 5.41 présente deux courbes obtenues à partir des Équations 5.136 et 5.137 : une courbe pour un talus tel quel  $\cot \alpha = 2$  et une cambrure nominale de la houle  $s_{om} = 0.02$ , et une autre pour un talus tel que  $\cot \alpha = 3$  et une cambrure nominale de la houle  $s_{om} = 0.05$ . Si l'on connaît l'état de mer extrême, des graphiques tels que celui de cet encadré sont très utiles pour déterminer la stabilité de la carapace de l'ouvrage. Le graphique fait également apparaître les intervalles de confiance à 90 %, qui donnent une bonne indication des variations éventuelles de la stabilité. Les deux limites de l'intervalle de confiance à 90 % peuvent être déterminées à l'aide des valeurs de  $\sigma$  appropriées ( $\sigma = 0.4$  pour les déferlements plongeants et 0.08 pour les déferlements gonflants) multipliées par 1.64 (voir également le Tableau 5.25). Cette variation doit être prise en compte par le concepteur de l'ouvrage.



**Figure 5.41** Le dommage en fonction de  $H_s$  qui montre l'influence de l'angle du talus,  $\alpha$

Le processus de dimensionnement qui permet de parvenir à la taille requise de l'enrochement à mettre en place sur le talus de l'ouvrage est illustré par un exemple dans l'Encadré 5.13. L'exemple repose sur un ouvrage donné, le talus avant, le paramètre de perméabilité nominale,  $P$ , et les conditions de la houle de dimensionnement sont des paramètres prédéfinis.

**Encadré 5.13** *Méthodologie de dimensionnement avec les formules de Van der Meer*

**1. Définir les conditions de houle,  $H_s$  et  $T_m$ , en pied d'ouvrage**

Elles peuvent être définies comme :

- un seul jeu de paramètres relatifs à la houle :  $H_s$  et  $T_m$  pour une période de retour extrême donnée (p. ex. 100 ans) ;
- un ensemble de conditions de houle, chacune étant valable pour une probabilité de dépassement donnée.

**NOTE** : le niveau de l'eau au repos peut varier selon la fréquence de dépassement adoptée, mais cet aspect n'a aucune influence sur la dimension de l'enrochement requis. Les Équations 5.136 et 5.137 n'ont pas été formulées pour des eaux peu profondes (voir l'Encadré 5.15 pour ce cas spécifique).

**2. Définir le niveau de dommage acceptable,  $S_d$**

Dans des conditions extrêmes, l'apparition d'un dommage peut être tolérée, tandis que seul un dommage mineur pourrait être acceptable pour des conditions (de houle) moins extrêmes. Cette décision doit être basée sur une analyse des coûts à effectuer séparément (voir les Sections 2.4 et 10.1).

**3. Déterminer le nombre de vagues,  $N$**

La durée de la tempête donne le nombre de vagues :  $N = \text{durée (h)} / T_m \text{ (s)} \times 3600 \text{ (s/h)}$ .

**NOTE** : pour des régimes de fortes marées, cette durée peut être influencée par le temps pendant lequel l'eau reste à un niveau élevé. Pour les zones à faible marnage (ou sans marée), cette durée peut être plus longue.

**4. Déterminer le paramètre de déferlement,  $\xi_m$**

Le paramètre de déferlement  $\xi_m$  (défini par l'Équation 5.2 de la Section 5.1.1.1), dépend des paramètres de la houle,  $H_s$  et  $T_m$ , et de l'angle du talus (par l'intermédiaire de  $\tan \alpha$ ). Si le choix de l'angle du talus est libre, il est recommandé d'optimiser le résultat du processus de dimensionnement.

**5. Déterminer si le déferlement est plongeant ou gonflant**

Ceci se fait en calculant le paramètre de déferlement critique,  $\xi_{cr}$ , au moyen de l'Équation 5.138. Pour résoudre cette équation, il faut déterminer le paramètre structurel décrivant la perméabilité,  $P$  (voir la Figure 5.39). Ce dernier peut présenter des variations (plus perméable signifie que l'ouvrage est plus stable, ou encore qu'un enrochement de plus petite dimension peut être nécessaire). Dans la plupart des cas, toutefois, ce paramètre ne peut varier que dans une certaine mesure, puisque c'est la section de l'ouvrage dans son ensemble qui détermine en grande partie ce facteur. Ceci permet alors de choisir l'équation adaptée, soit l'Équation 5.136, soit l'Équation 5.137. Si la pente est inférieure à 4/1, seule l'Équation 5.136 doit être utilisée, que le paramètre de déferlement  $\xi_m$  soit inférieur ou supérieur à la valeur de transition,  $\xi_{cr}$ .

**6. Déterminer le nombre de stabilité (valeur moyenne)  $H_s / (\Delta D_{r50})$**

**7. Déterminer la taille requise de l'enrochement,  $D_{r50}$**

Pour déterminer la taille nécessaire de l'enrochement,  $D_{r50}$ , et, de fait, la masse,  $M_{50}$ , la masse volumique du bloc,  $\rho_r$ , est nécessaire pour le calcul de la densité relative déjaugée  $\Delta$ . Celle-ci peut être soit calculée soit prescrite suivant la source d'enrochement spécifique au projet en question.

**8. Vérification**

Le résultat de ce dimensionnement préliminaire doit être vérifié en effectuant des essais sur modèles physiques et/ou en tenant compte d'un coefficient de sécurité suffisant.

**Exemple** pour un ouvrage en enrochement composé d'un noyau, d'une couche filtre et d'une carapace, avec un talus de pente 3/1,  $\tan \alpha = 0.33$  :

- période de retour de 100 ans :  $H_s = 5 \text{ m}$ ,  $T_m = 10 \text{ s}$ , avec une durée de tempête de 6 heures et un niveau de dommage admissible de  $S_d = 5$  ; le nombre de vagues se monte à :  $N = (6 \times 3600) / 10 = 2100$  (vérifier par rapport au domaine de validité :  $N < 7500$ ) et le paramètre de déferlement à :  $\xi_m = \tan \alpha / \sqrt{(2\pi H_s) / (g T_m^2)} = 1.85$  ;
- période de retour de 25 ans :  $H_s = 4 \text{ m}$ ,  $T_m = 8 \text{ s}$ , avec une durée de tempête de 4 heures et un niveau de dommage admissible de  $S_d = 2$  ;  $N = (4 \times 3600) / 8 = 1800$  (vérifier par rapport au domaine de validité :  $N < 7500$ ) et  $\xi_m = 1.65$ .

On suppose une perméabilité  $P = 0.4$ , ce qui donne une valeur critique de  $\xi_{cr} = 3.0$ . Cela signifie que pour les deux conditions de dimensionnement, la situation de *déferlement plongeant* s'applique, c'est-à-dire l'Équation 5.136. En supposant une masse volumique de la roche  $\rho_r = 2650 \text{ kg/m}^3$  et une masse volumique de l'eau  $\rho_w = 1025 \text{ kg/m}^3$ , on obtient  $\Delta = 1.6$ . Les résultats des deux cas sont :

- période de retour de 100 ans :  $H_s / (\Delta D_{r50}) = 2.48$  ; diamètre nominal médian de l'enrochement :  $D_{r50} = 1.26 \text{ m}$ , ce qui correspond à une masse  $M_{50} = 5.5$  tonnes ;
- période de retour de 25 ans :  $H_s / (\Delta D_{r50}) = 2.23$  ;  $D_{r50} = 1.12 \text{ m}$  ;  $M_{50} = 4$  tonnes.

**En conclusion**, dans ce cas de figure, c'est l'hypothèse de la période de retour de 100 ans qui dimensionne l'enrochement.

En réalité, le choix de faire usage de la valeur moyenne ou de la valeur limite inférieure à 5 % des coefficients  $c_{pl}$  et  $c_s$ , donnés au Tableau 5.25, dépend de la définition des critères de dimensionnement. Exemple: la période de retour de dimensionnement est supposé être de 100 ans. Lorsque l'exigence est que l'ouvrage survive à cette condition sans *rupture* (c'est-à-dire un dommage plus important que celui qui est initialement autorisé), l'utilisation de la valeur limite inférieure à 5 % serait l'approche adéquate pour un prédimensionnement. Ceci est illustré dans l'Encadré 5.14. En revanche, lorsque l'exigence est que l'ouvrage puisse être endommagé jusqu'à un certain point, avec une période de retour de 100 ans, c'est la valeur moyenne qui convient pour le prédimensionnement.

**Encadré 5.14** *Effet de l'utilisation de la valeur limite à 5 % à la place de la valeur moyenne*

D'après l'exemple de l'Encadré 5.13, dans le cas d'une période de retour de 100 ans, la probabilité de *rupture* de cet ouvrage (dont l'enrochement a une masse  $M_{50} = 5.5$  tonnes) est de 50 %. *Rupture* ne signifie pas que l'ouvrage s'effondre réellement. Il s'agit dans ce cas d'un terme de probabilité correspondant à un *dommage supérieur* à  $S_d = 5$ , d'après les données de l'Encadré 5.13. La relation entre le niveau de dommage et les conditions de houle de dimensionnement est également illustrée dans l'exemple de l'Encadré 5.12. Selon le niveau de confiance (ou de « sécurité ») requis, un certain niveau de dommage,  $S_d$ , peut être déterminé sur la base d'une valeur donnée de  $H_s$ .

Lorsque les exigences de dimensionnement sont que, avec une hypothèse d'une période de retour de 100 ans, la probabilité de rupture, c'est-à-dire la probabilité que  $S_d > 5$ , soit inférieure ou égale à 5 %, la valeur de  $c_{pl}$  à utiliser dans l'Équation 5.136 doit être de 5.5. Cela donne  $H_s/(\Delta D_{r100}) = 2.2$ ; taille minimale de l'enrochement  $D_{r100} = 1.42$  m, ce qui correspond à une masse médiane  $M_{50} = 7.9$  tonnes.

Plutôt que d'effectuer une analyse de sensibilité, on peut procéder à des calculs probabilistes, qui peuvent être faits à différents niveaux :

- **Niveau 1**

À l'aide de coefficients de sécurité partiels. Cette méthode est présentée en détail (avec tous les coefficients adéquats) dans la publication MarCom12 de l'AIPCN, *Analyse des digues à talus*, (AIPCN, 1993).

- **Niveau 2**

En ayant recours à une linéarisation du point de conception, par exemple à l'aide de la méthode FORM (*First Order Reliability Method*). Cette méthode n'est pas recommandée parce qu'au moment de la transition entre un déferlement plongeant et un déferlement gonflant, il n'est pas possible de différencier les formules de Van der Meer (Équations 5.136 et 5.137). Il en résulte que la plupart des sous-programmes informatiques ont des problèmes de convergence.

- **Niveau 3**

En effectuant une intégration complète, habituellement à l'aide d'une approche de Monte-Carlo. Différents progiciels sont disponibles pour cette approche. Pour chaque paramètre, la distribution statistique et l'écart-type doivent être définis. Pour les constantes de la formule de Van der Meer, une distribution normale est recommandée avec les moyennes données ci-dessus et les écarts-types donnés au Tableau 5.25.

Dans les calculs probabilistes, toutes les variables doivent être statistiquement indépendantes. Cela implique qu'il est impossible d'utiliser à la fois la hauteur et la période de la houle comme paramètres d'entrée dans un calcul probabiliste (les vagues plus hautes ont tendance à avoir une période  $T$  plus élevée). Ceci peut être résolu en utilisant la hauteur et la cambrure de la houle comme paramètres d'entrée, puisque ces deux paramètres sont statistiquement indépendants.

**Formules de Van der Meer – eau peu profonde**

Les formules de Van der Meer ont été largement utilisées et testées depuis 1988. La plupart des recherches sur la stabilité des carapaces en enrochement sont allées dans le sens des tendances générales des formules de Van der Meer, bien que quelques extensions ou modifications aient été effectuées afin d'évaluer l'influence de d'autres paramètres, tels que la forme des blocs (Bradbury

*et al.*, 1991) et les densités de pose (Stewart *et al.*, 2003a) qui s'écartent des conditions des essais. Les densités de pose sont abordées à la fin de la Section 5.2.2.2.

L'effet de l'eau peu profonde avec une houle limitée par la profondeur a été abordé dans une certaine mesure dans les travaux initiaux de Van der Meer (1988b) et, plus récemment, par les recherches complémentaires de Van Gent *et al.* (2004). **La définition d'eau peu profonde est importante pour la limite du domaine de validité des formules de Van der Meer** élaborées pour l'eau profonde, c'est-à-dire pour les Équations 5.136 et 5.137. Certains chercheurs définissent la transition entre eau profonde et eau peu profonde autour d'une hauteur d'eau  $h_{en\ pied} = 3 H_{s-en\ pied}$ . D'autres chercheurs, ayant étudié les conditions en eau **très peu** profonde, ont défini l'eau très peu profonde (où se produit une grande quantité de déferlement) comme la condition à laquelle  $H_{s-en\ pied} < 70\%$  de la hauteur de la houle au large,  $H_{s0}$  (voir Van Gent, 2005). Cette transition est basée sur l'expérience tirée de plusieurs dimensionnements récents. La zone intermédiaire, où se produit le shoaling ainsi qu'un déferlement limité, peut ainsi être définie comme de l'eau peu profonde.

En eau peu profonde, l'action de la houle change. La distribution des hauteurs des vagues s'écarte de la distribution de Rayleigh – troncation de la courbe due au déferlement de la houle (voir la Section 4.2.4.4), la forme du spectre change et son pic devient plus fin et asymétrique. Afin de prendre en compte l'effet de cette nouvelle distribution des hauteurs de la houle, la stabilité de la carapace serait mieux exprimée, dans ces conditions limitées par la profondeur, en utilisant la hauteur de la houle à 2 %,  $H_{2\%}$ , plutôt que la hauteur significative de la houle,  $H_s$  (Van der Meer, 1988b). Avec le ratio connu de  $H_{2\%}/H_s = 1.4$  en eau profonde, les formules de Van der Meer applicables aux eaux profondes (Équations 5.136 et 5.137) peuvent simplement être reformulées pour parvenir à des formules de stabilité applicables aux distributions de la houle en eau peu profonde, c'est-à-dire que les valeurs des coefficients  $c_{pl}$  et  $c_s$  doivent être augmentées pour atteindre  $c_{pl} = 8.7$  et  $c_s = 1.4$ , respectivement. La méthode de Battjes et Groenendijk (2000) peut être utilisée pour obtenir des estimations de  $H_{2\%}$  (voir la Section 4.2.4.4). Pour le déferlement plongeant, la formule de stabilité est alors:  $H_{2\%}/(\Delta D_{n50}) = 8.7f\{S_b, N, P, \xi_m\}$ . Noter que  $H_{2\%} < 1.4H_s$  en eau peu profonde. Ainsi, si l'on utilise encore la hauteur significative de la houle et les formules applicables à l'eau profonde, avec des valeurs de  $c_{pl} = 6.2$  et  $c_s = 1.0$ , le résultat en termes de taille requise des enrochements est plus sécuritaire que lorsque l'on utilise la valeur réelle de  $H_{2\%}$  avec les formules adaptées. Cette approche implique donc un certain coefficient de sécurité. Les Tableaux 5.28 et 5.29 donnent des indications supplémentaires sur le champ d'application (en eau peu profonde). Il ne faut cependant jamais négliger la finesse du pic spectral (voir Section 4.2.4.5) et l'asymétrie de la houle en eau très peu profonde. L'asymétrie de la houle est un phénomène qui se produit quand les vagues sont fortement cambrées, caractérisé par un moment non nul, c'est-à-dire une asymétrie telle que  $(\eta - \mu_\eta)^3/\sigma_\eta^3 > 0$  où  $\eta = \eta(x,t)$  est l'élévation de la surface (m),  $\mu_\eta$  sa valeur moyenne (m) et  $\sigma_\eta$  son écart-type (m).

Sur la base de l'analyse de la stabilité des talus en enrochement dans de nombreuses conditions de dimensionnement (eau peu profonde, essentiellement), Van Gent *et al.* (2004) ont proposé de modifier les formules de Van der Meer (1988b) afin d'étendre leur champ d'application. L'une des modifications apportées aux formules de dimensionnement d'origine est d'utiliser une période de la houle différente pour tenir compte de l'influence de la forme du spectre énergétique de la houle, c'est-à-dire d'utiliser la période spectrale de la houle,  $T_{m-1,0}$ , plutôt que la période moyenne de la houle calculée par analyse dans le domaine temporel,  $T_m$ . Pour un spectre de Jonswap standard en eau profonde (avec une relation fixe entre  $T_m$  et  $T_{m-1,0}$ ), cela implique que les coefficients  $c_{pl}$  et  $c_s$  doivent être ajustés. Il n'est pas possible de calculer  $c_{pl}$  et  $c_s$ , parce que la finesse du pic spectral et l'aspect asymétrique de la houle changent également lors du déplacement en eau peu profonde. Ces coefficients doivent donc être déterminés à l'aide d'essais en eau peu profonde. Sur la base des essais de Van Gent *et al.* (2004), les coefficients  $c_{pl}$  et  $c_s$  ont été déterminés à l'aide d'une analyse de régression. Il en résulte des formules de stabilité modifiées, données ici par les Équations 5.139 et 5.140. Pour la méthodologie de dimensionnement utilisant ces équations, se reporter à l'Encadré 5.15.



Pour un **déferlement plongeant** ( $\xi_{s-1,0} < \xi_{cr}$ ):

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_{pl} P^{0.18} \left( \frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \left( \frac{H_s}{H_{2\%}} \right) \xi_{s-1,0}^{-0.5} \quad (5.139)$$

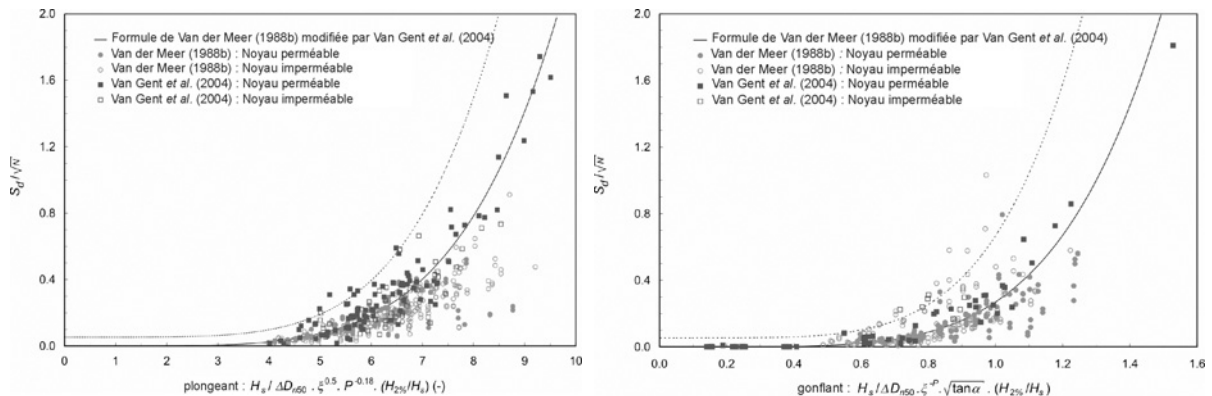
et pour un **déferlement gonflant** ( $\xi_{s-1,0} \geq \xi_{cr}$ ):

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_s P^{-0.13} \left( \frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \left( \frac{H_s}{H_{2\%}} \right) \sqrt{\cot \alpha} \xi_{s-1,0}^p \quad (5.140)$$

où

- $c_{pl}$  = 8.4 (-), avec un écart-type de  $\sigma = 0.7$  (voir également le Tableau 5.27);
- $c_s$  = 1.3 (-), avec un écart-type de  $\sigma = 0.15$ ;
- $H_{2\%}$  = hauteur dépassée par 2 % des hauteurs des vagues incidentes au pied de l'ouvrage (m);
- $\xi_{s-1,0}$  = paramètre de déferlement (-), calculé à partir de la période énergétique de la houle  $T_{m-1,0}$  (-);  $\xi_{s-1,0} = \tan \alpha / \sqrt{(2\pi H_s) / (g T_{m-1,0}^2)}$ , où  $H_s = H_{1/3}$  d'après l'analyse dans le domaine temporel (m);
- $T_{m-1,0}$  = période spectrale de la houle, également appelée période énergétique de la houle (s);  $T_{m-1,0} = m_{-1}/m_0$  (voir la Section 4.2.4).

La transition entre un déferlement plongeant et un déferlement gonflant peut être calculée à l'aide d'une valeur critique du paramètre de déferlement,  $\xi_{cr}$ , selon l'Équation 5.138. Les valeurs des coefficients  $c_{pl}$  et  $c_s$ , (8.4 et 1.3, respectivement) reposent sur le calibrage de Van Gent *et al.* (2004) basé sur leurs essais.



**Notes:**

1. Pour obtenir ce graphique, les données de Van der Meer (1988b) concernant l'eau profonde ont été recalculées à l'aide d'une relation fixe:  $T_p = 1.07 T_{m-1,0}$  et  $H_{2\%} = 1.4H_s$
2. Les valeurs de  $S_d$  ont également été utilisées pour tracer les valeurs de  $S_d/\sqrt{N}$  qui sont très supérieures aux valeurs du niveau de dommage,  $S_d$ , acceptables pour le dimensionnement (voir Tableau 5.23)

**Figure 5.42** Formules de Van der Meer modifiées pour les cas de l'eau peu profonde (Équations 5.139 et 5.140) par rapport aux mesures effectuées pour un déferlement plongeant (a) et gonflant (b)

La Figure 5.42 présente les données mesurées en eau peu profonde (Van Gent *et al.*, 2004) et en eau profonde (Van der Meer, 1988b), par rapport aux formules modifiées de Van der Meer pour l'eau peu profonde (Équations 5.139 et 5.140). La courbe moyenne et la courbe de dépassement à 5 % sont toutes deux représentées. On peut déduire de la Figure 5.42 que dans le cas de spectres égaux en pied d'ouvrage (et par conséquent de valeurs égales de  $H_s$  et  $T_{m-1,0}$ ), les ouvrages en eau peu profonde soumis à un déferlement plongeant (points carrés dans la Figure 5.42a) ont généralement besoin d'un enrochement plus gros que les ouvrages situés en eau profonde, si le même niveau de dommage est appliqué (voir Encadré 5.15).



**NOTES :**

1. Les remarques faites sur les formules d'origine de Van der Meer concernant l'application – pente du talus inférieur à 4/1, une seule tempête et  $P = 0.1$  pour des ouvrages équipés d'un géotextile – sont également valables pour les Équations 5.139 et 5.140.
2. Les facteurs de conversion donnés permettant de transformer  $H_s$  en  $H_{2\%}$  et  $T_m$  en  $T_{m-1,0}$  ne sont valables qu'en eau profonde et dans le cas de spectres énergétiques de la houle classique. Lors de l'application des Équations 5.139 et 5.140, il faut utiliser les valeurs locales de  $H_{2\%}$  et  $T_{m-1,0}$ ; un modèle numérique de propagation de la houle – SWAN ou du type Boussinesq – peut être utilisé à cette fin (voir la Section 4.2.4.10).

Le Tableau 5.26 présente le domaine de validité des différents paramètres utilisés dans les Équations 5.139 et 5.140.

**Tableau 5.26** *Domaine de validité des paramètres des formules de Van der Meer en eau peu profonde*

Paramètre	Symbole	Intervalle
Angle du talus	$\tan \alpha$	1/4 à 1/2
Nombre de vagues	$N$	< 3000
Cambrure nominale de la houle basée sur $T_m$	$s_{0m}$	0.01 – 0.06
Paramètre de déferlement utilisant $T_m$	$\xi_m$	1 – 5
Paramètre de déferlement utilisant $T_{m-1,0}$	$\xi_{s-1,0}$	1.3 – 6.5
Ratio de la hauteur de houle	$H_{2\%}/H_s$	1.2 – 1.4
Hauteur de la houle en eau profonde par rapport à la hauteur d'eau au pied de l'ouvrage	$H_{s0}/h_{en\ pied}$	0.25 – 1.5
Gradation de l'enrochement	$D_{r85}/D_{r15}$	1.4 – 2.0
Matériau du noyau	$D_{r50\ noyau}/D_{r50}$	0 – 0.3
Nombre de stabilité	$H_s/(\Delta D_{r50})$	0.5 – 4.5
Niveau de dommage	$S_d$	< 30

**Note :** pour plus de renseignements sur le champ d'application par rapport aux hauteurs d'eau, voir la présentation générale donnée dans les Tableaux 5.28 et 5.29.

Pour illustrer l'utilisation des formules de Van der Meer en eau peu profonde un exemple est donné à l'Encadré 5.15. Les données de l'exemple de l'Encadré 5.13 sont reprises pour montrer les différences entre une eau profonde et une eau peu profonde.

**Encadré 5.15** *Méthodologie de dimensionnement pour les formules de Van der Meer en eau (très) peu profonde*

Dans le cas où il faut dimensionner des enrochements pour la situation de l'exemple de l'Encadré 5.13, mais désormais dans une profondeur d'eau limitée, la procédure est la suivante :

1. Définir les conditions de dimensionnement de la houle en pied d'ouvrage. Les valeurs de  $H_{2\%}$  et la/les valeur(s) de  $T_{m-1,0}$  en pied d'ouvrage sont déterminées à partir des conditions de dimensionnement en eau profonde à l'aide d'un modèle numérique de propagation de la houle et/ou de la méthode de Battjes et Groenendijk (voir la Section 4.2.4.4).
2. Suivre les grandes lignes de la procédure décrite à l'Encadré 5.13, mais remplacer l'Équation 5.136 par l'Équation 5.139 et l'Équation 5.137 par l'Équation 5.140. De plus, le paramètre de déferlement  $\xi_{s-1,0}$  doit être appliqué à la place de  $\xi_m$ .

**Exemple :**

La profondeur d'eau en pied d'ouvrage est donnée comme étant  $h = 8$  m. En utilisant un modèle spectral de propagation de la houle (dans ce cas en commençant par les valeurs en eau profonde  $H_{s0} = 5$  m et  $T_m = 10$  s de l'exemple de l'Encadré 5.13) avec une bathymétrie donnée, on peut obtenir les données suivantes au pied de l'ouvrage :  $H_s = 4$  m,  $T_m = 9.5$  s et  $T_{m-1,0} = 11.5$  s, ce qui donne  $\xi_{s-1,0} = 2.39$ . La méthode de Battjes et Groenendijk mène à une valeur de  $H_{2\%} = 4.95$  m. Les valeurs des autres paramètres sont  $P = 0.4$ ,  $\tan \alpha = 0.33$ ,  $\Delta = 1.6$  et  $S_d = 2$ .

L'application de la formule en eau profonde (Équation 5.136) en utilisant  $T_m$  donnera dans cette situation (tempête de six heures, c'est-à-dire  $N = 6 \times 3600 / 9.5 = 2273$ ) :  $D_{r50} = 1.27$  m et  $M_{50} = 5.4$  t.

En utilisant la formule en eau peu profonde (Équation 5.139), avec de nouveau  $N = 6 \times 3600 / 9.5 = 2273$ , on obtient  $H_s / (\Delta D_{r50}) = 1.7$ , ce qui donne  $D_{r50} = 1.4$  m et  $M_{50} = 7.2$  t.

**Conclusion :** la stabilité des talus en enrochement en eaux **très peu** profondes exige une attention particulière. Dans cet exemple, la masse médiane minimale de l'enrochement est 30 % plus importante que les prévisions basées sur la formule en eau profonde.

**Note :** dans cet exemple, les valeurs calculées de  $H_s = 4$  m et  $T_{m-1,0} = 11.5$  s sont plutôt extrêmes. Pour la plupart des profils côtiers, un calcul numérique des conditions de houle avec  $h = 8$  m mènera à des valeurs quelque peu inférieures.

### Analyse de sensibilité

Pour étudier la sensibilité des coefficients  $c_{pl}$  et  $c_s$  des Équations 5.139 et 5.140, respectivement, la limite inférieure à 5 % de ces coefficients peut être utilisée. En supposant une distribution normale de la valeur du coefficient, cette valeur peut être calculée en multipliant l'écart-type,  $\sigma$ , par un facteur de 1.64. Le Tableau 5.27 présente ces valeurs pour les formules de Van der Meer modifiées.

**Tableau 5.27** Valeurs moyennes et valeurs dépassées à 95 % des coefficients des Équations 5.139 et 5.140 en eau peu profonde

Coefficient	Valeur moyenne, $\mu$	Ecart-type $\sigma$ du coefficient	Valeur dépassée par 95%, = $\mu - 1.64 \sigma$
$c_{pl}$	8.4	0.7	7.25
$c_s$	1.3	0.15	1.05

Pour les applications reposant sur ces formules, il est souhaitable d'effectuer une analyse de sensibilité ou un calcul probabiliste. Il faut noter que la méthode utilisant les coefficients de sécurité partiels (AIPCN, 1993) n'est pas utilisable en eau peu profonde. Dans la mesure où la hauteur de la houle dépend fortement de la hauteur d'eau en eau peu profonde avec de fortes surcotes, la hauteur de la houle est en réalité une variable dépendante (elle dépend du niveau d'eau). Pour les calculs probabilistes, il est recommandé dans ce type de cas d'utiliser le niveau d'eau comme variable statistiquement indépendante (suivant, p. ex., une distribution de Weibull). La hauteur de la houle peut alors être définie comme une fonction de la profondeur (via  $H = \gamma d$ , où  $d$  = profondeur de l'eau (m) et  $\gamma$  = coefficient de déferlement dont la valeur moyenne est  $\gamma = 0.5$  et l'écart-type  $\sigma_\gamma = 0.15$ ).

### Évolutions récentes

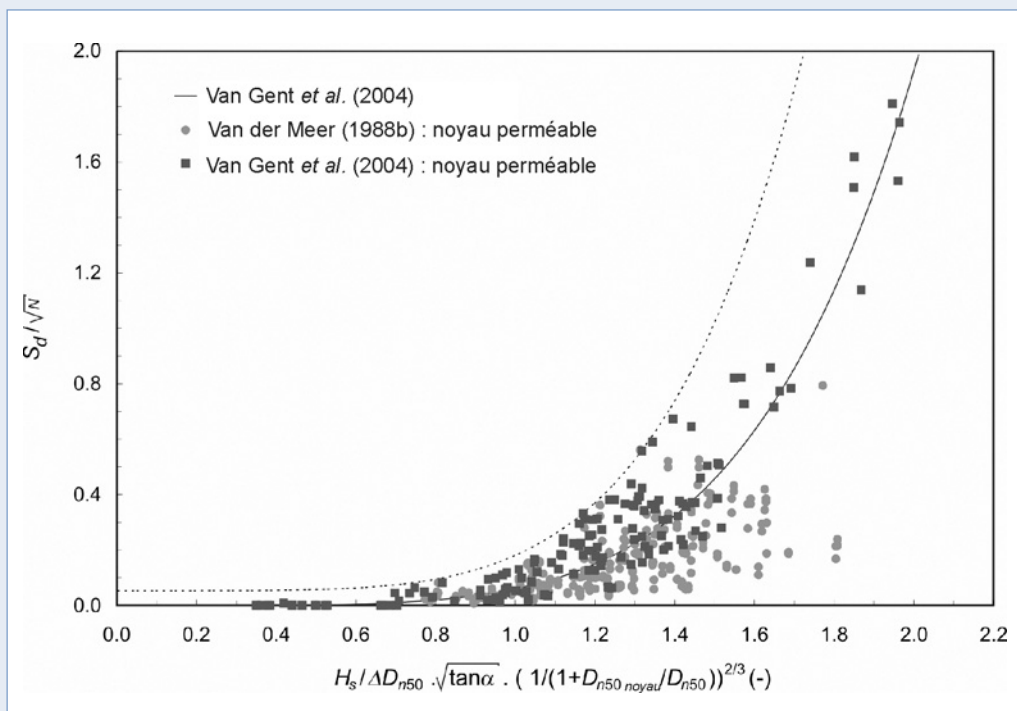
Les données présentées par Van Gent *et al.* (2004) portent principalement des conditions d'eau peu profonde (soit  $1.25 < h_{en\ pied}/H_{s-en\ pied} \leq 3$ ) et un fond devant l'ouvrage à faible pente (pente de 30/1 ou moins). Ces données ont également été utilisées pour obtenir une formule de stabilité plus simple, puisqu'il semble que l'influence de la période de la houle diminue notablement en eau très peu profonde. Cette formule peut être utilisée comme première estimation si aucune information n'est disponible au sujet des paramètres d'entrée (ou si les informations dont on dispose ne sont pas assez précises), en particulier la période énergétique de la houle,  $T_{m-1,0}$ . Cette formule est présentée à l'Encadré 5.16.

**Encadré 5.16** Van Gent – formule simplifiée

La formule de stabilité simplifiée calculée par Van Gent *et al.* (2004) est présentée ci-dessous par l'Équation 5.141.

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1.75 \sqrt{\cot \alpha} \left( 1 + D_{n50 \text{ noyau}} / D_{n50} \right)^{2/3} \left( \frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \quad (5.141)$$

L'influence de la perméabilité de l'ouvrage est intégrée à l'aide du ratio  $D_{n50 \text{ noyau}}/D_{n50}$ , qui est le ratio entre le diamètre nominal médian du matériau du noyau et celui de l'enrochement utilisé en carapace. L'influence des filtres n'est pas prise en compte dans ce ratio, ce qui signifie que l'on suppose l'absence de filtre ou la présence d'un filtre plutôt classique de 2 à 3 couches d'épaisseur. Il est à noter que l'utilisation d'un géotextile réduit la perméabilité, ce qui peut signifier qu'il faudra des blocs d'enrochement de taille plus importante qu'en l'absence de géotextile. Lorsque le noyau est constitué d'enrochement naturel à granulométrie très étendue, il est recommandé d'utiliser  $D_{n15 \text{ noyau}}$  (qui, dans la plupart des cas, correspond assez bien à la limite inférieure nominale (NLL) de la granulométrie, voir la Section 3.4.3) plutôt que la valeur médiane  $D_{n50 \text{ noyau}}$ . Si l'on utilise un géotextile sous la couche filtre, le diamètre nominal du matériau du noyau doit être fixé à  $D_{n50 \text{ noyau}} = 0$ . Le domaine de validité de l'Équation 5.141 est le même que celui des formules de Van der Meer pour l'eau peu profonde. Il figure au Tableau 5.26. Pour plus d'informations et une analyse de cette formule de stabilité, se reporter également aux travaux de Van Gent (2005).



**Notes :**

1. La courbe moyenne et la courbe de dépassement à 5 % (en pointillés) sont toutes les deux représentées.
2. Les points correspondants à Van der Meer (1988b) représentent des données en eau profonde, tandis que les données de Van Gent *et al.* (2004) repose en grande partie sur des essais en eau peu profonde, c'est-à-dire  $h_{\text{en pied}} < 3 H_{s-\text{en pied}}$ .
3. Les valeurs de  $S_d$  qui ont été utilisées pour tracer les valeurs de  $S_d/\sqrt{N}$  (points carrés sur le graphique) sont bien supérieures aux valeurs acceptables du niveau de dommage,  $S_d$ , utilisées pour le dimensionnement (voir Tableau 5.23).

**Figure 5.43** Données de Van der Meer et de Van Gent comparées à la formule de Van Gent (Équation 5.141)

L'Équation 5.141 engendre plus ou moins la même précision que les Équations 5.139 et 5.140, en utilisant la période énergétique de la houle,  $T_{m-1,0}$ ; voir également la Figure 5.43. Ainsi, et surtout si aucune information précise n'est disponible sur la période de la houle  $T_{m-1,0}$  et sur le ratio  $H_{2\%}/H_s$ , l'Équation 5.141 est une alternative aux Équations 5.139 et 5.140, en particulier pour les ouvrages dont le noyau est perméable.

### Résumé des formules de stabilité

Comme cela a été expliqué ci-dessus, il existe plusieurs formules de stabilité. Il est recommandé à l'utilisateur des formules de commencer par vérifier si les formules sont considérées comme valables pour l'application désirée (p. ex. voir les Tableaux 5.24 et 5.26) et s'il dispose d'informations sur tous les paramètres d'entrée (voir également le Tableau 5.28). S'il n'y a par exemple aucune information sur les périodes de la houle en pied d'ouvrage, les formules de stabilité de Hudson (1953) ou de Van Gent *et al.* (2004) peuvent être utilisées, mais il faut tenir compte de la dispersion autour des estimations données par ces formules. Si tous les paramètres d'entrée sont disponibles (et suffisamment précis) et si plus d'une formule est considérée comme valable pour l'application désirée, il est recommandé d'effectuer une analyse de sensibilité sur le choix de la formule de stabilité.

**Tableau 5.28** Aperçu du champ d'application des différentes formules de stabilité des carapaces en enrochement naturel

Équation n°	Hudson	Van der Meer eau profonde	Van der Meer eau peu profonde	Van Gent <i>et al.</i>
	5.134 ou 5.135	5.136/5.137	5.139/5.140	5.141
Applicable en eau profonde ? $h_{en\ pied} > 3H_{s-en\ pied}^*$	Oui	Oui	Non	Non
Applicable en eau très peu profonde ? $H_{s-en\ pied} < 70\% \text{ de } H_{s0}^*$	Non	Non	Oui	Oui
Recommandée pour des ouvrages avec noyau perméable ?	Oui, pour $K_D = 4$	Oui	Oui	Oui
Recommandée pour des ouvrages avec noyau imperméable ?	Non, sauf avec $K_D = 1$ dans l'Eq 5.135	Oui	Oui	Non
Expérience de dimensionnement avec la formule	Oui	Oui	Limitée	Non
Infos requises sur le nombre de vagues ?	Non	Oui	Oui	Oui
Infos requises sur la période de la houle ?	Non	Oui ( $T_m$ )	Oui ( $T_{m-1,0}$ )	Non
Infos requises sur la hauteur de la houle $H_{2\%}$ ?	Non	Non	Oui	Non
Infos requises sur la perméabilité $P$ ?	Non	Oui	Oui	Non
Infos requises sur le $D_{r50}$ du matériau du noyau ?	Non	Non	Non	Oui

**Note :** \* pour plus d'informations sur le domaine de validité des formules d'origine de Van der Meer en eau profonde et en eau peu profonde, se reporter au Tableau 5.29.

**Tableau 5.29** Aperçu du champ d'application des formules de stabilité de Van der Meer

	Caractérisation de la profondeur de l'eau		
	Eau très peu profonde	Eau peu profonde	Eau profonde
<b>Paramètre :</b> Hauteur d'eau relative en pied : $h_{en\ pied}/H_{s-en\ pied}$ Ratio de hauteur de la houle, $R_H$ $R_H = H_{s-en\ pied}/H_{s0}$	$\approx 1.5 - \approx 2$ $< 70\%$	$< 3$ $70\% < R_H < 90\%$	$> 3$ $> 90\%$
<b>Formules de stabilité :</b> Van der Meer - eau profonde Équations n° 5.136 et 5.137		←	
Van der Meer - eau peu profonde Équations n° 5.139 et 5.140	→		

### Évolution du dommage – Méthode de Melby

Les équations ci-dessus sont toutes basées sur un dommage se produisant au paroxysme d'une tempête unique. Il est parfois nécessaire, en particulier pour la maintenance, de déterminer le dommage cumulé sur plusieurs tempêtes. Melby (2001) propose une méthode pour cela. Le dommage cumulé,  $S_d$  (-), peut être calculé grâce à l'Équation 5.142. L'Encadré 5.17 illustre un exemple d'évaluation du dommage cumulé.

$$S_d(t_n) = S_d(t_0) + 0.025 \frac{N_{s,n}^5}{T_{m,n}^b} (t_n^b - t_0^b) \quad (5.142)$$

où

$N_s$  =  $H_s / (\Delta D_{n50})$ , le nombre de stabilité (-), basé sur la hauteur significative de la houle,  $H_s = H_{1/3}$  (m);

$T_m$  = période moyenne de la houle (s);

$t_n$  = durée de la/des tempête(s) supplémentaire(s);

$t_0$  = durée de la tempête avant d'atteindre un dommage  $S_d(t_0)$  (s);

$S_d(t_n)$  = dommage à l'instant  $t_n$ ;

$S_d(t_0)$  = dommage à l'instant  $t_0$ ;

$n$  = indice chronologique (-);

$b$  = coefficient déterminé d'après des essais (-), égal à 0.25.

**NOTE:** pour le calcul du dommage causé par un événement unique (ou par le premier d'une série),  $t_0$ , et  $S_d(t_0)$  sont tous les deux égaux à 0.

La formule de Melby (Équation 5.142) repose sur des essais en laboratoire dont le domaine de validité est limité :

- les conditions de houle, caractérisées par une profondeur limitée, sont relativement constantes pendant les tempêtes suivantes;
- la pente du talus de l'ouvrage est de 2/1 et le paramètre de déferlement,  $\xi_m$ , est compris entre 2 et 4;
- il s'agit d'ouvrages en enrochement dont le noyau est relativement imperméable, ce qui peut s'exprimer par des valeurs du coefficient de perméabilité nominale  $P \leq 0.4$  (voir la Figure 5.39);
- le ratio entre la dimension de l'enrochement de la carapace et celle d'enrochement de la couche filtre est de  $D_{n50\text{-carapace}}/D_{n50\text{-filtre}} = 2.9$ .

#### Encadré 5.17 Évolution du dommage d'après Melby (2001)

Étant donné une hauteur de houle  $H_s = 2.1$  m, une période moyenne  $T_m = 10.8$  s, une taille d'enrochements  $D_{n50} = 0.78$  m et une densité relative déjaugée  $\Delta = 1.65$ , le nombre de stabilité a une valeur de:  $N_s = H_s / (\Delta D_{n50}) = 2.1 / (1.65 \times 0.78) = 1.6$ . Le dommage après une première tempête de 4 heures (= 14400 s), déterminé à l'aide de l'Équation 5.142, s'élève à :

$$S_d = 0 + 0.025 \frac{1.6^5}{10.8^{0.25}} (14400^{0.25} - 0^{0.25}) = 1.58$$

On suppose que cette tempête soit suivie d'une seconde tempête d'une durée de 4 heures également, caractérisée par:  $H_s = 2.4$  m et  $T_m = 10.8$  s (à nouveau). Le nombre de stabilité devient alors:  $N_s = 2.4 / (1.65 \times 0.78) = 1.86$ . Le dommage cumulé, calculé là encore à l'aide de l'Équation 5.142, devient :

$$S_d = 1.58 + 0.025 \frac{1.86^5}{10.8^{0.25}} (28800^{0.25} - 14400^{0.25}) = 1.58 + 0.65 = 2.23$$

La conclusion de cet exemple est que le dommage après la première tempête est négligeable et que la seconde tempête l'aggrave. Lorsque l'on applique les formules de Van der Meer pour la première tempête (en supposant une valeur de perméabilité  $P$  convenable, etc.), on peut également obtenir un dommage  $S_d = 1.58$ . En appliquant les mêmes paramètres à la seconde tempête uniquement, les formules de Van der Meer donnent une valeur de  $S_d$  plus élevée uniquement pour la seconde tempête qu'avec la méthode de Melby. Les différences existent donc bien, mais elles sont minimales dans le cas considéré ici.

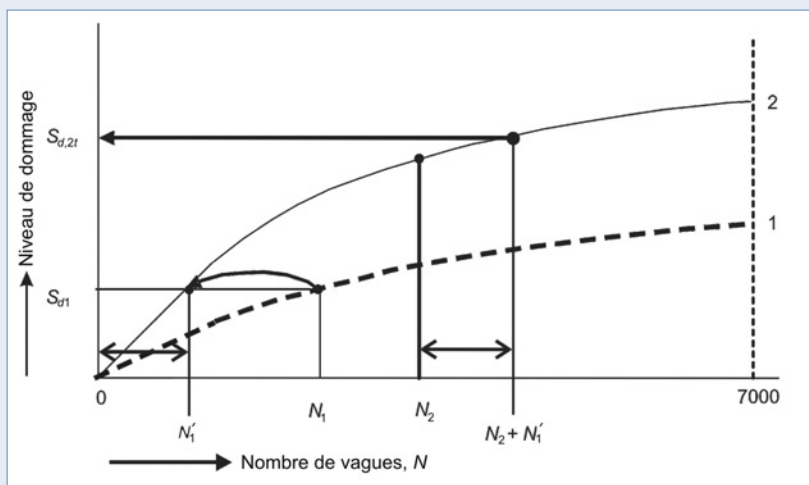
### Évolution du dommage – méthode de Van der Meer

Van der Meer (1988b, 2000) a proposé une approche faisant un usage direct des formules de stabilité données par les Équations 5.136 et 5.137. L'Encadré 5.18 expose la méthode de calcul du dommage cumulé à l'aide de cette approche.

#### Encadré 5.18 Détermination du dommage cumulé à l'aide de l'approche de Van der Meer (1988b, 2000)

La méthode d'estimation du dommage cumulé causé par des tempêtes consécutives est la suivante :

- calculer le dommage,  $S_{d1}$ , pour les premières conditions de houle, en utilisant l'Équation 5.136 ou 5.137, selon le cas ;
- pour les deuxièmes conditions de houle, calculer combien de vagues seraient nécessaires pour causer un dommage équivalent à celui qu'ont entraîné les premières conditions de houle. Ce nombre est noté  $N_1'$  (voir également la Figure 5.44) ;
- ajouter ce nombre de vagues  $N_1'$  au nombre de vagues des deuxièmes conditions de houle :  $N_t = N_2 + N_1'$  (voir la Figure 5.44) ;
- calculer le dommage  $S_{d2t}$  dans les deuxièmes conditions de houle avec ce nombre accru de vagues, en utilisant là encore la formule de stabilité appropriée, à savoir l'Équation 5.136 ou 5.137 ;
- pour les troisièmes conditions de houle, calculer combien de vagues seraient nécessaires pour causer un dommage équivalent à celui qu'ont entraîné les deuxièmes conditions de houle etc.



**Figure 5.44** Illustration de la méthode d'évaluation du dommage cumulé induit par deux tempêtes consécutives

### Matériau du filtre

Les digues et les revêtements sont généralement constitués d'une carapace (d'une épaisseur d'environ  $2k_r D_{n50}$ ), d'une ou plusieurs sous-couche(s) ou filtre(s) granulaires et d'un noyau. Un géotextile peut être placé entre le noyau et les sous-couches granulaires (en particulier en présence d'un matériau fin tel que du sable). Les particules de petite taille qui se trouvent sous le filtre ne doivent pas être emportées à travers la couche filtre et les enrochements du filtre ne doivent pas être emportés à travers la carapace. Les règles relatives au filtre sont traitées aux Sections 5.2.2.10 et 5.4.3.6.

Il y a deux avantages à ce que les enrochements de la sous-couche soient de taille relativement importante. En premier lieu, la surface de la sous-couche est moins lisse avec des enrochements plus gros, ce qui augmente le phénomène de frottement entre la carapace et la sous-couche. En second lieu, une sous-couche grossière donne plus de perméabilité à l'ouvrage et accroît de fait la stabilité du matériau constitutif de la carapace.

L'utilisation de géotextiles sous le matériau du filtre peut faire diminuer la perméabilité de l'ouvrage, ce qui réduit la stabilité de la carapace. Ainsi, on peut s'attendre à un dommage supérieur en présence de géotextiles sous la sous-couche. Dans la formule de stabilité de Hudson, il faut utiliser  $K_D = 1$  en présence d'un géotextile sous la couche filtre. Dans les formules de stabilité de Van der Meer, et dans la version modifiée de ces formules pour les eaux peu profondes, le paramètre de perméabilité doit être fixé à  $P = 0.1$ .

### Influence de la pente des fonds

Peu d'informations sont disponibles sur l'effet des fonds devant l'ouvrage pentus combinés à de la houle limitée par la profondeur sur la stabilité des carapaces en enrochement naturel. Cependant des exemples de dommage dans ces conditions spéciales montrent qu'il faut appliquer un coefficient de sécurité sur la taille de l'enrochement requise déterminée lors des études préliminaires. Au moment de la rédaction de ce guide, de nombreuses recherches portant sur ce sujet sont en cours mais des recommandations ne sont pas encore disponibles. Comme règle empirique, on peut augmenter de 10 % la taille de l'enrochement que l'on obtient en situation *normale* d'eau profonde avec le même spectre de la houle en pied d'ouvrage. Ce facteur doit être appliqué à la valeur du diamètre nominal médian,  $D_{n50}$ , soit  $f_{Dn50} \geq 1.1$ .

### Influence de la gradation de l'enrochement sur la stabilité

La stabilité d'un enrochement de granulométrie (très) étendue a été étudiée par Allsop (1990). Des essais en modèle réduit sur un talus de pente 2/1 doté d'un noyau imperméable ont été effectués pour déterminer si l'utilisation d'un enrochement ayant une gradation supérieure à  $D_{85}/D_{15} = 2.25$  modifie de manière substantielle la performance de l'enrochement par rapport à celle calculée à l'aide des formules de Van der Meer (1988b) (Équations 5.136 et 5.137). Les résultats des essais ont confirmé la validité de ces équations pour les enrochements de granulométrie étroite ( $D_{85}/D_{15} < 2.25$ ). Les granulométries très étalées, telles que  $D_{85}/D_{15} = 4$ , peuvent en général subir un dommage légèrement supérieur à celui qui est estimé pour les granulométries étroites. Quel que soit l'ouvrage, les variations locales de taille des blocs dans la carapace seront plus importantes que pour les granulométries étroites. Ce phénomène augmentera les variations spatiales du dommage, accroissant la probabilité d'un dommage local important. En outre, les essais ont montré que le début de mouvement concernait d'abord les blocs de petites tailles puis les blocs plus importants. Des informations complémentaires sont disponibles dans les références mentionnées ci-dessus et dans Allsop (1995). À partir de ces informations, il est recommandé que l'application des formules en eau profonde de Van der Meer (Équations 5.136 et 5.137), de la version de ces formules modifiées par Van Gent *et al.* (2004) pour l'eau peu profonde (Équations 5.139 et 5.140), ainsi que de la formule de stabilité simple proposée par Van Gent *et al.* (2004) pour l'eau peu profonde, soit limitée aux granulométries pour lesquelles  $D_{n85}/D_{n15} < 2.25$ .

### Influence de la forme de l'enrochement sur la stabilité

Les effets de la forme de l'enrochement sur la stabilité ont été décrits par Latham *et al.* (1988). Ils ont testé la stabilité des talus en enrochement présentant différentes formes d'enrochement, parmi lesquelles les formes *semi-arrondie*, *très arrondie* et *tabulaire*. On a constaté que les enrochements très *arrondis* subissaient un dommage plus important que les enrochements standard (c'est-à-dire rugueux et anguleux). Les blocs *tabulaires* présentaient, à la surprise générale, une meilleure stabilité que les enrochements standard. L'influence des formes d'enrochement non-classiques peut être prise en compte en multipliant le diamètre réel de l'enrochement,  $D_{n50}$ , par le facteur donné dans la dernière colonne du Tableau 5.30. Pour les formules de Van der Meer (1988b), que ce soit en eau profonde (c'est-à-dire les Équations 5.136 et 5.137) ou peu profonde (c'est-à-dire les Équations 5.139 et 5.140), il est possible de faire une distinction entre les conditions de déferlements *plongeants* et *gonflants*. L'influence de formes non-classiques peut être prise en compte en ajustant les coefficients  $c_{pl}$  et  $c_s$  en les multipliant par les facteurs donnés dans la deuxième et dans la troisième colonne du Tableau 5.30.

**NOTE :** la forme du bloc d'enrochement découle de la structure de la masse rocheuse ; elle est donc difficilement ajustable par les techniques de production (voir la Section 3.4.1).

**Tableau 5.30** Facteurs correspondant à des formes d'enrochement non-classiques, à appliquer aux coefficients des formules de stabilité de Van der Meer ou à  $D_{n50}$  pour les autres formules de stabilité

Forme de l'enrochement	$c_{pl}$ (-)	$c_s$ (-)	$D_{n50}$ (-)
Semi-arrondie	0.95	1.0	0.95
Arrondie	0.95	0.8	0.85
Tabulaire	1.10	1.3	1.10



### Influence de la pose et du placement des blocs d'enrochement

Lors de la construction de carapaces en enrochement naturel, l'entreprise s'efforce souvent de poser les enrochements de façon compacte les uns sur les autres. La raison en est parfois esthétique mais, la plupart du temps, il s'agit d'une mesure visant à accroître la stabilité de l'ouvrage. Le maître d'ouvrage peut également exiger de minimiser les vides pouvant présenter un risque en matière de sécurité. Les grappins mécaniques permettent de manipuler des blocs d'enrochement relativement volumineux de telle manière que les éléments de la carapace soient étroitement imbriqués. Les ouvrages qui en résultent peuvent être d'une nature très différente des enrochements disposés de manière aléatoire généralement testés en laboratoire et sur lesquels reposent la plupart des méthodes de dimensionnement.

Les effets de la pose des enrochements sur les propriétés des carapaces ont été étudiés par Stewart *et al.* (2003a et 2003b). L'étude a consisté à soumettre des modèles réduits de carapaces constituées de blocs d'enrochement soigneusement agencés, à l'attaque de la houle et a étudié le dommage ainsi produit. Les résultats des essais ont été comparés aux formules de stabilité de Van der Meer (1988b), c'est-à-dire aux Équations 5.136 et 5.137 pour des couches d'enrochement à disposition aléatoire. On a découvert que la stabilité des couches soigneusement disposées dépassait, en règle générale, celle des couches disposées de manière aléatoire.

Cependant, il a été démontré que la stabilité des carapaces est extrêmement sensible au degré de savoir-faire (ou à la *qualité d'exécution*), avec lequel la couche a été agencée. Ce paramètre est à la fois difficile à quantifier et à contrôler, il a donc été décidé que les conclusions de l'étude devaient être appliquées avec précaution. Il a également été établi que la forme des enrochements était un facteur d'importance. Les blocs d'enrochement de nature plutôt massive sont plus enclins à une pose compacte et de fait à une stabilité accrue, que les blocs arrondis. La Section 3.4.1 analyse la quantification de la forme des enrochements et inclut une définition du « blockiness ».

Suite à cette étude, une relation a été proposée entre la stabilité de la carapace et la porosité de couche. Bien que les résultats aient présenté une très grande dispersion, principalement (c'est du moins ce que l'on croit) du fait des difficultés à contrôler la qualité d'exécution, l'amélioration de la stabilité de l'enrochement est généralement associée à une faible porosité de couche. La stabilité de plusieurs carapaces a été quantifiée en déterminant des valeurs alternatives aux coefficients  $c_{pl}$  et  $c_s$  à la place des valeurs de 6.2 et 1.0 des Équations 5.136 et 5.137. Dans le cas de **couches bien denses sur des ouvrages perméables** (d'une perméabilité nominale  $P = 0.5$ , voir la Figure 5.39), les valeurs suivantes ont été proposées pour ces coefficients :

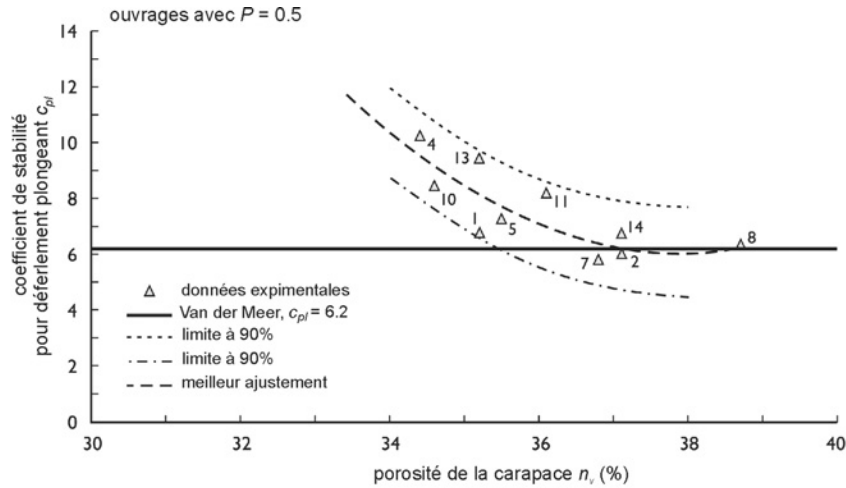
$$c_{pl} = 7.8 \text{ et } c_s = 1.8.$$

Les Figures 5.45 et 5.46 montrent que ces carapaces sont capables de résister à des vagues plus hautes de 35 % et de 60 %, dans la zone de déferlement plongeant et dans la zone de déferlement gonflant, respectivement, par rapport à des couches placées de manière aléatoire. Les essais menés sur des ouvrages à noyau imperméable ( $P = 0.1$ ) ont également montré que les carapaces à disposition dense avaient en règle générale des performances supérieures à celles des couches placées de manière aléatoire, bien que les données ne soient pas suffisamment nombreuses pour que l'on puisse déterminer une relation.

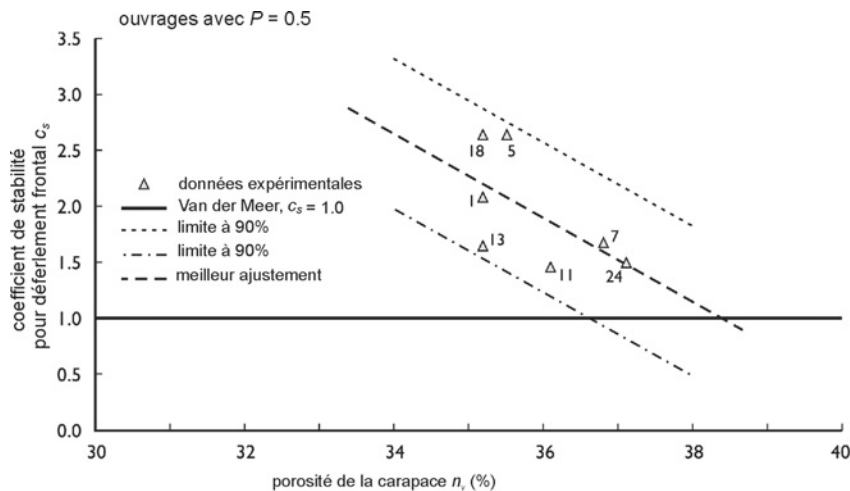
Pour qu'une carapace soit considérée comme dense, elle doit remplir – au minimum – les critères suivants :

- chaque enrochement doit avoir une orientation convenablement contrôlée et être placée au-dessus de l'eau. Dans la pratique, cela signifie que les enrochements doivent être disposés à l'aide d'un grappin – et non pas déversés. Une grue munie d'une élingue ne garantit pas un contrôle suffisant ;
- la porosité de la couche doit être inférieure à 35 % ;
- les enrochements ne doivent pas être arrondis ni semi-arrondis. Si les valeurs de blockiness sont connues, il ne doit pas y avoir d'enrochements (ou peu) dont le coefficient de blockiness est inférieur à 50 %.

La qualité d'exécution ou le savoir-faire appliqué à l'agencement influence tout particulièrement la densité de pose. Ce paramètre est extrêmement difficile à quantifier et à contrôler. Pour qu'une pose dense de l'enrochement puisse constituer un facteur important du dimensionnement d'une carapace, il faut, comme pour toutes les conceptions qui s'écartent des procédures standard, effectuer des essais sur modèles physiques afin de compléter l'étude préliminaire. Les essais sur modèles doivent reproduire aussi précisément que possible la forme des enrochements, la méthode de pose et la densité de pose de l'ouvrage à réaliser.



**Figure 5.45** Impact de la porosité de la carapace sur la stabilité (déferlement plongeant). La courbe horizontale représente le coefficient de l'Équation 5.136 basé sur des couches disposées aléatoirement (Stewart et al., 2003a)



**Figure 5.46** Impact de la porosité de la carapace sur la stabilité (déferlement gonflant). La courbe horizontale représente le coefficient de l'Équation 5.137 basé sur des couches disposées aléatoirement (Stewart et al., 2003a)

Les conclusions de l'étude suggèrent également que les formules de stabilité élaborées pour des couches disposées de manière aléatoire peuvent être appliquées, de façon sécuritaire, à des couches placées individuellement, et que les ouvrages constitués de blocs agencés de façon dense disposeront probablement d'une résistance de réserve supérieure à celle qui est estimée par les formules classiques.

#### Stabilité face aux vagues induites par la navigation

L'influence des vagues induites par la navigation sur la stabilité des talus en enrochement a été étudiée par Boeters et al. (1993). L'applicabilité d'une première estimation basée sur la formule de Van der Meer (1988b) pour un déferlement plongeant en eau peu profonde a été analysée. La relation de stabilité ainsi obtenue est exprimée par l'Équation 5.143.

$$\frac{H_{2\%}}{\Delta D_{n50}} = 8.2 P^{0.18} \left( \frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \xi^{-0.5} \quad (5.143)$$

Bien que la mer de vent et les vagues induites par la navigation présentent de nombreux points communs, le problème réside principalement dans la définition des valeurs de  $N$ ,  $H$  et  $\xi$  adéquats pour les vagues induites par la navigation. Ainsi, pour le nombre de vagues, égal au nombre de passages de navires,  $N$  (-), le cycle de vie total (p. ex. environ 20 ans) doit être pris en compte de même que le type de navires (les principaux types suffisent), ce qui donne généralement un nombre de navires, par exemple d'environ 2000, par conséquent  $N = 2000$ . Pour ce qui est de  $H$ , la houle induite par la navigation est définie comme équivalente à  $H_{2\%}$  (m). Il est en outre important de noter que les dommages dus à différentes vagues peuvent être superposés et que les substitutions et remarques suivantes s'appliquent :

- $H_{2\%}$  est le maximum des crêtes d'interférence,  $H_i$  (m), défini par l'Équation 5.144 :

$$H_i = 1.2 \alpha_i h (y_s / h)^{-1/3} V_s^4 / (g h)^2 \quad (5.144)$$

où

$\alpha_i$  = coefficient qui dépend du type de navire (-) :  $\alpha_i = 1$  pour les remorqueurs, les bateaux de plaisance et les convois ordinaires chargés,  $\alpha_i = 0.35$  pour les navires ordinaires vides,  $\alpha_i = 0.5$  pour les convois poussés vides ;

$h$  = hauteur d'eau (m) ;

$V_s$  = vitesse du navire (m/s) (voir la Section 4.3.4) ;

$y_s$  = distance par rapport à la rive, perpendiculaire à la ligne de navigation (m).

- $\xi$  est basé sur  $H_i$  et  $L_i$ , et la longueur d'onde,  $L_i$  (m), est estimée à l'aide de l'Équation 5.145 :

$$L_i = \frac{4\pi V_s^2}{3g} \quad (5.145)$$

En plus de l'approche présentée ci-dessus, l'Équation 5.146 donne une relation plus simple permettant d'évaluer la stabilité d'une carapace en enrochement lors des crêtes d'interférence :

$$\frac{H_i}{\Delta D_{50}} = 1.8 (\cos \beta)^{-1/2} \quad (5.146)$$

où  $\beta$  est l'angle des crêtes des vagues incidentes par rapport à la rive ( $^\circ$ ). Pour les crêtes d'interférence ou les ondes secondaires :  $\beta \approx 55^\circ$  pour les navires normaux, tandis que cet angle est beaucoup plus aigu pour les navires à grande vitesse.

**NOTE :** l'Équation 5.146 a été calculée à partir de la taille de tamis,  $D_{50}$  (-). Le même principe s'applique à l'Équation 5.147 ci-dessous. En règle générale, on peut utiliser  $D_{n50} \approx 0.84 D_{50}$  pour l'enrochement naturel. En outre, l'Équation 5.146 a été calculée pour des ouvrages présentant un angle de talus tel que  $\cot \alpha \approx 3$ .

À des fins de dimensionnement,  $H_i/(\Delta D_{n50})$  doit être compris entre 2 et 3.

Dans le cas des **ondes transversales de poupe**, l'Équation 5.147 donne la relation de stabilité entre la hauteur de l'onde de poupe,  $z_{max}$  (m), et les paramètres structurels.

$$\frac{z_{max}}{\Delta D_{50}} = 1.5 (\cot \alpha)^{1/3} \quad (5.147)$$

À des fins de dimensionnement,  $z_{max}/(\Delta D_{n50})$  doit être compris entre 2 et 3. La Section 4.3.4 contient des informations sur la façon de déterminer la valeur de  $z_{max}$ .

### 5.2.2.3 Carapaces en enrochement artificiel

Dans des conditions de houle de dimensionnement modérées et sur des sites où la qualité, la taille et la quantité d'enrochements naturels sont suffisantes, le premier choix de carapace est donc dans la plupart des cas l'enrochement naturel, pour des raisons économiques et éventuellement esthétiques. L'enrochement artificiel peut être nécessaire dans des conditions de dimensionnement plus extrêmes ou sur des sites où l'on ne dispose pas d'enrochement naturel de taille, de qualité et en quantité suffisantes. La Section 3.12 présente quelques critères pour sélectionner le type d'enrochement le plus approprié : on y trouve une analyse des propriétés, des conditions de placement des couches et de la fabrication d'enrochement artificiel. La stabilité hydraulique de l'enrochement artificiel est abordée dans la présente section.

Différentes approches ont été mises au point pour garantir la stabilité hydraulique des carapaces en enrochement artificiel :

- la **première approche** est basée sur des blocs artificiels dont la résistance est principalement due à leur poids ;
- la **deuxième approche** repose sur des carapaces constituées d'enrochements artificiels présentant une imbrication considérable avec les blocs adjacents ;
- la **troisième approche** est basée sur des carapaces dont les blocs sont disposés de manière uniforme, et pour lesquels une grande partie de la résistance est obtenue par **frottement entre les différents blocs**. On peut inclure dans cette dernière classe les revêtements constitués de blocs préfabriqués de revêtement, étudiés par Klein Breteler et Bezuijen (1991), McConnell (1998), Pilarczyk (1998) et Turk et Melby (2002).

Le Tableau 5.31 donne un aperçu des principaux types de blocs d'enrochement artificiel.

**Tableau 5.31** Classification des blocs d'enrochement en fonction de leur forme, de leur disposition et du facteur de stabilité

Plan de pose	Nombre de couches	Forme	Facteur de stabilité (paramètre principal)		
			Poids	Imbrication	Frottement
Aléatoire	Couche double	Simple	Cube, Cube Antifer, Cube Modifié		
			Tétrapode, Akmon, Tripode		
	Complexe		Stabit, Dolos		
	Couche simple	Simple	Cube		Cube
Complexe			Stabit, ACCROPODE, CORE-LOC, Xbloc		
Uniforme	Couche simple	Simple	Haro		Seabee, HARO
		Complexe			Cob, Shed, Tribar, Diode

**Note :** le HARO peut être également placé en double couche.

En règle générale, le dimensionnement des carapaces en enrochement artificiel suit la méthode globale appliquée à l'enrochement naturel, mais les formules et/ou les coefficients de dimensionnement sont différents. L'approche la plus simple (en particulier pour le prédimensionnement) consiste à appliquer l'équation de Hudson avec des valeurs spécifiques de  $K_D$  calculées à partir des essais sur modèles, anciens ou génériques. D'autres formules empiriques peuvent également être utilisées pour des types particuliers de blocs. Il n'existe que peu d'informations concernant la progression du dommage (voir la Section 5.2.2.2 pour l'enrochement naturel) et que très peu d'indications sur les actions directes ou indirectes exercées par la houle. Quelques informations existent sur les contraintes dans les blocs et sur leur solidité, basées sur des essais en grandeur nature et sur des modélisations de contraintes, mais seulement pour certains types de blocs.

Puisque la stabilité peut varier pour différentes raisons, il est recommandé d'avoir recours à des essais sur modèles physiques pour tous les blocs d'enrochement artificiel complexes. Il est à noter

que ces essais sont plus complexes que les essais sur carapace en enrochement naturel traditionnelle et qu'ils exigent par conséquent une expérience dans le domaine de la modélisation physique.

### Masse volumique du béton

On utilise pour la plupart des enrochements artificiels un béton dont la masse volumique est plutôt classique, comprise par exemple entre 2200 kg/m<sup>3</sup> et 2600 kg/m<sup>3</sup> ( $\Delta \approx 1.2-1.6$ ). Les Cubes (y compris les cubes Antifer) ont parfois une masse volumique beaucoup plus élevée, par exemple 3000 kg/m<sup>3</sup> ( $\Delta \approx 2$ ), bien que cela soit rarement le cas pour des blocs complexes. Des recherches menées sur des blocs cubiques de densité encore plus élevée (de 4000 kg/m<sup>3</sup>, p. ex., soit  $\Delta \approx 3$ ), effectuées à partir de granulats lourds, indiquent que le béton à densité élevée peut être utile et que le dommage, comme pour les blocs Cubes de densité normale, peut être exprimé par le paramètre de stabilité  $N_s = H_s / (\Delta D_n)$  (Van Gent *et al.*, 2002). L'utilisation de blocs artificiels à densité élevée signifie que le volume de chaque bloc est réduit et donc que la couche a une épaisseur moindre. Contrairement aux blocs tels que les Cubes, qui tirent la majeure partie de leur résistance de leur masse, il n'existe pas assez d'informations sur les enrochements artificiels à imbrication pour déterminer si le dommage subi par des blocs imbriqués à densité élevée peut être exprimé uniquement par le paramètre de stabilité  $H_s / (\Delta D_n)$ . Si ce type de blocs est envisagé, il est nécessaire d'étudier en détail les performances hydrauliques et structurelles en portant une attention particulière aux effets que peut avoir une densité du béton non-standard.

### Dimensionnement de blocs creux placés uniformément

La stabilité de blocs artificiels creux placés de manière uniforme repose sur le phénomène de frottement entre blocs adjacents et dépend principalement de l'épaisseur de la couche et partiellement du poids des blocs. Le phénomène de frottement entre les blocs disposés de manière uniforme varie beaucoup moins que pour des blocs imbriqués placés aléatoirement. La résistance d'une carapace à blocs frottants est par conséquent plus homogène que celle d'une carapace à blocs imbriqués. Les carapaces à blocs frottants sont très stables. Des coefficients de stabilité  $K_D > 100$  (Formule de Hudson, voir la Section 5.2.2.2) ont été déterminés au cours d'essais sur modèles. Les marges de sécurité requises pour le dimensionnement hydraulique de carapaces constituées de blocs creux sont moins importantes que pour les carapaces à blocs imbriqués. Parmi les autres avantages des blocs creux figurent la disposition en couche simple, des tailles de blocs relativement petites, le placement simultané de blocs et une porosité de la carapace relativement élevée (p. ex. de 60 %), ce qui permet d'économiser le béton et d'accroître la performance hydraulique.

La disposition de blocs artificiels creux sur des talus à géométrie complexe (bermes, talus concourants, musoirs de digues, etc.) peut exiger des blocs spéciaux ou des cales. Le placement des blocs creux sous l'eau nécessite un placement final par des plongeurs et s'effectue généralement contre une butée de pied en béton préfabriqué. Si l'environnement est agité, il sera pratiquement impossible d'agencer avec précision ces blocs sous l'eau.

Le procédé de dimensionnement des blocs creux est totalement différent de celui d'une carapace traditionnelle. L'application d'une carapace constituée de blocs creux requiert des conseils de dimensionnement de la part des développeurs du bloc, dans la mesure du possible (voir le Tableau 5.32), ou de la part de concepteurs aguerris à l'utilisation des blocs en question. Peu de formules de stabilité ont été déterminées pour ce type de blocs. Leur dimensionnement repose en règle générale sur la connaissance du site et sur des essais sur modèles physiques.

**Tableau 5.32** Élaboration de blocs creux

Bloc artificiel	Pays	Année	Concepteur
Cob	Royaume-Uni	1966	Coode & Partners, Londres
Seabee	Australie	1978	University of New South Wales
Diode	Royaume-Uni	1981	P C Barber
Shed	Royaume-Uni	1982	Shephard Hill Civil Eng. Ltd.
HARO	Belgique	1984	Haecon N.V.

On a utilisé des blocs **Cob** et **Shed** de taille unique ( $M_a = 2$  t et  $D_n = 1.3$  m) dans des conditions de houle comprises entre  $H_s = 2$  m et  $H_s = 4$  m. En deçà de la limite inférieure de cette fourchette de hauteurs de houle, il peut être plus économique d'utiliser des blocs de plus petites tailles, bien que certains avantages apparaîtraient avec l'utilisation de blocs de grandes dimensions par rapport à la hauteur de la houle qui de fait permet la réduction du nombre d'opérations nécessaires pour couvrir la surface donnée. Allsop et Herbert (1991) ont remarqué que le début du mouvement de ces blocs se produit lorsque  $H_s/(\Delta D_n) = 4.8$ . Pour de plus amples informations sur les carapaces en blocs Cob et Shed, se reporter également aux travaux d'Allsop et Jones (1996).

Les **Seabees** sont dimensionnés à l'aide d'une méthode établie par Brown (1983 et 1988), parfois surnommée *théorie de la couche*, qui, pour des blocs placés suivant un motif particulier, implique une forte dépendance de la masse du bloc,  $M_a$  (kg), et de la hauteur de la houle,  $H_s$  (m), comme l'expriment les Équations 5.148 et 5.149 :

$$D = t_a = \frac{H_s}{(1-n_v)C_B F_\alpha \Delta} \quad (5.148)$$

$$M_a = D A_g (1-n_v) \rho_c \quad (5.149)$$

où

- $D$  = hauteur du bloc Seabee (m); dans ce cas égale à  $t_a$  = épaisseur de la couche (m);
- $n_v$  = porosité de couche de la carapace (-), à peu près égale à :  $n$  = porosité du bloc (-);
- $C_B$  = coefficient de stabilité hydraulique (-);
- $F_\alpha$  = fonction de l'angle du talus (-), approximée par :  $F_\alpha = (\cot \alpha)^{1/3}$ ;
- $A_g$  = surface brute du bloc prismatique projeté sur le talus (m<sup>2</sup>);
- $\rho_c$  = masse volumique du béton (kg/m<sup>3</sup>);
- $\Delta$  = densité relative déjàugée (-).

**NOTE:** l'Équation 5.148 peut être reformulée afin d'obtenir une expression basée sur le paramètre de stabilité  $N_s$ :  $H_s/(\Delta D) = (1-n_v)C_B(\cot \alpha)^{1/3}$ .

La valeur de  $C_B$  varie en fonction de la position sur le talus par rapport au niveau de l'eau. À des fins de dimensionnement, une valeur de  $C_B$  est déterminée pour la zone de la carapace soumise à la tempête, puis les tailles des blocs sur le reste de la digue pourront, si désiré, être réduites progressivement (jusqu'à environ 60 % de la valeur de la zone soumise à la tempête). Pour le dimensionnement, on utilise habituellement la valeur  $C_B = 5$ . On peut faire varier la porosité des Seabees,  $n$  (-), pour satisfaire les exigences de performance hydraulique, de résistance, de fabrication, d'esthétisme ou de facilité de circulation. La porosité des Seabees est habituellement comprise entre  $n = 30$  et  $n = 50$  %. Lors de l'utilisation de l'Équation 5.149, il est possible de choisir la valeur de la masse des blocs (pour des raisons de fabrication ou de manutention), permettant ainsi de déterminer la surface du bloc requise.

Le concept initial de dimensionnement du **Diode** s'appliquait à des blocs de stabilité et de porosité similaires à celles des Cobs, mais avec une plus forte diminution du run-up de la houle. Les blocs primaires sont disposés selon un motif strict, les bords verticaux des coins étant en contact avec ceux des blocs voisins. Les saillies des coins qui s'imbriquent pour limiter les mouvements horizontaux ou verticaux permettent un encastrement supplémentaire. Les blocs secondaires sont placés entre quatre blocs primaires sans s'y imbriquer directement.

Les résultats des essais sur modèles hydrauliques sont présentés par Barber et Lloyd (1984) et montrent une grande stabilité par rapport à la taille des blocs. Les dimensions d'origine d'un bloc Diode étaient de 1.5 m de long sur 1.1 m de hauteur, pour une utilisation sur un talus de pente 1.9/1 et une hauteur de houle de dimensionnement fixée à  $H_s = 3.3$  m.

Le **HARO** a été testé en couche simple et double avec un placement à motif sur des talus de pente 3/2 et 2/1 (De Rouck *et al.*, 1987 et 1994). La stabilité a été analysée selon la formule de



Hudson (voir la Section 5.2.2.2) qui a donné des valeurs de  $K_D$  de 12 pour des blocs Haro placés en double couche sur des sections courantes et exposés à une houle non-déferlante. En utilisant le nombre de stabilité  $H_s/(AD_n)$  pour définir le dommage constaté, les valeurs approximatives de  $H_s/(AD_n)$  suivantes ont été obtenues: 2.2 pour l'état de *dommage nul* et 3.7 pour un *dommage important* dans le cas de blocs Haro disposés en deux couches sur un talus de pente 3/2.

### Enrochement artificiel à disposition aléatoire – généralités relatives au dimensionnement

Selon le type de blocs, les blocs artificiels sont disposés en une ou deux couches (voir également la Section 3.12 et le Tableau 5.31).

Le système traditionnel en deux couches est utilisé depuis des années et reste très populaire. Les blocs ont un degré d'imbrication plus ou moins important, selon leur forme. Dans l'ensemble, la stabilité de ce type de carapace dépend principalement de la stabilité de chaque bloc. Si un dommage apparaît, il s'accroît avec l'augmentation de la hauteur de la houle. Le problème avec les plus grandes tailles de blocs (nécessaires si les conditions de houle sont importantes) est que le placement et le balancement des blocs peuvent entraîner des ruptures de blocs, du fait de l'intensification des contraintes locales, et par conséquent endommager l'ouvrage. Les blocs Dolos et Tétrapode, généralement placés en deux couches, sont assez sujets à la rupture si leurs dimensions sont trop importantes (voir la Section 3.12), car il s'agit de blocs plutôt élancés. Dans le cas de blocs placés en double couche, la rupture critique ne se produit que lorsque les deux couches sont déplacées et que les sous-couches sont érodées. Cela nécessite parfois le déplacement d'un grand nombre de blocs.

Dans les systèmes à simple couche, les blocs de type ACCROPODE, CORE-LOC et Xbloc sont placés suivant un plan ou une densité de pose donnée. L'orientation de certains rangs peut être prédéfinie ou aléatoire. Le comportement de ces blocs soumis à l'attaque de la houle peut différer de celui des systèmes à double couche traditionnels. Les premières attaques de la houle après construction induisent souvent un tassement de la carapace, ce qui peut augmenter le contact entre les blocs adjacents. Les tempêtes ultérieures se heurtent alors à cette imbrication accrue. Par contre les blocs disposés en simple couche peuvent présenter une résistance de réserve inférieure à celle des blocs disposés en double couche dans la mesure où :

- une fois que le dommage s'est produit, la sous-couche est plus exposée à l'action de la houle si l'enrochement est disposé en une couche que s'il est à deux couches;
- l'enrochement disposé en simple couche est plus enclin à une progression soudaine de la rupture que l'enrochement disposé en double couche.

Les carapaces à imbrication et à une couche sont de ce fait habituellement conçues pour un dommage nul; même les faibles niveaux de dommage (moins de 5 %) ne sont pas tolérés. Pour garantir le fonctionnement de la carapace même lors d'une tempête de dimensionnement, le dimensionnement hydraulique d'un enrochement artificiel à une couche utilise une marge de sécurité relativement grande du coefficient de stabilité ( $K_D$  ou  $H_s/(AD_n)$ , p. ex.). Dans les conditions de dimensionnement, l'enrochement à une couche ne doit donc présenter aucun dommage et seulement des balancements mineurs. La carapace doit en outre être capable de résister à une surcharge de 20 % environ (dépassement de 20 % de la hauteur de houle de dimensionnement) sans subir de dommage considérable. Ce comportement présente des avantages par rapport au système à deux couches, auquel on applique des marges de sécurité habituellement plus réduites et pour lequel on peut donc s'attendre à un dommage indésirable plus important en cas de dépassement de la hauteur de la houle de dimensionnement.

Le dommage causé aux carapaces composées de blocs artificiels à placement aléatoire peut être quantifié par les nombres de blocs déplacés  $N_d$  et  $N_{od}$  (voir également la Section 5.2.1 et l'Encadré 5.19):

- $N_{od}$  est le nombre de blocs déplacés dans une bande du talus d'une largeur  $D_n$  (diamètre nominal d'un bloc d'enrochement, défini comme la dimension du cube équivalent);



- $N_d$  est le nombre de blocs déplacés exprimé comme pourcentage du nombre total de blocs placés dans une certaine zone autour du niveau d'eau de dimensionnement (on prend généralement un intervalle de  $\pm 1.5 H_d$  (hauteur de la houle de dimensionnement)).

**Encadré 5.19 Définitions du dommage**

L'évaluation du dommage subi par les carapaces en enrochement artificiel repose habituellement sur le nombre réel de blocs, soit  $N_{od}$  = nombre de blocs déplacés dans une bande de talus de largeur  $D_n$ , soit  $N_d$  = pourcentage de dommage liant le nombre de blocs déplacés et le nombre total de blocs initialement présents dans la carapace. Pour un dommage donné, les pourcentages de dommage varient en fonction des sections ou des ouvrages. Par exemple, dans le cas d'une section d'une largeur  $D_n$  sur une longueur de talus égale à  $20 D_n$ , soumise à un dommage de  $N_{od} = 0.5$ , le pourcentage de dommage est de  $N_d = 0.5/20 \times 100 \% = 2.5 \%$ . Une section plus courte, constituée par exemple de 10 blocs, donne un dommage de 5 %.

Dans la mesure où  $N_{od}$  exprime le dommage réel, par opposition à  $N_d$  qui donne un pourcentage exprimé par rapport à l'ouvrage réel, on préfère généralement utiliser  $N_{od}$ .

La définition de  $N_{od}$  est comparable à la définition de  $S_d$  utilisée pour indiquer le niveau du dommage subi par les carapaces en enrochement naturel (voir la Section 5.2.1). Bien que  $S_d$  inclut l'effet du déplacement et du tassement, il ne tient pas compte de la porosité  $n_v$  de la carapace. L'Équation 5.150 permet d'exprimer approximativement – c'est-à-dire sans tenir compte du tassement – la relation entre  $N_{od}$  et  $S_d$  (USACE, 2003) :

$$N_{od} = G(1 - n_v) S_d \tag{5.150}$$

où  $G$  = facteur de gradation (-) qui dépend de la gradation de l'enrochement,  $G = 1$  pour les blocs artificiels.

En règle générale, comme  $n_v = 45$  à  $55 \%$  pour l'enrochement artificiel habituellement utilisé, à l'exception des cubes disposés en une seule couche (voir la Section 3.12.2.5), la valeur de  $S_d$  est environ deux fois supérieure à la valeur de  $N_{od}$ .

Les valeurs classiques de  $N_{od}$  et de  $N_d$  pour certains niveaux de dommage sont énumérées au Tableau 5.33. Certaines valeurs de *début du dommage* sont légèrement modifiées par rapport aux précédentes recommandations de Van der Meer (1988b) et peuvent être considérées comme des valeurs de dimensionnement. Noter que l'utilisation de valeurs de  $N_{od} = 0$  implique un dimensionnement sécuritaire, équivalent à un dommage  $N_d = 0 \%$ .

**NOTE:** il est en outre crucial que l'intégrité structurelle de chaque bloc d'enrochement soit garantie, soit en sélectionnant des blocs artificiels de forme compacte, soit en empêchant le balancement des blocs.

**Tableau 5.33 Niveaux de dommages caractéristiques pour différents types d'enrochement artificiel**

Type d'enrochement	Nombre de blocs déplacés	Niveau de dommage		
		Début du dommage	Dommage intermédiaire	Rupture
Cube	$N_{od}$	0.2 – 0.5	1	2
Tétrapode		0.2 – 0.5	1	1 – 5
ACCROPODE		0	–	> 0.5
Cube	$N_d$	–	4 %	–
Dolos		0 % – 2 %	–	≥ 15 %
ACCROPODE		0 %	1 % – 5 %	≥ 10 %

**Note :** les valeurs inférieures données pour le début de dommage dans le cas des Cubes et des Tétrapodes sont légèrement plus conservatrices que les valeurs supérieures.

**Formule de Hudson pour des blocs artificiels placés aléatoirement**

La taille requise des blocs artificiels d'une carapace en deux couches peut être évaluée par une formule de stabilité telle que celle de Hudson (1953, 1959), voir également la Section 5.2.2.2. Pour les blocs artificiels, la formule de Hudson peut être réécrite de la manière présentée dans l'Équation 5.151, en utilisant la hauteur significative de la houle,  $H_s$  (m), et le diamètre nominal du bloc,  $D_n$  (m),

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = (K_D \cot \alpha)^{1/3} \tag{5.151}$$

Le Tableau 5.34 donne des indications sur les valeurs de  $K_D$  pour les blocs artificiels en deux couches les plus communément utilisés. Il faut noter que dans le Tableau 5.34, *houle déferlante* fait référence à un déferlement en avant de l'ouvrage, et non à un déferlement sur l'ouvrage lui-même; *houle non-déferlante* désigne les situations sans déferlement en avant de l'ouvrage. Plus d'informations sont disponibles dans le CEM (USACE, 2003), la norme BS6349: 7 (1991), le SPM (CERC, 1977 et 1984) et auprès de détenteur de la licence d'utilisation du bloc en question.

Les valeurs de  $K_D$  dans la formule de stabilité de Hudson pour les blocs artificiels en couche simple sont présentées au Tableau 5.35 (entre parenthèses), où figurent également les valeurs de dimensionnement du nombre de stabilité  $H_s/(AD_n)$ .

**NOTE:** certains types de blocs artificiels en une couche présentent un problème important, à savoir que leur stabilité décroît sur des talus moins inclinés. Ce phénomène n'est pas pris en compte par l'équation de Hudson et les valeurs de  $K_D$  ne correspondent qu'à un talus de pente 4/3. Pour les blocs artificiels en simple couche, il est par conséquent recommandé d'utiliser une valeur réduite du nombre de stabilité (comme cela est présenté au Tableau 5.35) pour des talus de pente inférieure à 2/1.

**Tableau 5.34** Stabilité hydraulique de l'enrochement artificiel en double couche, déterminée avec  $K_D$

Bloc artificiel	Pays	Année	Valeurs de $K_D$ dans la formule de stabilité de Hudson				Pente du talus
			Section courante		Musoir		
			Houle déferlante	Houle non-déferlante	Houle déferlante	Houle non-déferlante	
Cube (double)	–	–	6.5	7.5	–	5	3/2 – 3/1
Tétrapode	France	1950	7	8	4.5	5.5	2/1
Tribar	USA	1958	9	10	7.8	8.5	2/1
Stabit	RU	1961	10	12	–	–	2/1
Akmon	Pays-Bas	1962	8	9	–	–	2/1
Antifer Cube	France	1973	7	8	–	–	2/1

**Note :** plus de valeurs sont disponibles dans le CEM (USACE, 2003), la norme BS6349-7 (1991), le SPM (CERC, 1977 et 1984) et auprès de détenteur de la licence d'utilisation du bloc en question.

### Formules de stabilité spécifiques à certains types de blocs artificiels placés aléatoirement

Des formules de stabilité ont été élaborées pour différents types de blocs artificiels. Les formules de stabilité relatives aux Cubes en simple ou double couche, aux blocs Tétrapode, Dolos, ACCROPODE, CORE-LOC et Xbloc sont abordées ci-après. Des talus assez raides sont préférables pour garantir l'imbrication et réduire les coûts. L'angle du talus a peu d'effet sur la stabilité (p. ex. voir Brorsen *et al.*, 1975).

#### Cube en double couche

Pour des Cubes disposés en double couche sur un talus de pente 3/2 avec  $3 < \xi_m < 6$ , l'Équation 5.152, établie par Van der Meer (1988a), basée sur des conditions de houle non-limitées par la profondeur, donne la relation entre le nombre de stabilité, le niveau de dommage,  $N_{od}$  (-), les conditions de houle et les paramètres structurels.

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left( 6.7 \frac{N_{od}^{0.4}}{N^{0.3}} + 1.0 \right) s_{om}^{-0.1} \quad (5.152)$$

où  $N$  = nombre de vagues (-) et  $s_{om}$  = cambrure nominale de la houle =  $2\pi H_s/(gT_m^2)$  (-), calculée à partir de  $T_m$ , la période moyenne de la houle (s).

### Tétrapode

Van der Meer (1988a) propose la formule de stabilité suivante, donnée par l'Équation 5.153, pour les Tétrapodes disposés en double couche sur un talus de pente 3/2 avec  $3.5 < \xi_m < 6$  et dans des conditions de houle non-limitées par la profondeur :

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left( 3.75 \left( \frac{N_{od}}{\sqrt{N}} \right)^{0.5} + 0.85 \right) s_{om}^{-0.2} \quad (5.153)$$

Selon les Équations 5.152 et 5.153, la stabilité décroît lorsque la cambrure de la houle croît. Il en va de même pour les carapaces en enrochement naturel situées dans la zone de déferlement gonflant, avec habituellement  $\xi_m > 3$  (voir la Figure 5.40 de l'Encadré 5.11). Dans la mesure où les pentes utilisées dans les essais étaient raides, aucune transition n'a initialement été trouvée avec un déferlement plongeant. De Jong (1996) a analysé plus de données concernant les Tétrapodes et a remarqué une transition entre le déferlement gonflant et le déferlement plongeant similaire à celle des carapaces en enrochement naturel (voir également les Sections 5.1.1.1 et 5.2.2.2). La formule proposée par De Jong pour le déferlement plongeant (Équation 5.154) doit par conséquent être examinée avec l'Équation 5.153 qui ne sert désormais que pour le déferlement gonflant.

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left( 8.6 \left( \frac{N_{od}}{\sqrt{N}} \right)^{0.5} + 3.94 \right) s_{om}^{0.2} \quad \text{pour le déferlement plongeant} \quad (5.154)$$

De Jong (1996) a également étudié l'influence de la revanche de l'ouvrage et de la densité de pose sur la stabilité des carapaces constituées de Tétrapodes. L'Équation 5.154 (ainsi que les Équations 5.152 et 5.153) est valable pour les talus quasiment non-franchis. Il a été découvert que le nombre de stabilité dans l'Équation 5.154 pouvait être augmenté à l'aide d'un facteur représentatif d'une revanche,  $R_c$ , moins élevée (voir le dernier terme de l'Équation 5.155). Il est possible que ce facteur puisse également être appliqué aux nombres de stabilité calculés au moyen des Équations 5.152 et 5.153, mais aucune recherche n'a été menée dans ce sens.

Le coefficient de densité de pose,  $\phi$  (-), présenté à la Section 3.12.1.3, est lié au coefficient d'épaisseur de couche,  $k_t$ , par la relation  $\phi = nk_t(1-n_v)$ , où  $n$  est le nombre de couches. Les valeurs normales du coefficient d'épaisseur de couche,  $k_t$ , se situent autour de 1.02 pour les Tétrapodes. On a utilisé des valeurs plus basses dans des essais, qui ont permis d'établir l'Équation 5.155 comme formule de stabilité pour les Tétrapodes dans des conditions de **déferlement plongeant**. Elle inclut également le facteur d'influence de la revanche de la crête,  $R_c/D_n$  (-).

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left( 8.6 \left( \frac{N_{od}}{\sqrt{N}} \right)^{0.5} + 2.64 k_t + 1.25 \right) s_{om}^{0.2} \left( 1 + 0.17 \exp \left( -0.61 \frac{R_c}{D_n} \right) \right) \quad (5.155)$$

Pour de plus amples renseignements sur l'influence de la revanche et de la densité de pose dans le cas de Tétrapodes, se reporter également à Van der Meer (2000) et à Pilarczyk (1998).

### Dolos

Burcharth et Liu (1993) ont proposé l'Équation 5.156 comme formule de stabilité pour des Dolos sur un talus non-franchi de pente 3/1 (avec:  $0.32 < r < 0.42$  et  $0.61 < \phi < 1$ ):

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = (17 - 26 r) \phi^{2/3} N_{od}^{1/3} N^{-0.1} \quad (5.156)$$

où  $r$  = ratio central (-), le diamètre de la section centrale sur la hauteur du bloc (voir la Section 3.12.2.3 pour plus de détails) et  $N$  = nombre de vagues; pour  $N \geq 3000$ , utiliser  $N = 3000$  dans l'Équation 5.156.

Holtzhausen (1996) a proposé l'Équation 5.157 pour les Dolos. Cette équation est valable pour des densités de pose dont le coefficient  $\phi$  est compris entre 0.83 et 1.15 :

$$N_{od} = 6.95 \cdot 10^{-5} \left( \frac{H_s}{\Delta^{0.74} D_n} \right)^7 \phi^{1.51} \quad (5.157)$$

L'Équation 5.157 implique, puisque la densité de pose diminue, que le nombre de blocs déplacés (dommage) diminue également. Ceci signifierait que les carapaces présentant des densités de pose inférieures sont plus stables que celles dont les densités de pose sont supérieures, dans les limites de validité de l'équation. Sur le plan physique, on explique cette caractéristique de l'Équation 5.157 par le fait que les densités de pose élevées ne permettent pas une imbrication optimale.

Si l'on diminue la densité de pose, la stabilité de réserve diminue. Holtzhausen (1996) a proposé l'Équation 5.158 pour déterminer de manière approximative le nombre de Dolos déplacés à la rupture  $N_{od\_f}$  (pour  $\phi < 1.15$ ).

$$N_{od\_f} = 10.87 \phi - 6.2 \quad (5.158)$$

**NOTE :** la masse d'un Dolos ne doit pas excéder 30 t. Les nombres de stabilité typiques pour une carapace à base de Dolos d'un talus de pente 2/1 avec un niveau de dommage de 2 % environ (début du dommage) sont présentés au Tableau 5.35. Une durée de tempête accrue de 3000 vagues (au lieu de 1000) peut réduire le nombre de stabilité d'environ 10 %. La forme des Dolos peut varier avec leur taille. Le ratio central,  $r$  (-), est généralement de 0.32 pour les Dolos. Pour les blocs de plus grande taille, il est recommandé que le ratio central soit plus élevé (0.34 pour les blocs de 20 t et 0.36 pour les blocs de 30 t). Des informations complémentaires sur la forme des Dolos sont disponibles dans le SPM (CERC, 1984). Le nombre de stabilité d'une carapace en Dolos diminue de manière quasi-linéaire lorsque le ratio central augmente (voir le Tableau 5.35).

### ACCROPODE

Van der Meer (1988a) a étudié les blocs ACCROPODE et a découvert que la durée de la tempête et la période de la houle n'avaient aucune influence sur la stabilité hydraulique. Il a également été déterminé que les critères de *dommage nul* et de *rupture* pour les blocs ACCROPODE étaient très proches. Les essais ont été effectués dans des conditions de houle non-déferlante sur un talus de pente 4/3, mais on peut s'attendre à un comportement similaire sur un talus de pente 3/2. La stabilité des carapaces en blocs ACCROPODE peut donc être exprimée par deux formules simples – l'Équation 5.159 pour le *début de dommage* et l'Équation 5.160 pour la *rupture* - basées sur un nombre de stabilité fixe. Il faut noter qu'il s'agit de données empiriques qui reposent sur des essais sur modèles – qui ne sont donc pas applicables au dimensionnement sans application préalable d'un coefficient de sécurité.

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = 3.7 \quad \text{début de dommage, } N_{od} = 0 \quad (5.159)$$

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = 4.1 \quad \text{rupture, } N_{od} > 0.5 \quad (5.160)$$

**NOTE sur le coefficient de sécurité :** étant donné que le *début de dommage* et la *rupture* sont très proches pour les blocs ACCROPODE, bien que ce soit pour des nombres de stabilité très élevés (voir également la Figure 5.48), **il est recommandé d'utiliser pour le dimensionnement un coefficient de sécurité d'environ 1.5** sur les valeurs de  $H_s/(\Delta D_n)$ . Il en résulte les valeurs de dimensionnement du nombre de stabilité  $H_s/(\Delta D_n)$  pour les blocs ACCROPODE qui figurent au Tableau 5.35. L'utilisation de ce nombre de stabilité ( $N_s = 2.5$  à  $2.7$ ), qui inclut un coefficient de sécurité, renvoie au comportement positif précédemment évoqué de certains blocs artificiels en une couche, à savoir la capacité à résister à une surcharge de 20 % environ de la hauteur de houle sans dommage significatif.

### CORE-LOC et Xbloc

Il a été établi que les blocs artificiels à simple couche mis au point plus récemment, tels que le CORE-LOC et le Xbloc (voir la Section 3.12) avaient un comportement similaire à celui de l'ACCROPODE. La stabilité hydraulique des blocs CORE-LOC est meilleure que celle des blocs ACCROPODE, toutefois les nombres de stabilité recommandés pour le dimensionnement avec des blocs CORE-LOC et Xbloc (qui incluent une marge de sécurité) sont proches de ceux des blocs ACCROPODE (voir le Tableau 5.35). Il est à noter que l'intégrité structurelle du CORE-LOC peut être inférieure à celle de l'ACCROPODE.

**NOTE sur la stabilité hydraulique des blocs ACCROPODE, CORE-LOC et Xbloc.** La stabilité de ces blocs n'augmente pas sur des talus dont la pente est inférieure à 2/1. Il est recommandé de diminuer davantage les nombres de stabilité dans des situations de hauteurs de houle limitées par la profondeur associées à des fonds devant l'ouvrage fortement pentus. La réduction est d'environ 10 %, ce qui est similaire aux réductions recommandées pour les musoirs et pour la houle déferlante. Les carapaces doivent en outre être capables de résister à une surcharge de 20 % sans dommage. Aucun balancement (ou seulement des balancements limités) n'est autorisé dans les conditions de dimensionnement.

### Cubes en une couche

L'utilisation des Cubes en une couche a fait l'objet des travaux d'Angremond *et al.* (1999) et de Van Gent *et al.* (2000 et 2002). Leurs résultats montrent qu'il peut y avoir des avantages par rapport à une carapace à double couche dans certains cas. La **stabilité hydraulique déterminée dans les essais sur modèles** peut être exprimée par l'Équation 5.161 pour le *début de dommage* et par l'Équation 5.162 pour la *rupture*.

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = 2.9 - 3.0 \quad \text{début de dommage, } N_{od} = 0 \quad (5.161)$$

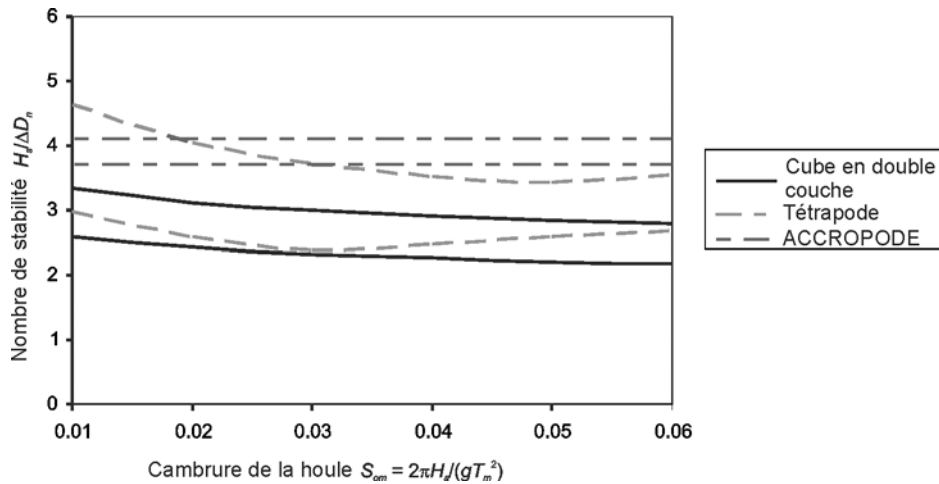
$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = 3.5 - 3.75 \quad \text{rupture, } N_{od} = 0.2 \quad (5.162)$$

L'expérience de dimensionnement avec une couche de Cubes est très limitée. Il est recommandé par Van Gent *et al.* (2000 et 2002) d'utiliser une densité de pose correspondant à une porosité,  $n_v$ , comprise entre 0.25 et 0.3, et de placer l'un des côtés du cube à plat sur la sous-couche. Les niveaux de dommage acceptables pour des Cubes en une couche sont largement inférieurs à ceux des doubles couches ( $N_{od} = 2$  pour des Cubes en double couche correspond à peu près à  $N_{od} = 0.2$  pour des Cubes en une couche). Cela s'explique par le fait que la différence entre le *début de dommage* et la *rupture* est infime. En outre, étant donné qu'il n'y a aucune seconde couche pouvant constituer une protection de réserve, tout dommage subi par la carapace aura immédiatement pour résultat l'exposition de la sous-couche à l'attaque directe de la houle. Il est donc recommandé **d'avoir recours à un coefficient de sécurité** dans les Équations 5.161 et 5.162 (comme pour les autres blocs artificiels en une couche), ce qui conduit à des valeurs du nombre de stabilité pour les Cubes en une couche utilisées pour le prédimensionnement d'être proches de celles des Cubes en double couche (voir le Tableau 5.35).

**NOTE:** l'utilisation de Cube en une couche sur une crête requiert une attention particulière, car la stabilité semble mauvaise lorsque l'on utilise la même taille que sur le talus avant. Au moment de la rédaction de ce guide, ce sujet n'avait pas encore été résolu à un degré suffisant pour qu'il y soit intégré des recommandations pour le dimensionnement.

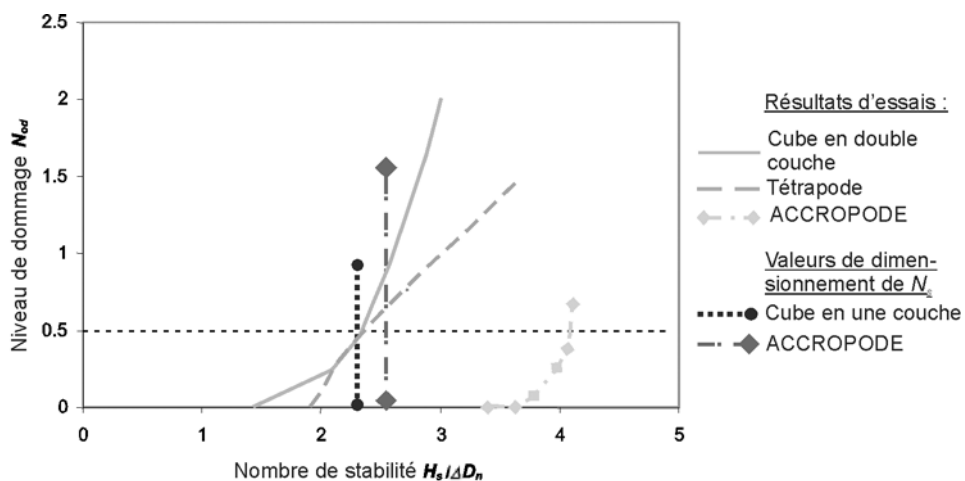
La Figure 5.47 illustre la stabilité hydraulique déterminée par les essais sur modèles, exprimée par le nombre de stabilité  $H_s/(\Delta D_n)$  pour trois blocs artificiels, en représentant les limites du *début du dommage* et de la *rupture* (pour les Cubes,  $N_{od} = 0.5$  et 2, pour les Tétrapodes,  $N_{od} = 0.5$  et 1.5 et pour les blocs ACCROPODE,  $N_{od} = 0$  et 0.5, respectivement – voir le Tableau 5.33) par rapport à la cambrure nominale de la houle,  $s_{om}$  (-), pour une durée de tempête de  $N = 1000$  vagues.

**NOTE:** la courbe présentée à la Figure 5.47 n'est pas une courbe de dimensionnement; les valeurs du nombre de stabilité avec un coefficient de sécurité pour les blocs en une couche qui sont utilisées pour un prédimensionnement sont données au Tableau 5.35.



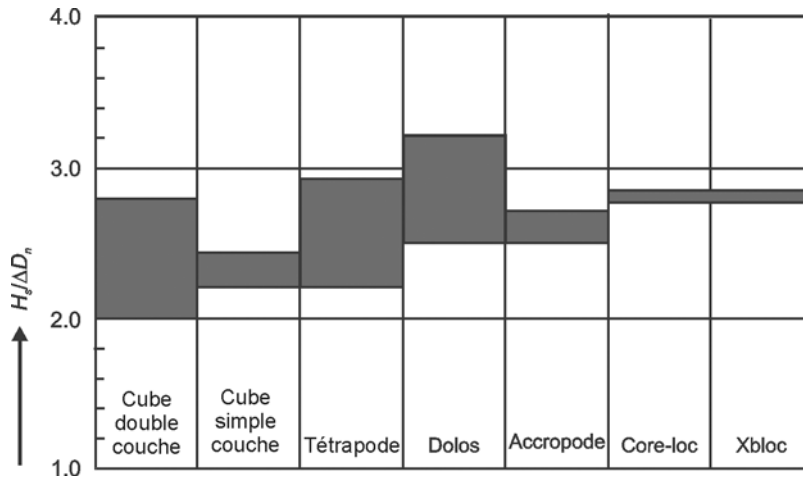
**Figure 5.47** Nombre de stabilité en fonction de la cambrure de la houle – résultat des essais sur modèles pour les limites de début de dommage et de rupture ( $N = 1000$  vagues et talus latéral de pente 3/2)

La Figure 5.48 présente les courbes de dommage basées sur les Équations 5.151 à 5.153 pour des Cubes et Tétrapodes en double couche (avec  $s_{om} = 0.03$  et  $N = 1000$  vagues) et sur les Équations 5.159 et 5.160 pour les blocs ACCROPODE. Les valeurs de dimensionnement pour le *début du dommage* pour les blocs ACCROPODE et les Cubes en une couche,  $N_{od} = 0$  (voir le Tableau 5.35) sont incluses à la Figure 5.48 pour illustrer la façon dont le dommage évolue avec des blocs en double couche par rapport aux blocs en une couche (p. ex. ACCROPODE). La valeur de dimensionnement du nombre de stabilité,  $N_s$ , est moins critique pour les systèmes en deux couches que pour les systèmes en une couche à cause de l'évolution linéaire du dommage (voir la Figure 5.48). La valeur de  $N_s$  proposée pour le dimensionnement des Cubes en double couche (avec  $N_{od} = 0.5$ ) coïncide avec la valeur du nombre de stabilité utilisée pour le prédimensionnement de Cubes en une couche lorsque l'on applique un coefficient de sécurité de 1.5 par rapport à la valeur du début du dommage déterminée dans les essais.



**Figure 5.48** Courbes de dommage depuis le début du dommage jusqu'à la rupture ( $s_{om} = 0.03$  et  $N = 1000$  vagues). Noter que la valeur de dimensionnement du nombre de stabilité pour les blocs ACCROPODE ( $N_s = 2.5$ ) est environ 2/3 de la valeur de début de dommage,  $N_s = 3.7$ , issue des essais.

La Figure 5.49 présente un aperçu des variations des nombres de stabilité  $N_s$  proposées à des fins d'étude préliminaire pour: les Cubes (en une couche et en double couche), les Tétrapodes, les Dolos et les blocs ACCROPODE, CORE-LOC et Xbloc.



**Figure 5.49** Intervalles des nombres de stabilité proposés pour l'étude préliminaire

Sur la base des Équations 5.151 à 5.161 et de la littérature, le Tableau 5.35 propose des valeurs de dimensionnement pour le nombre de stabilité  $H_s/(\Delta D_n)$  correspondant à différents types de blocs artificiels utilisés pour une étude préliminaire. Il est conseillé de se reporter aussi aux formules de dimensionnement et aux références présentées dans cette section.



Tableau 5.35 Stabilité hydraulique des blocs artificiels, symbolisée par  $H_s/(\Delta D_n)$ 

Type d'enrochement	Niveau de dommage	Nombre de stabilité $H_s/\Delta D_n$				Références/remarques	
		Section courante		Musoir			
		Houle non-déferlante	Houle déferlante	Houle non-déferlante	Houle déferlante		
Cube (2 couches)	0 %	1.8 – 2.0		–		Brorsen <i>et al.</i> (1975) talus de pente 3/2 et 2/1	
	4 %	2.3 – 2.6		–			
	0 % ( $N_{od} = 0$ )	1.5 – 1.7		–		Van der Meer (1988) <sup>1)</sup> talus de pente 3/2	
	5 % ( $N_{od} = 0.5$ )	2.0 – 2.4		–			
	< 5 %	2.2	2.1	1.95	–	SPM (1984)	talus de pente 3/2
2.45		2.35	2.15	–	talus de pente 2/1		
2.8		2.7	2.5	–	talus de pente 3/1		
Cube <sup>2,3)</sup> (1 couche)	0 % ( $N_{od} = 0$ )	2.2 – 2.3		–		Van Gent <i>et al.</i> (2000)	
Tétrapode	0 % ( $N_{od} = 0$ )	1.7 – 2.0		–		Van der Meer (1988a) <sup>1)</sup> talus de pente 3/2	
	5 % ( $N_{od} = 0.5$ )	2.3 – 2.9		–			
	< 5 %	2.3	2.2	2.1	1.95	SPM (1984)	talus de pente 3/2
		2.5	2.4	2.2	2.1		talus de pente 2/1
2.9		2.75	2.3	2.2	talus de pente 3/1		
Dolos	2 % ( $N_{od} = 0.3$ )	2.7 ( $r = 0.32$ ) <sup>4)</sup>		–		Burcharth et Liu (1993) <sup>5)</sup> talus de pente 3/2	
		2.5 ( $r = 0.34$ ) <sup>4)</sup>		–			
		2.3 ( $r = 0.36$ ) <sup>4)</sup>		–			
	< 5 % ( $N_{od} = 0.4$ )	3.2 ( $r = 0.32$ ) <sup>4)</sup>		–		Holtzhausen (1996) <sup>6)</sup>	
ACCROPODE	0 % ( $N_{od} = 0$ )	2.7 (15)	2.5 (12)	2.5 (11.5)	2.3 (9.5)	Sogreah (2000) <sup>7,8)</sup>	
CORE-LOC	0 % ( $N_{od} = 0$ )	2.8 (16)		2.6 (13)		Melby et Turk (1997) <sup>7,8)</sup>	
Xbloc	0 % ( $N_{od} = 0$ )	2.8 (16)		2.6 (13)		DMC (2003) <sup>7,8)</sup>	

**Notes :**

Généralités : le niveau de dommage admissible n'est pas le même pour tous les blocs (5 % peuvent être un pourcentage acceptable pour certains blocs et non pour d'autres).

- Durée de la tempête  $N = 1000 - 3000$  vagues ; cambrure nominale de la houle,  $s_{om} = 0.01$  à  $0.06$ .
- En supposant un coefficient de sécurité d'environ 1.5 (contre une rupture soudaine), similaire à celui des blocs ACCROPODE.
- À pose dense,  $n_v = 0.25$  pour une surface plutôt lisse, c'est-à-dire des Cubes ayant un côté plat sur la sous-couche.
- $r =$  ratio central, = ratio entre le diamètre de la section centrale et la hauteur totale du bloc.
- Coefficient de densité de pose  $\phi = 0.83$  ; durée de la tempête  $N = 1000$  vagues.
- Coefficient de densité de pose  $\phi = 0.83$ .
- Entre parenthèses : coefficient de Hudson  $K_D$  correspondant, pour un talus de pente 4/3.
- La stabilité n'augmente pas sur des talus à pente plus douce que 2/1, une réduction supplémentaire de 10 % des nombres de stabilité est recommandée dans les situations où la hauteur de la houle est limitée par la profondeur et où les fonds devant l'ouvrage sont pentus.

De nombreux types de blocs artificiels sont protégés par des brevets et les détenteurs des licences ont mis au point des principes d'utilisation et ont accumulé un savoir-faire qui leur permet de proposer une assistance lors des phases de conception et de suivi de la construction. Il est par conséquent possible d'obtenir des informations plus récentes ou plus exhaustives auprès de ces détenteurs de licences.

### Résistance des blocs artificiels

Les blocs artificiels ne peuvent pas fournir une protection efficace et robuste si les blocs présentent des défaillances structurelles. Les blocs ne doivent donc être utilisés que dans leur domaine d'application. La résistance structurelle des blocs artificiels est abordée à la Section 3.12, qui contient des informations et des références supplémentaires.

### Sous-couches pour les carapaces en enrochement artificiel

Les blocs artificiels exigent que la sous-couche ait une dimension spécifique afin de garantir un transfert satisfaisant des charges, d'obtenir une perméabilité suffisante et d'empêcher le mouvement des particules fines vers l'extérieur. De même que pour l'enrochement naturel, il convient d'utiliser pour la sous-couche un matériau rocheux à granulométrie relativement étroite pour des raisons de perméabilité. Dans la mesure où une perméabilité réduite induit souvent une diminution de la stabilité de la carapace, il est important que le matériau de la sous-couche ne soit pas trop petit et que sa granulométrie ne soit pas trop étalée. Les valeurs empiriques suivantes sont applicables à la plupart des blocs artificiels :

- la masse médiane de l'enrochement qui constitue la sous-couche,  $M_{50}$  (kg), doit être d'environ 1/10 de la masse du bloc artificiel ;
- le ratio entre la limite supérieure nominale (NUL) et la limite inférieure nominale (NLL) de la distribution blocométrique doit être compris entre 2 et 3, ainsi que cela a été défini dans la norme européenne relative aux enrochements EN 13383-1 (voir la Section 3.4.3 pour plus de renseignements). Cette exigence est respectée par toutes les blocométries de la norme EN 13383 dont les valeurs de NLL sont supérieures à 1 tonne ;
- la NUL de la sous-couche ne doit normalement pas dépasser 15 % de la masse du bloc artificiel, dans la mesure où il faut une surface de sous-couche relativement lisse pour pouvoir disposer les blocs artificiels avec précision ;
- la NLL de la sous-couche ne doit pas être inférieure à 5 % de la masse du bloc artificiel, afin d'éviter que l'enrochement naturel ne soit emporté à travers les vides de la carapace ;
- pour les blocs artificiels imbriqués en une couche (ACCROPODE, CORE-LOC et Xbloc), les limites nominales de l'enrochement naturel de la sous-couche doivent se situer entre 7 % et 14 % de la masse du bloc artificiel ;
- pour les Cubes en une couche dont la porosité est de  $n_v = 0.25$ , une sous-couche dont le matériau a une masse comprise entre 5 % et 10 % de la masse du bloc artificiel offre les meilleurs résultats.

Le Tableau 5.36 résume les recommandations qui précèdent.

**Tableau 5.36** Masses proposées pour l'enrochement constitutif d'une sous-couche supportant des blocs artificiels

Type d'enrochement artificiel	Masse de l'enrochement naturel de la sous-couche, $M_u$ , par rapport à la masse des blocs de la carapace, $M_a$		
Cubes en une couche	$M_{50,u} = 0.07 M_a$	$M_{min,u} \geq 0.05 M_a$	$M_{max,u} \leq 0.10 M_a$
Blocs imbriqués en une couche	$M_{50,u} = 0.1 M_a$	$M_{min,u} \geq 0.07 M_a$	$M_{max,u} \leq 0.14 M_a$
Carapace en double couche	$M_{50,u} = 0.1 M_a$	$M_{min,u} \geq 0.05 M_a$	$M_{max,u} \leq 0.15 M_a$

**Note :**  $M_a$  = masse du bloc artificiel (kg);  $M_u$  = masse de l'enrochement naturel de la sous-couche (kg)

Les concepteurs des blocs artificiels et les détenteurs des licences sont en mesure de fournir des indications précises sur les sous-couches.

Pour ce qui est de la fonction du filtre de la sous-couche, se reporter à la Section 5.4.5.3, dans laquelle sont également présentées les règles concernant les filtres géotechniques. Les ouvrages côtiers font appel à des règles modifiées concernant les filtres, comme indiqué ci-dessus et à la Section 5.2.2.10.

L'utilisation d'un géotextile sous le matériau de la sous-couche peut entraîner une diminution de la perméabilité de l'ouvrage, ce qui réduit la stabilité de la carapace (voir la Section 5.2.2.2). Il faut noter que si l'on a recours à des géotextiles, les valeurs de la stabilité hydraulique des blocs artificiels données dans cette section pourraient présenter un risque, c'est-à-dire que l'on pourrait s'attendre à un dommage plus grand qu'en l'absence de géotextile sous la sous-couche.

#### 5.2.2.4 Ouvrages à crête abaissée

Les ouvrages à crête abaissée sont définis comme des ouvrages franchis par la houle et dont le niveau de crête est à peu près au niveau de l'eau au repos. Ces ouvrages peuvent être divisés en :

- **ouvrages semi-émergés** dont le niveau de crête est supérieur au niveau de l'eau au repos :  $R_c > 0$ ;
- **ouvrages immergés** dont le niveau de crête est inférieur au niveau de l'eau au repos :  $R_c < 0$ .

Cette définition peut entraîner une situation dans laquelle un ouvrage est parfois immergé et parfois semi-émergé, suivant les différents niveaux d'eau fixés pour le dimensionnement. Il existe des méthodes de calcul de la masse ou des tailles de l'enrochement dans cette zone de transition (où  $R_c \approx 0$ ). Toutefois, les méthodes ne mènent pas toutes à la même masse d'enrochement. Il est recommandé d'utiliser les approches les plus sécuritaires.

La distinction est faite entre les ouvrages à crête abaissée **statiquement stables** et **dynamiquement stables**, également appelés digues-récifs.

Dans le cas des ouvrages semi-émergés, une partie de l'énergie de la houle peut passer par-dessus la digue (voir également la Section 5.2.2.1). Par conséquent, la taille ou la masse du matériau présent sur le talus avant de ce type d'ouvrage peu(ven)t être plus petite(s) que sur un ouvrage non-franchi. La crête des ouvrages immergés se trouve sous l'eau, mais la profondeur d'immersion de ces ouvrages est telle que le déferlement de la houle affecte leur stabilité. Les ouvrages immergés sont franchis par toutes les vagues et leur stabilité s'accroît considérablement avec l'augmentation de la profondeur d'immersion (voir également la Section 5.2.2.1). Dans le cas d'ouvrages non-franchis, la houle affecte principalement la stabilité du talus avant, tandis que dans le cas des ouvrages franchis, la houle affecte non seulement la stabilité du talus avant, mais également celle de la crête et du talus arrière. La taille de l'enrochement présent à ces endroits est donc plus cruciale pour un ouvrage franchi que pour un ouvrage non-franchi. La stabilité du talus arrière des ouvrages légèrement franchis est traitée à la Section 5.2.2.11.

La carapace d'une digue à crête abaissée peut être divisée en différentes parties. La Figure 5.50 en montre un exemple : talus avant (I), crête (II) et talus arrière (III).

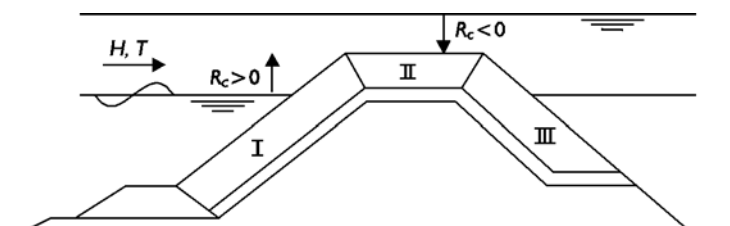


Figure 5.50 Segmentation d'une carapace

Les digues immergées statiquement stables peuvent être conçues avec une large crête; elles sont également appelées récifs artificiels. Dans les lieux soumis aux marées et lorsqu'il se produit de fréquentes surcotes, les digues immergées à crête étroite perdent de leur efficacité à réduire la hauteur de la houle transmise. On peut envisager comme alternative des digues à crête large plus onéreuses (voir la Figure 5.51). En ce qui concerne les récifs longitudinaux à large crête, le lecteur peut se référer à Goda (1996).

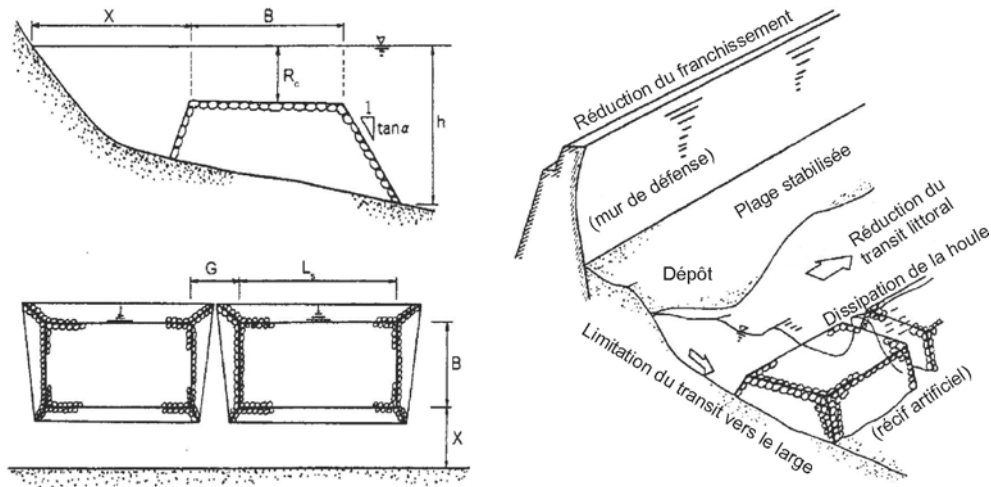


Figure 5.51 Coupe et vue du dessus d'une digue-récif à large crête (récif artificiel) selon Pilarczyk (2003)

**Ouvrages semi-émergés statiquement stables**

Powell et Allsop (1985) ont analysé les données réunies par Allsop (1983) sur des ouvrages semi-émergés et ont proposé l'Équation 5.163 comme relation entre le nombre de stabilité  $N_s = H_s/(\Delta D_{n50})$  pour l'enrochement naturel, les paramètres structurels et hydrauliques correspondants, ainsi que le niveau de dommage, exprimé par le rapport  $N_{od}/N_a$ , admissible.

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \frac{s_{op}^{1/3}}{b} \ln \left( \frac{1}{a} \frac{N_{od}}{N_a} \right) \tag{5.163}$$

où  $N_{od}$  est le nombre de blocs déplacés hors de la carapace par bande de largeur  $D_{n50}$  sur toute la carapace et  $N_a$  est le nombre total de blocs d'enrochement dans la même zone. Les valeurs des coefficients empiriques  $a$  et  $b$  sont données dans le Tableau 5.37 en fonction de la revanche relative de la crête,  $R_c/h$ , où  $h$  est la hauteur d'eau (m) devant l'ouvrage.

Tableau 5.37 Valeurs des coefficients  $a$  et  $b$  de l'Équation 5.163

$R_c/h$	$a$	$b$	$s_{op} = H_s/L_{op}^*$
0.29	$0.07 \cdot 10^{-4}$	1.66	< 0.03
0.39	$0.18 \cdot 10^{-4}$	1.58	< 0.03
0.57	$0.09 \cdot 10^{-4}$	1.92	< 0.03
0.38	$0.59 \cdot 10^{-4}$	1.07	< 0.03

Note :  $s_{op}$  est la cambrure nominale de la houle, fonction de  $T_p$ ,  $s_{op} = 2\pi H_s/(gT_p^2)$

Il est possible d'établir un lien entre la stabilité de l'enrochement naturel sur le talus avant d'un ouvrage semi-émergé et la stabilité d'un ouvrage non-franchi. Ceci s'obtient en calculant tout d'abord le diamètre nominal requis de l'enrochement à l'aide de l'une des formules de dimensionnement présentées à la Section 5.2.2.2 pour les carapaces en enrochement naturel, puis en appliquant un coefficient de réduction à ce diamètre nominal  $D_{n50}$ . Il est recommandé de faire très attention lorsque l'on réduit la taille de l'enrochement d'une digue à crête abaissée.

Cette approche a été adoptée par Van der Meer (1990a). Il a remarqué que les formules de stabilité applicables aux carapaces en enrochement naturel (Van der Meer, 1988b; voir la Section 5.2.2.2) pouvaient être utilisées en remplaçant  $D_{n50}$  par  $r_D D_{n50}$ . Le coefficient de réduction,  $r_D$  (-), qui s'applique à la taille des enrochements requise, est donné par l'Équation 5.164:

$$r_D = \left( 1.25 - 4.8 \frac{R_c}{H_s} \sqrt{\frac{s_{op}}{2\pi}} \right)^{-1} \quad (5.164)$$

où  $R_c$  est la revanche de l'ouvrage (m), et  $s_{op}$  la cambrure nominale de la houle (-), calculée à partir de la période de pic de la houle,  $T_p$  (s). Noter que le facteur  $R_c / H_s \sqrt{s_{op} / (2\pi)}$  est égal à la revanche adimensionnelle d'Owen,  $R^*$  (voir l'Équation 5.28 à la Section 5.1.1.3).

L'Encadré 5.20 présente des abaques du coefficient  $r_D$ . Les limites de l'Équation 5.164 sont données par l'Équation 5.165:

$$0 < \frac{R_c}{H_s} \sqrt{\frac{s_{op}}{2\pi}} < 0.052 \quad (5.165)$$

**NOTE:** l'Équation 5.164 donne une estimation du diamètre de l'enrochement requis sur le **talus avant**. Pour la crête et le talus arrière, il peut être nécessaire d'utiliser un matériau de taille similaire ou supérieure.

#### Ordres de grandeur pour les ouvrages semi-émergés

L'Équation 5.166 peut être utilisée pour obtenir une première estimation de la taille de l'enrochement,  $D_{n50}$  (m), lors de la phase d'études préliminaires d'**ouvrages semi-émergés** (Kramer et Burcharth, 2004) dans des **conditions de houle limitées par la profondeur**, c'est-à-dire avec une houle déferlant avant d'atteindre l'ouvrage.

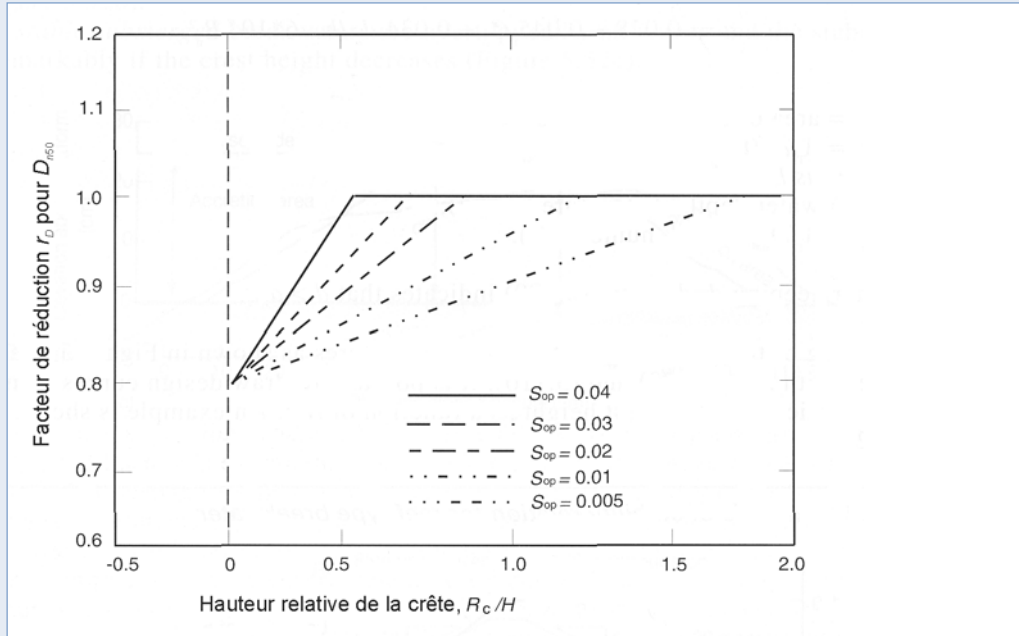
$$D_{n50} \geq 0.3 h \quad \text{pour} \quad \frac{H_s}{h} = 0.6, \quad \cot \alpha_s \geq 100 \quad \text{et} \quad \Delta \cong 1.6 \quad (5.166)$$

où  $H_s$  est la hauteur significative de la houle en pied d'ouvrage (m),  $h$  est la hauteur d'eau en pied d'ouvrage (m) et  $\alpha_s$  est l'angle de la pente du fond devant l'ouvrage (°).

**NOTE:** d'autres valeurs de  $H_s/h$ ,  $\cot \alpha_s$  et  $\Delta$  peuvent conduire à des valeurs très différentes de la taille de l'enrochement requise.

**Encadré 5.20** Courbes de dimensionnement pour les ouvrages (semi-émergés) à crête abaissée

Comme le montre la Figure 5.52, la réduction de la taille de l'enrochement requise sur le talus avant est de 80 % si la crête se situe au niveau de l'eau au repos ( $R_c/H_S = 0$ ), où la taille de référence est déterminée pour des ouvrages dont la crête se trouve à un niveau tel qu'il n'y a pas (ou peu) de franchissement. Pour des valeurs supérieures de la revanche, la valeur du coefficient de réduction dépend de la cambrure de la houle  $s_{op}$  (voir la Figure 5.52). La masse de l'enrochement requise sur le talus avant atteint donc  $(0.8)^3 M_{50} \approx 0.5 M_{50}$ , où  $M_{50}$  est la masse requise pour les ouvrages non (ou légèrement) franchis, comme cela a été analysé à la Section 5.2.2.2.



**Figure 5.52** Courbes de dimensionnement des ouvrages semi-émergés à crête abaissée,  $R_c > 0$  (Van der Meer, 1990a)

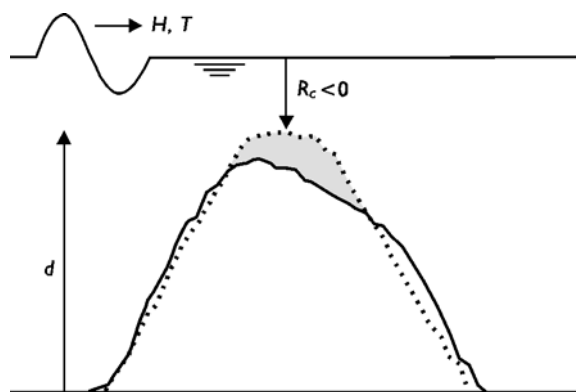
**Ouvrages semi-émergés ou immergés statiquement stables**

Vidal *et al.* (1995) ont élaboré une formule de stabilité pour les ouvrages en enrochement naturel à crête abaissée statiquement stables (semi-émergés ou immergés). Ils ont divisé la couche supérieure de la carapace de la digue en plusieurs zones : le talus avant, la crête, le talus arrière et la section totale et ont utilisé les quatre niveaux de dommage suivants : début du dommage (ID), dommage d'Iribarren (IR), début de la destruction (SD) et destruction (D). Ces niveaux peuvent être approximativement exprimés par un niveau de dommage,  $S_d$  (-), défini à la Section 5.2.1, conformément au Tableau 5.38.

**Tableau 5.38** Valeurs approximatives de  $S_d$  pour différents niveaux de dommage sur différents segments d'une digue

Niveau de dommage	Talus avant	Crête	Talus arrière	Section totale
Début du dommage, ID	1.0	1.0	0.5	1.5
Dommage d'Iribarren, IR	2.5	2.5	2.0	2.5
Début de la destruction, SD	4.0	5.0	3.5	6.5
Destruction, D	9.0	10.0	–	12.0

La Figure 5.53 montre un exemple du dommage subi par une digue en enrochement immergée après attaque de la houle. Cette figure illustre également l'intérêt qu'il y a à faire une distinction entre le talus avant, la crête et le talus arrière.

**Figure 5.53**

Exemple de coupe d'une digue immergée; la ligne pointillée (en haut) représente le profil initial et la ligne continue représente le profil après action de la houle.

Grâce à l'Équation 5.167, il est possible de déterminer la stabilité de la carapace du talus avant en fonction de la revanche relative (calculée à partir du ratio  $R_c/D_{n50}$ ):

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = A + B \frac{R_c}{D_{n50}} + C \left( \frac{R_c}{D_{n50}} \right)^2 \quad (5.167)$$

Les coefficients  $A$ ,  $B$  et  $C$  dépendent du segment de la digue concerné et du niveau de dommage. Le Tableau 5.39 présente les coefficients correspondant au début du dommage, voir Vidal *et al.* (2000).

**NOTE:** l'Équation 5.167 représente la tendance générale des données. Vidal *et al.* (1995) n'ont pas fourni d'information sur la dispersion autour des résultats que donnent l'Équation 5.167.

**Tableau 5.39** Coefficients d'ajustement des courbes de stabilité pour le début de dommage

Segment	A	B	C
Talus avant	1.831	-0.2450	0.0119
Crête	1.652	0.0182	0.1590
Talus arrière	2.575	-0.5400	0.1150
Section totale	1.544	-0.230	0.053

Ces coefficients sont considérés comme valables dans les conditions expérimentales des essais données au Tableau 5.40. Ce tableau montre que l'Équation 5.167 peut s'appliquer à des ouvrages statiquement stables semi-émergés ou immergés.

**Tableau 5.40** Conditions expérimentales des essais effectués par Vidal *et al.* (1995)

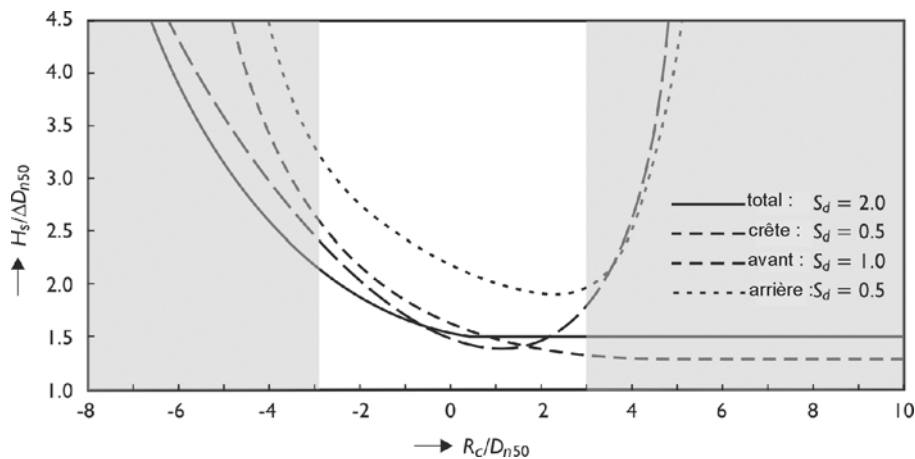
Paramètre	Symbole	Domaine de validité
Angle du talus avant et arrière	$\tan \alpha$	2/3
Densité relative déjaugée	$\Delta$	1.65
Nombre de vagues	$N$	2600 – 3000
Cambrure nominale de la houle	$s_{op}$	0.010 – 0.049
Revanche adimensionnelle	$R_c/D_{n50}$	-2.01 – 2.41
Largeur de crête adimensionnelle	$B/D_{n50}$	6.0
Hauteur de l'ouvrage adimensionnelle	$d/D_{n50}$	16 – 24
Nombre de stabilité	$H_s/(\Delta D_{n50})$	1.1 – 3.7



Burger (1995) a procédé à une nouvelle analyse des données expérimentales de Van der Meer (1988b) (voir le Tableau 5.41) et de Vidal *et al.* (1995) (voir le Tableau 5.40). La carapace a été divisée en trois zones : talus avant, crête et talus arrière, voir la Figure 5.50. La section a également été étudiée dans son intégralité. Burger (1995) a élaboré une courbe qui représente la stabilité d'ouvrages à crête abaissée (et des zones de ceux-ci) au début du dommage, voir la Figure 5.54.

**Tableau 5.41** Conditions opératoires des essais effectués par Burger (1995)

Paramètre	Symbole	Domaine de validité
Angle du talus avant	$\tan\alpha$	2/3
Angle du talus arrière	$\tan\alpha_{\text{arrière}}$	1/2
Densité relative déjaugée	$\Delta$	1.61
Nombre de vagues	$N$	1 000 – 3 000
Cambrure nominale de la houle	$s_{op}$	0.01 – 0.036
Revanche adimensionnelle	$R_c/D_{n50}$	-2.9 – 3.0
Largeur de crête adimensionnelle	$B/D_{n50}$	8
Hauteur de l'ouvrage adimensionnelle	$d/D_{n50}$	9 – 15
Nombre de stabilité	$H_g/(\Delta D_{n50})$	1.4 – 4



**Note :** ce graphique doit être utilisé avec précaution, dans la mesure où les courbes sont en partie basées sur une extrapolation des résultats issus des essais (Tableaux 5.40 et 5.41), qui reposaient sur des données comprises dans l'intervalle suivant :  $-2.9 < R_c/D_{n50} < 3.0$ .

**Figure 5.54** Graphique relatif aux ouvrages avec talus en enrochement à crête abaissée, représentant le début du dommage sur différents segments : talus avant, crête, talus arrière et ouvrage dans son intégralité, d'après Burger (1995)

**NOTE :** la Figure 5.54 présente la tendance générale des données issues des essais. Aucune information n'est donnée sur la dispersion autour des courbes.

Burger (1995) a conclu que le dommage sur le talus avant est presque toujours dimensionnant dans le cas d'ouvrages semi-émergés ( $R_c > 0$ ) ou dont la crête se situe au niveau de l'eau au repos. La crête n'est la zone la moins stable que dans le cas d'un ouvrage immergé ( $R_c < 0$ ) et si le dommage est important. En ce qui concerne l'ouvrage dans son ensemble, l'influence de la période de la houle est moins importante que l'influence de la revanche. Dans la plupart des cas, ce sont des vagues relativement plus courtes qui prédominent. Toutefois, dans le cas de zones dimensionnantes avec une revanche négative, ce sont les vagues plus longues qui prédominent. Pour l'ouvrage dans son ensemble, ce type de houle est également prédominant.

En cas de franchissement significatif, les courbes de la Figure 5.54 peuvent servir à obtenir une première estimation. Ce graphique montre que, pour les ouvrages immergés, il est possible de réduire de manière significative la taille de l'énrochement, par rapport à des ouvrages non-franchis. Dans le cas des ouvrages semi-émergés, cette réduction serait négligeable.

Il est recommandé d'appliquer une largeur minimale de la crête égale à 3 ou 4 fois le diamètre nominal médian,  $D_{n50}$ , de l'énrochement utilisé sur le talus avant.

Kramer et Burcharth (2004) ont calibré les coefficients de l'Équation 5.167 à partir d'essais sur modèles physiques tridimensionnels:  $A = 1.36$ ,  $B = -0.23$  et  $C = 0.06$ , en se basant sur la zone la moins stable de l'ouvrage. Il n'y a aucune information disponible sur la dispersion autour des estimations qui reposent sur ces coefficients. Le domaine de validité de l'Équation 5.167 est donné au Tableau 5.42.

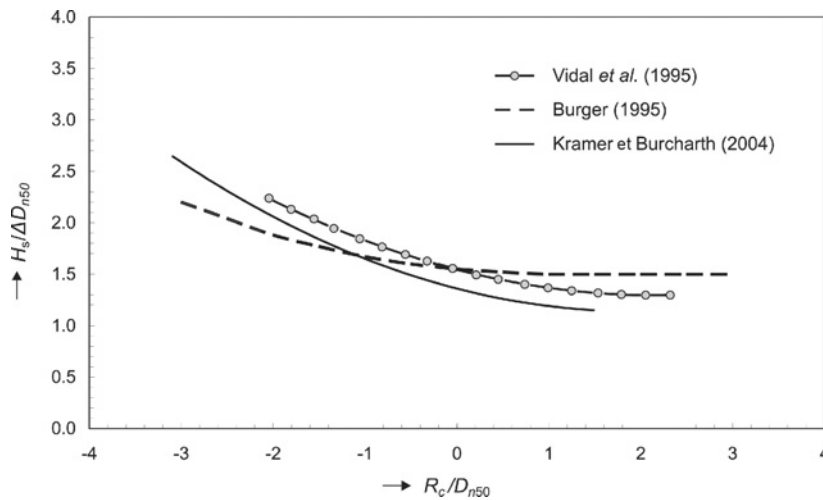
**Tableau 5.42** Domaine de validité de l'Équation 5.167 avec  $A = 1.36$ ,  $B = -0.23$  et  $C = 0.06$

Paramètre	Symbole	Domaine de validité
Talus avant et arrière	$\tan\alpha$	2/3
Densité relative déjàugée	$\Delta$	1.65
Nombre de vagues	$N$	1 000
Cambrure nominale de la houle	$s_{op}$	0.020 – 0.035
Revanche adimensionnelle	$R_c/D_{n50}$	-3.1 – 1.5
Largeur de crête adimensionnelle	$B/D_{n50}$	3.1 – 7.7
Hauteur de l'ouvrage adimensionnelle	$d/D_{n50}$	9.1
Angle d'attaque de la houle	$\beta$	-20° – 20°
Nombre de stabilité	$H_s/(\Delta D_{n50})$	1.2 – 4.8

### Ouvrages statiquement stables – comparaison des formules de stabilité

Il existe différentes formules de stabilité qui permettent d'évaluer la stabilité des ouvrages à crête abaissée. Le concepteur devra vérifier que les formules présentées ici sont bien valables pour l'application qu'il en fait (voir les domaines de validité figurant aux Tableaux 5.40, 5.41 et 5.42). Si tous les paramètres d'entrée sont disponibles (et suffisamment précis) et que plus d'une formule est considérée comme valable, il faut procéder à une analyse de sensibilité. Il faut alors choisir la formule selon que l'on exige, pour cette application, une estimation sécuritaire ou optimale (une moyenne).

La Figure 5.55 présente les formules de dimensionnement de Vidal *et al.* (1995), Burger (1995) et Kramer et Burcharth (2004) pour le début du dommage. La figure montre que les formules suivent toutes approximativement la même tendance: une diminution de la revanche relative ( $R_c/D_{n50} < 0$ ) laisse prévoir une augmentation de la stabilité, tandis que si la revanche relative augmente ( $R_c/D_{n50} > 0$ ), la stabilité du talus avant et de la digue dans son ensemble reste plus ou moins constante. Pour une revanche relative telle que  $-3 < R_c/D_{n50} < -1$ , la méthode de Burger (1995) donne les estimations les plus sécuritaires (c'est-à-dire début du dommage à la hauteur de houle la plus basse pour un diamètre d'énrochement et une revanche donnés), et dans l'intervalle approximatif de  $-1 < R_c/D_{n50} < 1.5$ , c'est la méthode de Kramer et Burcharth (2004) qui fournit les estimations les plus sécuritaires.



**Figure 5.55** Comparaison des formules de stabilité destinées aux ouvrages à crête abaissée, pour le début du dommage

### Ordre de grandeur pour les ouvrages immergés

L'Équation 5.168 – empirique – peut servir à obtenir une première estimation du diamètre nominal médian des enrochements,  $D_{n50}$  (m), pendant la phase d'étude préliminaire d'ouvrages immergés dans des conditions de houle limitées par la profondeur, c'est-à-dire avec une houle déferlante en avant de l'ouvrage (Kramer et Burcharth, 2004; Lamberti, 2005):

$$D_{n50} \geq 0.3 d \text{ pour } \frac{H_s}{h} = 0.6, \cot \alpha_s \geq 100 \text{ et } \Delta \cong 1.6 \quad (5.168)$$

où  $h$  est la hauteur d'eau en pied d'ouvrage (m),  $d$  la hauteur de l'ouvrage par rapport au fond de la mer (m) et  $\alpha_s$  la pente des fonds devant l'ouvrage ( $^\circ$ ).

**NOTE:** d'autres valeurs de  $H_s/h$ ,  $\cot \alpha_s$  et  $\Delta$  peuvent mener à des valeurs très différentes de la taille d'enrochement requise.

### Ouvrages dynamiquement stables

Les ouvrages dynamiquement stables sont des structures de type récifs constituées d'empilements d'enrochements homogènes sans couche filtre ni noyau, pour lesquels un certain degré de reprofilage par la houle est toléré. La hauteur d'équilibre de la crête et la transmission de la houle correspondante sont les principaux paramètres de dimensionnement. La transmission de la houle est traitée à la Section 5.1.1.4. Dans la plupart des situations, la crête des ouvrages de type récifs est immergée suite au reprofilage.

L'analyse de la stabilité de ces ouvrages par Ahrens (1987) et Van der Meer (1990a) s'est concentrée sur la variation de hauteur de la crête due à l'action de la houle. Ahrens (1987) a défini plusieurs paramètres adimensionnels afin de décrire le comportement de l'ouvrage à partir d'essais sur modèles physiques. Son principal paramètre adimensionnel était le coefficient de réduction de la hauteur de la crête relative ( $d/d_0$ ), soit le ratio entre la hauteur de la crête une fois l'essai terminé ( $d$ ) et sa hauteur au début de l'essai ( $d_0$ ). Ce ratio est naturellement borné par 0 et 1. Ahrens (1987) a établi qu'il y avait un déplacement de matériaux plus important pour des périodes de la houle longues que des périodes courtes. Il a donc introduit le nombre de stabilité spectral (ou modifié),  $N_s^*$ , défini par l'Équation 5.169.

$$N_s^* = N_s \left( \frac{H_s}{L_p} \right)^{-1/3} = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} \left( \frac{H_s}{L_p} \right)^{-1/3} \quad (5.169)$$

où  $N_s$  = nombre de stabilité (-) et  $L_p$  = longueur d'onde locale (m), calculée à l'aide de la théorie de la houle linéaire à partir de  $T_p$  (s) et de la hauteur d'eau en pied d'ouvrage (voir la Section 4.2.4.2).

La hauteur de la crête,  $d$  (m), peut alors être exprimée à l'aide de l'Équation 5.170:

$$d = \sqrt{A_t \exp(-a N_s^*)} \quad (5.170)$$

où  $A_t$  = surface de la section transversale de l'ouvrage ( $m^2$ ) et  $a$  = paramètre empirique (-), voir l'Équation 5.171. Van der Meer (1990a) a déterminé la valeur de ce paramètre empirique,  $a$ , à partir de tous les essais sur modèles effectués par Ahrens (1987):

$$a = -0.028 + 0.045 C_0 + 0.034 \frac{d_0}{h} - 6 \cdot 10^{-9} N_b^2 \quad (5.171)$$

où

$C_0$  = pente de réponse conforme à la construction,  $C_0 = A_t/d_0^2$  (-);

$d_0$  = hauteur de crête conforme à la construction (m);

$h$  = hauteur d'eau en pied d'ouvrage (m);

$N_b$  = nombre de blocs équivalent (-),  $N_b = A_t/D_{n50}^2$ .

Si l'Équation 5.170 entraîne  $d > d_0$ , alors  $d$  doit être maintenu égal à  $d_0$ . L'Encadré 5.21 présente un exemple des résultats du calcul de la (réduction de la) hauteur de la crête,  $d$ .

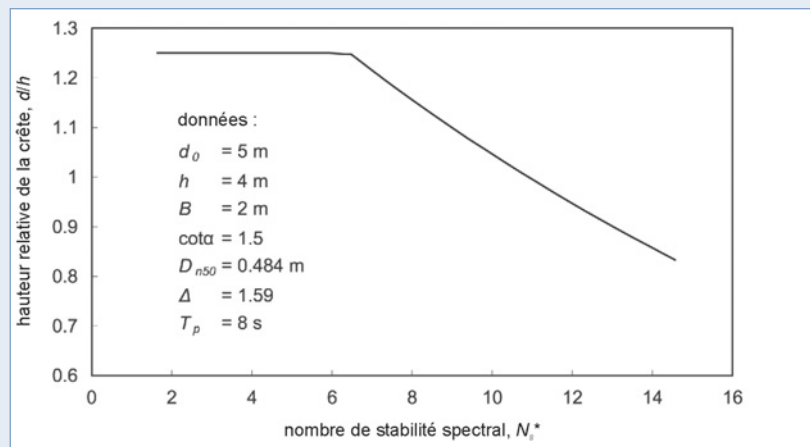
Le domaine de validité des Équations 5.170 et 5.171 est présenté au Tableau 5.43.

**Tableau 5.43** Domaine de validité des Équations 5.170 et 5.171

Paramètre	Symbole	Domaine de validité
Pente de réponse	$C_0$	1.5 – 3
Nombre de blocs équivalent	$N_b$	200 – 3 500
Revanche adimensionnelle	$R_c/D_{n50}$	-2.9 – 3.6
Revanche adimensionnelle	$R_c/H_s$	-1.0 – 5.5
Largeur de crête adimensionnelle	$B/D_{n50}$	3 – 9
Hauteur de l'ouvrage adimensionnelle	$d_0/h$	0.8 – 1.4

**Encadré 5.21** Exemple de résultats du calcul de la hauteur de crête

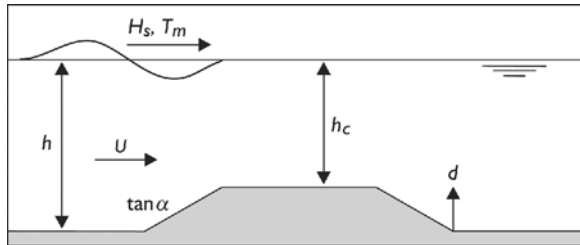
La réduction de la hauteur de la crête des ouvrages dynamiquement stable de type récifs peut être calculée à l'aide des Équations 5.170 et 5.171. La Figure 5.56 présente un exemple d'application de ces équations, où la hauteur relative de la crête est une fonction de  $N_s^*$  (défini dans l'Équation 5.169).



**Figure 5.56** Exemple de calcul de la hauteur de crête d'un ouvrage reprofilable dynamiquement stable de type récif en fonction du nombre de stabilité modifié  $N_s^*$  (Van der Meer, 1990a)

### 5.2.2.5 Ouvrages de fond

Les *ouvrages en enrochement de fond* sont des structures immergées dont la crête est relativement basse, ce qui fait que le déferlement de la houle n'a qu'une influence limitée sur ce type d'ouvrage. Parmi les exemples d'application de ce type d'ouvrages, on peut citer les épis de rivières, les protections de conduites et les ouvrages de prise et de rejet d'eau situés à proximité des installations électriques et de dessalinisation. La Figure 5.57 présente le schéma d'un ouvrage de fond et les principaux paramètres qui influencent la stabilité.



**Figure 5.57**

Schéma représentatif d'un ouvrage à talus en enrochement de fond

Les actions hydrauliques qui s'exercent sur les ouvrages de fond incluent la houle, les courants ou une combinaison de houle et de courants. On dispose de peu d'informations sur la stabilité des ouvrages de fond soumis à une houle ou à des courants d'incidence oblique.

Cette section traite plus particulièrement de la stabilité des ouvrages de fond soumis à de la houle ou de la houle concomitante à un courant arrière (c'est-à-dire un courant allant dans la même direction que celle de la houle). Cette méthode ne doit pas être appliquée en dehors de son domaine de validité, en particulier si la houle approche l'ouvrage sous un angle différent de celui des courants, car cela pourrait entraîner une sous-estimation du niveau de dommage. Dans cette méthode, l'influence de la houle est supérieure à celle des courants. La Section 5.2.3.2 aborde la stabilité des ouvrages de fond soumis à la seule action des courants. On ne sait pas encore exactement comment aborder une situation caractérisée par des courants forts et une houle plutôt faible. La Section 5.2.1.9 propose une approche possible.

#### Stabilité des ouvrages de fond soumis à la houle et aux courants

Le paramètre à estimer caractérise la quantité de matériaux déplacés de leur position d'origine. Pour les talus en enrochement, la surface érodée par rapport au profil initial,  $A_e$  (m<sup>2</sup>) est un paramètre de stabilité classique. Si l'on divise cette surface par le carré du diamètre de l'enrochement,  $D_{n50}$  (m), on obtient un paramètre adimensionnel – le niveau de dommage – qui caractérise la stabilité:  $S_d = A_e / D_{n50}^2$ , voir la Section 5.2.1. Contrairement aux digues en enrochement conventionnelles dont la crête est largement au-dessus du niveau de l'eau au repos, les ouvrages de fond sont généralement constitués d'enrochement naturel de plus petit diamètre pour un nombre de couches d'enrochement généralement bien supérieur à deux. Ces ouvrages de fond peuvent donc subir un niveau de dommage bien supérieur. Par exemple, si une conduite est recouverte de 10 couches d'enrochement, elle sera exposée à un niveau de dommage de  $S_d = 20$  ou plus. Si elle est recouverte d'un nombre de couches en enrochement plus important, le niveau de dommage autorisé sera encore plus grand. Il n'existe aucune règle stricte quant au niveau de dommage qui doit être appliqué dans des situations diverses. S'il faut une estimation plus précise de la stabilité de l'ouvrage de fond, il est recommandé d'effectuer des essais sur modèles physiques.

Pour estimer la quantité de dommage, il faut disposer des informations suivantes :

- hauteur significative de la houle,  $H_s$  (m), et période moyenne de la houle,  $T_m$  (s) calculée par analyse dans le domaine temporel;
- nombre de vagues,  $N$  (-);
- vitesse du courant moyennée sur la profondeur,  $U$  (m/s);
- hauteur d'eau sur l'ouvrage,  $h_c$  (m);
- diamètre de l'enrochement,  $D_{n50}$  (m), et sa densité relative déjaugée,  $\Delta$  (-).

Pour déterminer la quantité de dommage, on utilise un paramètre de mobilité,  $\theta$  (-), défini par l'Équation 5.172:

$$\theta = \frac{u^2}{g \Delta D_{n50}} \quad (5.172)$$

où  $u$  = vitesse caractéristique (m/s).

La vitesse maximale au niveau du fond,  $u_o$  (m/s), calculée comme s'il s'agissait de la vitesse à la crête de l'ouvrage, sert de vitesse locale caractéristique,  $u$  (m/s). L'Équation 5.173 donne la vitesse orbitale maximale induite par la houle (m/s), d'après la théorie de la houle linéaire.

$$u = u_o = \frac{\pi H_s}{T_m} \frac{1}{\sinh(k h_c)} \quad (5.173)$$

où  $k$  est le nombre d'onde,  $k = 2\pi/L_m$  (1/m) et  $h_c$  la hauteur d'eau au-dessus de la crête de l'ouvrage (m).

La méthode d'estimation est le résultat de la tendance générale des données présentées à la Figure 5.58. Les Équations 5.174 et 5.175 donnent la relation entre le paramètre de mobilité,  $\theta$  (-), le niveau de dommage,  $S_d$  (-), et le nombre de vagues,  $N$ .

$$\frac{S_d}{\sqrt{N}} = 0.2\theta^3 = 0.2 \left( \frac{u^2}{g \Delta D_{n50}} \right)^3 \quad (5.174)$$

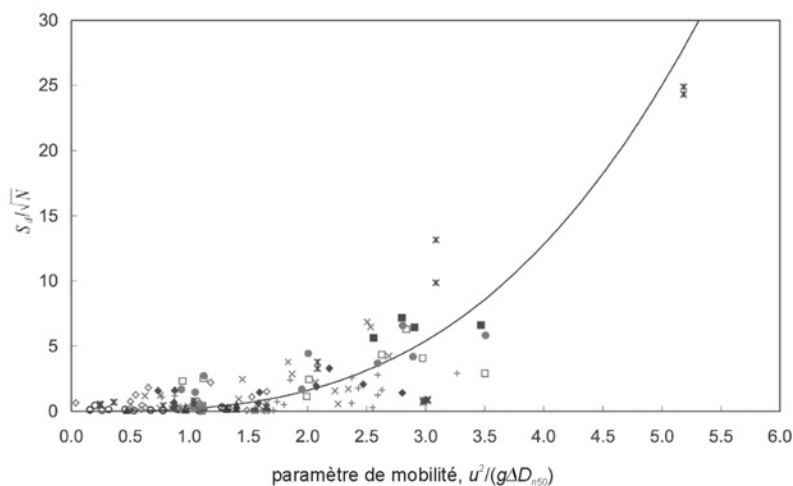
ou:

$$\frac{u^2}{g \Delta D_{n50}} = \left( 5 \frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{1/3} \quad (5.175)$$

où  $u$  est la vitesse locale caractéristique (m/s), égale à  $u_o$ , vitesse orbitale maximale induite par la houle (m/s).

Aucun paramètre dans l'Équation 5.174 n'exprime l'influence des courants. Bien que ces derniers aient un impact sur le niveau de dommage, les données disponibles montrent que cette influence est négligeable à la condition suivante:  $U/u_o < 2.2$  où  $U$  = vitesse du courant moyennée sur la profondeur (m/s) et pour les valeurs suivantes du paramètre de mobilité:  $0.15 < u_o^2/(g\Delta D_{n50}) < 3.5$ .

Il n'y a en revanche aucune raison de négliger les effets des courants lorsque l'on se trouve en dehors de ces limites (d'après les analyses de 154 conditions par Wallast et Van Gent (2003), incluant les données de Lomónaco (1994)).



**Figure 5.58** Illustration de la dispersion autour de l'Équation 5.174 pour la stabilité des ouvrages de fond

L'Équation 5.174 constitue la tendance générale des valeurs mesurées à l'occasion des essais sur modèles. Il existe une dispersion autour des valeurs estimées, comme l'illustre la Figure 5.58. Les différences entre les estimations de  $S_d/\sqrt{N}$  et les données existantes sont caractérisées par un écart-type de  $\sigma = 1.54$  pour des conditions de houle seule et de  $\sigma = 1.58$  pour des conditions de houle associée à des courants. Le Tableau 5.44 présente le domaine de validité de l'Équation 5.175. Pour tenir compte de la dispersion des données à des fins de dimensionnement, il suffit d'utiliser un coefficient supplémentaire,  $a = 3$ , dans l'Équation 5.174, ce qui donne  $S_d/\sqrt{N} = 0.6\theta^3$ ; et dans l'Équation 5.175, ce qui donne  $\theta = (5/3 S_d/\sqrt{N})^{1/3}$ .

**NOTE:** ce coefficient  $a = 3$  est légèrement supérieur à celui utilisé pour indiquer le niveau de dépassement à 5 % :  $1.64 \sigma$ , en supposant une distribution normale. Ceci est principalement dû au fait que la dispersion est relativement large pour les petites valeurs de  $S_d/\sqrt{N}$  (voir la Figure 5.58).

**Tableau 5.44** Domaine de validité des Équations 5.173 à 5.175

Paramètre (symbole)	Symbole	Domaine de validité
Angle du talus	$\tan \alpha$	1/8 – 1
Densité relative déjaugée (-)	$\Delta$	1.45 – 1.7
Nombre de vagues (-)	$N$	1 000 – 3 000
Cambrure nominale de la houle (-)	$s_{om}$	0.03 – 0.07
Vitesse adimensionnelle (-)	$U^2/(g\Delta D_{r50})$	0 – 10
Ratio hauteur de la houle/hauteur d'eau (-)	$H_s/h$	0.15 – 0.5
Ratio hauteur de la houle/hauteur au-dessus de la crête (-)	$H_s/h_c$	0.2 – 0.9
Nombre de stabilité (-)	$H_s/(\Delta D_{r50})$	5 – 50
Niveau de dommage (-)	$S_d$	< 1000

À l'heure de la rédaction de ce guide, on ignore encore comment traiter les cas où la houle et/ ou les courants n'approchent pas l'ouvrage de manière perpendiculaire. Il est donc recommandé d'effectuer des essais sur modèles physiques afin d'étudier les effets de la houle ou des courants d'incidence oblique sur la quantité de dommage. Les essais sur modèles physiques sont également conseillés pour étudier les effets de la houle et des courants qui se trouvent en dehors des domaines de validité présentés au Tableau 5.44.

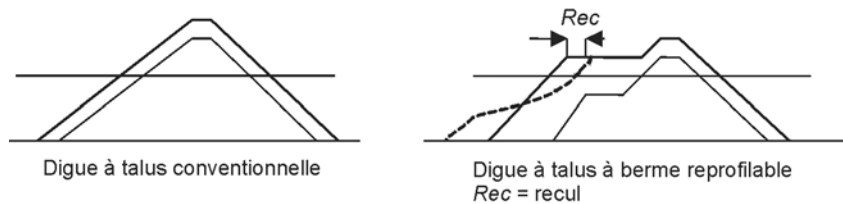
### 5.2.2.6 Ouvrages reprofilables et digues à berme

Cette section analyse les règles de dimensionnement des carapaces des digues à berme. Ces ouvrages peuvent – conformément aux recommandations de l'AIPCN (2003a) – être répartis en trois groupes :

1. **Ouvrages statiquement stables non-reprofilables:** dans ce cas, on ne tolère le déplacement que de peu de blocs, comme cela est le cas pour une digue à talus classique.
2. **Ouvrages statiquement stables reprofilés:** dans ce cas, le profil peut être reprofilé en un profil stable dans lequel chaque bloc est également stable.
3. **Ouvrages dynamiquement stables reprofilables:** dans ce cas, le profil est reprofilé en un profil stable mais chaque bloc peut encore se déplacer sur le talus.

Les digues à berme en enrochement reprofilables (types 2 et 3 ci-dessus) diffèrent des digues à talus classiques, comme l'indique la Figure 5.59. Une digue à talus conventionnelle doit être presque statiquement stable dans les conditions de houle de dimensionnement, tandis qu'une digue à berme peut être reprofilée, dans les conditions de houle de dimensionnement, en un profil statiquement ou dynamiquement stable.





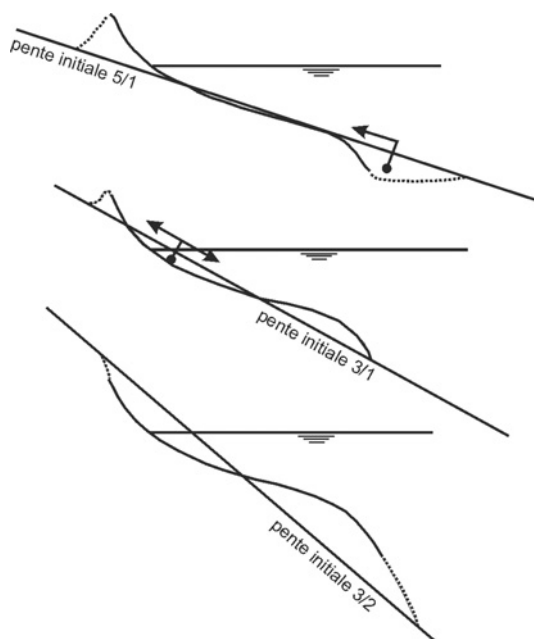
**Figure 5.59** Digue à talus conventionnelle et digue à berme reprofilable

Les digues à berme peuvent être caractérisées par une berme qui peut être reprofilée, soit au cours des diverses tempêtes, soit seulement en présence de conditions qui dépassent les conditions de dimensionnement. Dans le premier cas la digue à berme peut être considérée comme un ouvrage reprofilable statiquement ou dynamiquement stable, et dans le second cas comme non-reprofilable et statiquement stable. On s'intéresse aux deux cas, dans la mesure où les méthodes de dimensionnement relatives à la stabilité du profil en fonction de la taille de l'enrochement mis en place sont identiques. Bien que la digue à berme non-reprofilable soit un type d'ouvrage particulier, à mi-chemin entre une digue à talus conventionnelle et une digue à berme reprofilable, la stabilité du talus externe est déterminée par l'évaluation du reprofilage, en ce qui concerne le recul de la berme (voir la Figure 5.59).

Les digues à berme non-reprofilables peuvent être dotées soit d'une berme homogène (une seule catégorie d'enrochement), soit d'une berme hétérogène, avec deux ou trois couches d'un enrochement de blocométrie relativement lourde autour du niveau de l'eau au repos et en haut de la berme, ainsi qu'un enrochement de blocométrie moins importante dans les autres parties de la carapace. Ce dernier type, également appelé digue à berme *multicouche*, présente des avantages dans la mesure où la production de la carrière est utilisée en totalité ou en quasi-totalité. Ces digues à berme non-reprofilables sont construites partout dans le monde depuis 1984, principalement en Islande et, plus récemment, en Norvège (p. ex. la digue à berme de Sirevåg, en Norvège, voir l'Encadré 6.5). Pour plus d'informations sur la conception des sections transversales et sur d'autres aspects liés à ce type de digue, se reporter à la fin de cette section et à la Section 6.1.4.3.

### Stabilité et reprofilage

Les ouvrages en enrochement statiquement stables peuvent être décrits par le **paramètre de dommage**,  $S_d$ , exposé à la Section 5.2.1. Les ouvrages dynamiquement stables peuvent être décrits par leur profil ou plutôt par **l'évolution de leur profil** dans le temps, voir la Figure 5.60. La partie principale des profils est toujours la même. La pente initiale (raide ou douce) détermine si le matériau sera déplacé vers le haut ou vers le bas, entraînant une érosion autour du niveau de l'eau au repos.



**Figure 5.60**  
Profils dynamiquement stables pour différentes pentes initiales

### Paramètres dimensionnants et indices de mobilité

Les paramètres importants pour le reprofilage et la stabilité des digues à berme sont : le nombre de stabilité (statique),  $Ho (= N_s)$ , et le nombre de stabilité dynamique,  $HoTo$  (voir l'Équation 5.132 à la Section 5.2.2.1), où  $To = T_m \sqrt{g/D_{n50}}$ , paramètre de la période de la houle (-).

Lamberti *et al.* (1995), Lamberti et Tomasicchio (1997) et Archetti et Lamberti (1999) ont mené de vastes recherches afin de collecter des informations détaillées sur le mouvement des blocs d'enrochement le long du profil développé d'une digue reprofilée, pour une mobilité classique :  $1.5 < Ho < 4.5$ . Leurs principales conclusions ont été les suivantes :

- les blocs sur une digue à berme commencent à se déplacer lorsque  $Ho = \sim 1.5 - 2$ ;
- la mobilité est faible lorsque  $2 < Ho < 3$ ;
- la mobilité augmente très rapidement lorsque  $Ho > 3$ ;
- une digue à berme sera reprofilée en un profil statiquement stable si  $Ho \leq 2.7$ ;
- lorsque  $Ho > 2.7$ , la digue à berme sera reprofilée en un profil dynamiquement stable.

Les critères de mobilité sont résumés au Tableau 5.45.

**Tableau 5.45** Critère de mobilité pour un faible angle d'incidence de la houle ( $\beta = +/- 20^\circ$ ) \*)

Régime	$N_s = Ho$	$HoTo$
Mouvement faible, pas de reprofilage	$< 1.5 - 2$	$< 20 - 40$
Mouvement limité pendant le reprofilage ; statiquement stable	$1.5 - 2.7$	$40 - 70$
Mouvement notable, reprofilage ; dynamiquement stable	$> 2.7$	$> 70$

**Note :\*)** ce critère dépend dans une certaine mesure de la gradation de l'enrochement.

La première étape du dimensionnement préliminaire des ouvrages et des digues à berme reprofilables consiste à sélectionner un certain niveau de mobilité via, par exemple, le nombre de stabilité  $N_s \equiv Ho = H_s / (\Delta D_{n50})$ . On peut, par exemple, commencer par  $Ho = 2.7$  pour la carapace d'une digue à berme qui doit être statiquement stable et non-reprofilable.

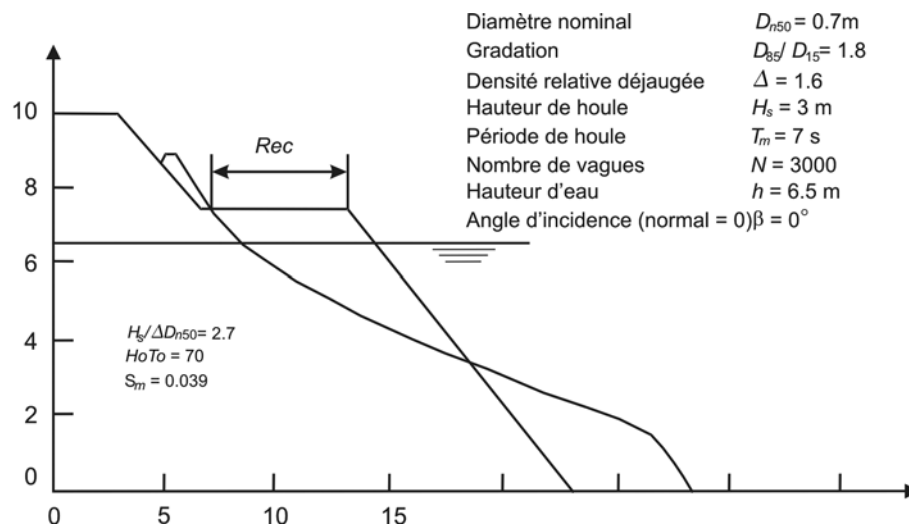
### Logiciel BREAKWAT de Van der Meer (1988b)

Van der Meer (1988b) a établi des relations entre les paramètres caractéristiques des sections transversales et les paramètres structurels et hydrauliques. Ces relations ont servi à élaborer le logiciel de calcul BREAKWAT, qui donne simplement un tracé du nouveau profil par rapport au profil initial. Les conditions limites de fonctionnement de ce modèle sont les suivantes :

- $H_s / (\Delta D_{n50}) = 3$  à 500 (digues à berme dynamiquement stables, plages de graviers et de galets) ;
- pente de talus initiale arbitraire ;
- crête au-dessus du niveau de l'eau au repos ;
- calcul d'une séquence de tempêtes (et/ou de marées) établie (ou supposée) en utilisant le profil précédemment calculé comme profil initial.

Les paramètres d'entrée du modèle (concernant les enrochements) sont le diamètre nominal médian,  $D_{n50}$ , la gradation,  $D_{85}/D_{15}$  et la densité relative déjaugée,  $\Delta$ . Les paramètres d'entrée décrivant les conditions de houle sont la hauteur significative,  $H_s$ , la période moyenne,  $T_m$ , le nombre de vagues ou la durée de la tempête,  $N$ , la hauteur d'eau en pied d'ouvrage,  $h$ , et l'angle d'incidence de la houle,  $\beta$  ( $^\circ$ ). Le profil initial est représenté par un ensemble de points  $(x, y)$  reliés par des lignes droites. Un deuxième calcul peut être fait à partir du même profil initial ou à partir du profil calculé.

La Figure 5.61 présente les résultats des calculs concernant une digue à berme, avec la liste des paramètres d'entrée. Le modèle peut être appliqué au dimensionnement de talus en enrochement et de digues à berme, ainsi qu'à l'étude du comportement du noyau et des couches filtres au cours de la construction. Le logiciel de calcul peut être utilisé de la même manière que l'approche de dimensionnement déterministe des talus en enrochement statiquement stables présentée à la Section 5.2.2.2.

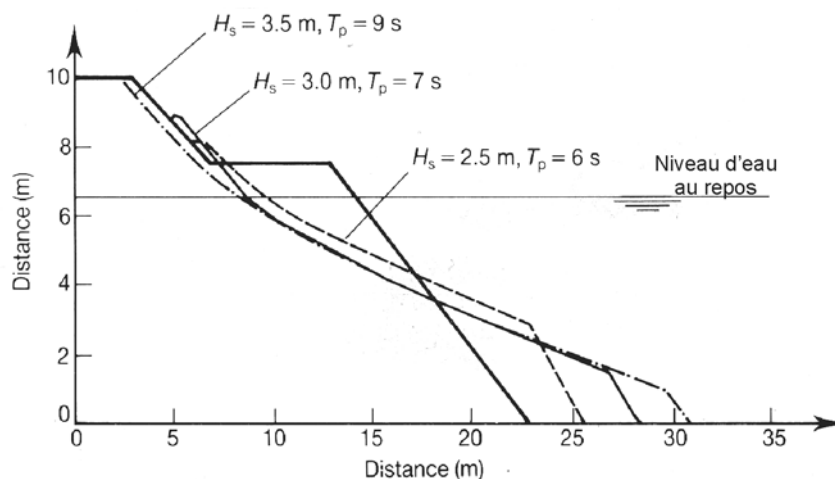


**Figure 5.61** Exemple de calcul du profil d'une digue à berme

Les aspects suivants doivent, par exemple, être pris en considération dans le dimensionnement d'une digue à berme :

- influence du climat de la houle, de la blocométrie de l'enrochement, de la hauteur d'eau ;
- dimensions optimales de l'ouvrage (talus supérieur et inférieur, largeur de la berme) ;
- stabilité après les premières tempêtes.

La Figure 5.62 présente un exemple de résultats obtenus à partir de ce type de calculs et montre les divers comportements de l'ouvrage soumis à différents climats de houle.



**Figure 5.62** Exemple de l'influence du climat de la houle sur le profil d'une digue à berme

Les informations concernant le reprofilage de la berme peuvent être obtenues en appliquant les méthodes élaborées par Van der Meer (1992), Van Gent (1997) et Archetti et Lamberti (1996).

D'autres solutions plus simples que le modèle BREAKWAT permettent d'effectuer une estimation préliminaire du profil.

## Modèle de profil de digue à berme élaboré par Hall et Kao (1991)

Hall et Kao (1991) ont proposé des règles de dimensionnement pour les digues à berme, établies à partir des résultats d'une vaste série d'essais sur modèles effectués à la Queen's University (au Canada). Ces recommandations portent sur un type particulier de profil initial, présenté à la Figure 5.63, mais elles sont considérées comme utiles dans la mesure où ce profil est largement adopté, convenant à la fois à la production classique des carrières dédiées à un projet et aux talus en enrochement naturel. Le talus supérieur est une exception flagrante : la pente est, de nos jours, généralement comprise entre 3/2 et 2/1. Les résultats sont valables pour :  $2 < H_s / (\Delta D_{n50}) < 5$ .

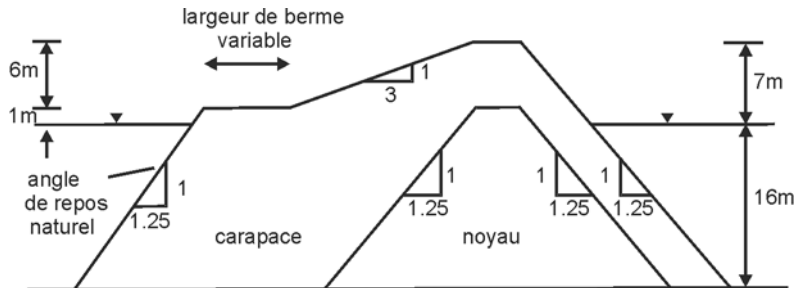


Figure 5.63 Vue d'ensemble de la digue à berme de base

Hall et Kao (1991) ont défini quatre paramètres de base :

$A$  = surface transversale de l'enrochement nécessaire pour un reprofilage stable ( $m^2$ );

$L$  = largeur du pied après reprofilage (m);

$B_B$  = largeur de la berme érodée (m),  $B_B = Rec$ ;

$R_p$  = proportion de blocs arrondis dans la carapace (-).

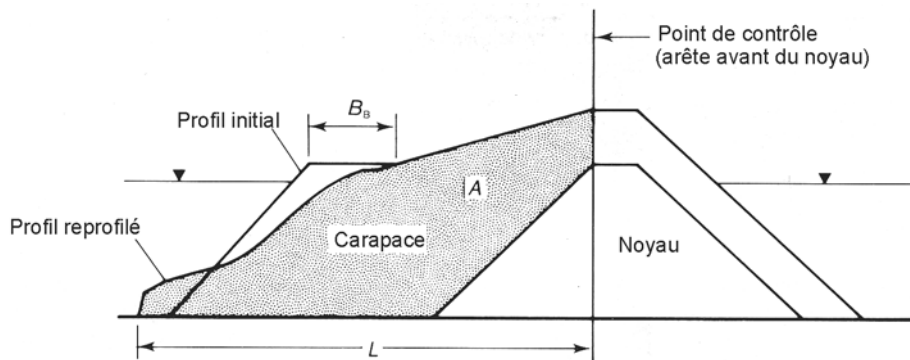


Figure 5.64 Schéma explicatif des paramètres du profil avant de la digue à berme

L'Équation 5.176 (Hall et Kao, 1991) relie le principal paramètre de dimensionnement  $B_B = Rec$  (m), au climat de houle, à la taille et à la gradation de l'enrochement et à la forme des enrochements. Les valeurs de  $A$  et  $L$  (voir la Figure 5.64) doivent être déterminées en appliquant les travaux de Hall et Kao (1991); ces valeurs doivent être considérées comme le minimum à garantir lors du dimensionnement. Il a été établi que la période de pic,  $T_p$ , le coefficient de groupe,  $GF$  (défini comme le degré d'occurrence de brèves séries de vagues plus élevées suivies de brèves séries de vagues moins élevées – voir la Section 4.2.4.4), et la cambrure de la houle,  $s$ , n'avaient aucune influence significative sur le profil stable des digues à berme.

$$\frac{Rec}{D_{50}} = -10.4 + 0.51 \left( \frac{H_s}{\Delta D_{50}} \right)^{2.5} + 7.52 \left( \frac{D_{85}}{D_{15}} \right) - 1.07 \left( \frac{D_{85}}{D_{15}} \right)^2 + 6.12 R_p \quad (5.176)$$

L'Équation 5.176 initiale est reformulée pour donner l'Équation 5.177 de façon à exprimer le paramètre  $Rec$  (m) en fonction des diamètres nominaux,  $D_n$  (m), plutôt que des diamètres de

tamis,  $D$  (m). Cette conversion est faite à partir du ratio  $D_n/D \cong 0.84$  présenté à la Section 3.4. La valeur proposée correspond à 3000 vagues; elle est suivie d'une correction, dans l'Équation 5.178, pour d'autres durées de tempêtes, exprimées par le nombre de vagues,  $N$ .

$$\frac{Rec}{D_{n50}} = -12.4 + 0.39 \left( \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} \right)^{2.5} + 8.95 \left( \frac{D_{n85}}{D_{n15}} \right) - 1.27 \left( \frac{D_{n85}}{D_{n15}} \right)^2 + 7.3 R_p \quad (5.177)$$

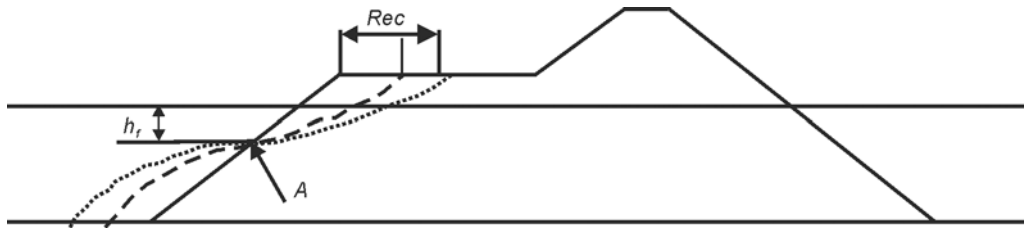
Le coefficient de correction temporel – Équation 5.178 – pour la durée (nombre de vagues,  $N$ ) est défini en fonction du nombre relatif de vagues ( $N/3000$ ) et s'exprime comme suit :

$$\frac{Rec_N}{Rec_{3000}} = 1 + 0.111 \ln \left( \frac{N}{3000} \right) \quad (5.178)$$

Hall et Kao (1991) ont remarqué une bonne concordance entre les estimations données par ces équations et les résultats obtenus à partir des digues à berme réelles.

### Méthode de reprofilage élaborée par Tørum *et al.* (2003)

Tørum (1999), Tørum *et al.* (2000) et Tørum *et al.* (2003) ont, dans une certaine mesure, suivi l'approche de Hall et Kao (1991). Comme illustré à la Figure 5.65, le recul de la berme,  $Rec$  (m), a été analysé à partir d'essais sur modèles. Il a été remarqué que pour une digue à berme donnée, tous les profils modifiés recoupaient la berme d'origine en un point quasi-fixe  $A$ , situé à une distance  $h_f$  (m) au-dessous du niveau de l'eau au repos (voir la Figure 5.65).



**Figure 5.65** Recul de la berme d'une digue à berme reprofilable

Une valeur approximative de la *profondeur fixe*,  $h_f$  (m), peut être tirée de l'Équation 5.179, qui donne la relation entre cette profondeur et les paramètres structurels (Tørum *et al.*, 2003) :

$$\frac{h_f}{D_{n50}} = 0.2 \frac{h}{D_{n50}} + 0.5 \quad \text{pour } 12.5 < h/D_{n50} < 25 \quad (5.179)$$

où  $h$  = hauteur d'eau devant la digue à berme (m)

La relation entre le recul de la berme adimensionnelle,  $Rec/D_{n50}$  (-), le nombre de stabilité dynamique,  $HoTo$  (-), la gradation de l'enrochement,  $f_g$  (-), et la hauteur d'eau,  $h$  (m), a été déterminée par un groupe de chercheurs, parmi lesquels Menze (2000) et Tørum *et al.* (2003). Cette relation est donnée ici sous la forme de l'Équation 5.180 (voir également la Figure 5.66).

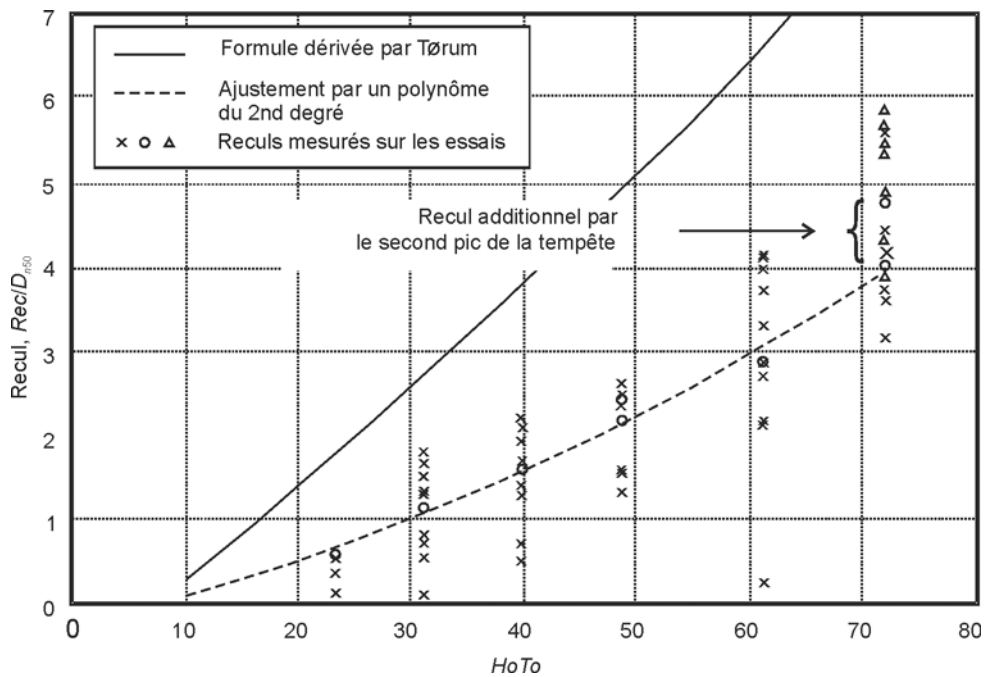
$$\frac{Rec}{D_{n50}} = 0.0000027 (HoTo)^3 + 0.000009 (HoTo)^2 + 0.11 (HoTo) - f(f_g) - f\left(\frac{h}{D_{n50}}\right) \quad (5.180)$$

où  $HoTo$  est le nombre de stabilité dynamique,  $= N_s T_m \sqrt{g/D_{n50}}$  (-),  $f(f_g)$  = fonction de la gradation de l'enrochement,  $f_g$ , donnée par l'Équation 5.181;  $f_g = D_{n85}/D_{n15}$  (avec  $1.3 < f_g < 1.8$ ) :

$$f(f_g) = -9.9 f_g^2 + 23.9 f_g - 10.5 \quad (5.181)$$

et  $f(h/D_{n50})$  = fonction du facteur de profondeur, donnée par l'Équation 5.182 :

$$f\left(\frac{h}{D_{n50}}\right) = -0.16 \left( \frac{h}{D_{n50}} \right) + 4.0 \quad \text{pour } 12.5 < h/D_{n50} < 25 \quad (5.182)$$



**Note:** la « formule » correspond à celle de Tørum (1999), = Équation 5.180 sans correction de la profondeur et avec  $f_g = 1.8$ .

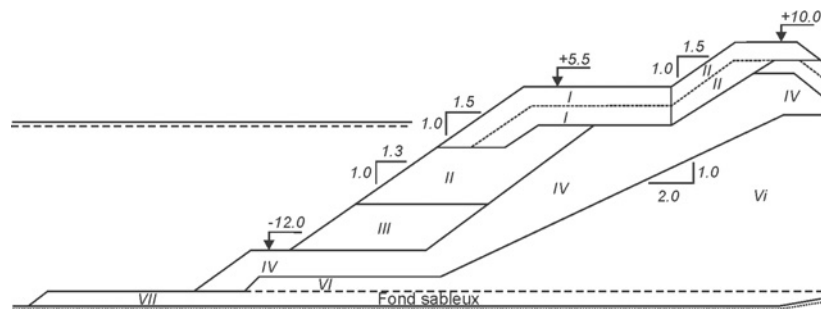
**Figure 5.66** Recul adimensionnel de la berme en fonction du nombre de stabilité dynamique,  $HoTo$

Pour le dimensionnement préliminaire de digues à berme statiquement stables non-reprofilables ou reprofilables, d'autres données sont disponibles dans le rapport du Groupe de travail MarCom 40 de l'AIPCN (AIPCN, 2003a).

### Digues à berme multicouches statiquement stables

La plupart des travaux de recherche portant sur la stabilité et sur le reprofilage des digues à berme ont été effectués sur des ouvrages homogènes. Plus récemment, cependant, quelques recherches ont été faites sur la stabilité et le reprofilage de digues à berme multicouches. Le principe de ce type de digues en matière de stabilité hydraulique est que, dans les conditions de houle de dimensionnement, l'ouvrage est statiquement stable; ce n'est que dans des conditions plus extrêmes qu'un reprofilage ou un recul de la berme est autorisé dans une certaine mesure. La digue à berme multicouches permet une meilleure rentabilisation de la production de la carrière que les digues à talus conventionnelles. La Figure 5.67 propose un exemple de digue à berme constituée d'une carapace multicouches près du niveau de l'eau au repos. La recommandation générale en matière de dimensionnement pour les digues à berme non-reprofilables et statiquement stables est la suivante : les données relatives au recul de la berme et le nombre de stabilité dynamique  $HoTo$  sont calculés à partir de la valeur de  $D_{n50}$  correspondant à la taille de l'enrochement le plus gros.

Ce type spécifique de digue à berme est analysé plus en détail à la Section 6.1.4.3.



**Figure 5.67** Digue à berme multicouches ou non-homogène (Sirevåg, Norvège); I = enrochements de 20 à 30 t; II = enrochements de 10 à 20 t (d'après Tørum, 2003)

**NOTE:** la stabilité du talus arrière d'une digue à berme est très importante pour la stabilité globale. En cas de dommages modérés à importants sur le talus arrière, le risque de rupture totale de la crête et du talus avant est très élevé. Van der Meer et Veldman (1992) proposent d'utiliser les valeurs suivantes comme paramètre global de dimensionnement (voir aussi AIPNC, 2003a):

$$\begin{aligned} \frac{R_c}{H_s} s_{op}^{1/3} &= 0.25 && \text{début de dommage;} \\ \frac{R_c}{H_s} s_{op}^{1/3} &= 0.21 && \text{dommage limité;} \\ \frac{R_c}{H_s} s_{op}^{1/3} &= 0.17 && \text{dommage important;} \end{aligned}$$

où  $R_c$  est la revanche (m) et  $s_{op}$  la cambrure nominale (-) calculée à partir de la période de pic,  $T_p$ .

### 5.2.2.7 Systèmes composites – enrochements liés ou gabions

La stabilité d'enrochements déversés de manière aléatoire peut parfois être améliorée à l'aide de gabions contenant des enrochements (voir la Section 3.14) ou en liaisonnant les enrochements au ciment ou au bitume (voir la Section 3.15). Cette section présente un critère de stabilité (indicatif) approximatif qui permet au concepteur de comparer ces systèmes à un enrochement constitué de blocs disposés de manière aléatoire.

Il est possible de procéder à une comparaison préliminaire de la stabilité hydraulique à l'aide d'une formule générale empirique proposée par Pilarczyk (1990) pour le déferlement plongeant (Équation 5.183). Dans les cas où  $\xi_p > 3$ , on suppose que cette équation peut être utilisée avec une valeur de  $\xi_p$  fixée à 3.

$$\frac{H_s}{\Delta D} = \phi_u \phi_{sw} \frac{\cos \alpha}{\xi_p^b} \quad \text{pour } \xi_p < 3 \text{ et } \cot \alpha \geq 2 \quad (5.183)$$

où

- $\phi_u$  = coefficient d'amélioration de la stabilité (empirique) selon le système (-);  $\phi_u = 1$  pour le rip-rap et  $\phi_u > 1$  pour les autres systèmes;
- $\phi_{sw}$  = coefficient de stabilité lié à la houle (-), défini à  $\xi_p = 1$ , avec les valeurs limites suivantes:  $\phi_{sw} = 2.25$  pour le début de mouvement des blocs et 3 pour le mouvement maximal acceptable des blocs;
- $b$  = exposant empirique ( $0.5 \leq b < 1$ ; enrochement:  $b = 0.5$ , autres systèmes:  $b = 2/3$ );
- $D$  = taille ou épaisseur caractéristique de l'élément de protection, spécifique au système (m);
- $\Delta$  = densité relative déjaugée du bloc du système (-);
- $\alpha$  = angle du talus de la protection.

#### Gabions et matelas de gabions

Le premier impératif pour un gabion ou un matelas d'une épaisseur donnée est qu'il soit stable en tant qu'élément. L'épaisseur du matelas,  $D'$  (m), peut être reliée à la taille de l'enrochement de remplissage,  $D_n$  (m). Dans la plupart des cas, il suffit de deux couches d'enrochement dans un matelas ( $D' \geq 1.8D_n$ ). L'épaisseur de l'élément,  $D'$  (m), est alors obtenue à partir d'une analyse de stabilité avec un coefficient d'amélioration de la stabilité de l'ordre de:  $2 \leq \phi_u < 3$ .

Le second impératif est que le mouvement (dynamique) de chaque bloc d'enrochement dans la cage ne doit pas être trop important pour éviter les déformations de la cage et l'abrasion du grillage. Ce second impératif a donc pour objectif d'éviter que les matériaux de remplissage soient de trop petite taille. Il n'est lié qu'à la taille du matériau de remplissage,  $D_n$ , et requiert que seuls les mouvements dans l'intervalle inférieur de stabilité dynamique soient autorisés. En choisissant un coefficient d'amélioration de la stabilité pour les blocs exposés à la houle de l'ordre de  $2 \leq \phi_u < 2.5$ , le niveau de charge toléré par les blocs pris individuellement est approximativement le double de celui qui existe au début du mouvement.



Ces deux impératifs sont résumés comme suit :

1. **Stabilité statique de l'élément** d'une épaisseur,  $D'$ .
2. **Stabilité dynamique de l'enrochement**, de taille caractéristique  $D_{n50}$ , dans la cage.

Pour un dimensionnement préliminaire, ces impératifs peuvent faire l'objet d'une évaluation à l'aide des Équations 5.184 et 5.185 (Pilarczyk, 1998). Ces équations sont tirées de l'Équation 5.183 et sont considérées comme valables pour  $H_s \leq 1.5$  m (ou  $H_s \leq 2$  m pour des vagues moins fréquentes).

1. **Stabilité statique des éléments**, d'épaisseur,  $D'$  : vérifier la stabilité statique (nombre de stabilité,  $H_s/(\Delta D') = 1$  à 4) avec l'Équation 5.184, avec  $F = \phi_u \phi_{sw} \leq 7$ , la densité relative déjaugée d'un élément,  $\Delta' \approx 1$  (-), et  $D' \geq 1.8 D_{n50}$  (m) :

$$\frac{H_s}{\Delta' D'} = \phi_u \phi_{sw} \frac{\cos \alpha}{\xi_p^{2/3}} \quad (5.184)$$

2. **Stabilité dynamique de l'enrochement**, de taille caractéristique,  $D_{n50}$  : vérifier la stabilité dynamique dans la cage à l'aide de l'Équation 5.185, en utilisant pour le coefficient de stabilité :  $F = \phi_u \phi_{sw} \leq 5$  (-) et avec  $\Delta$  égal à la densité relative déjaugée de l'enrochement, habituellement  $\Delta \approx 1.65$  (-) :

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = F \frac{1}{\xi_p^{1/2}} \quad (5.185)$$

Dans tous les cas, la taille de l'enrochement doit être supérieure à la taille des mailles de la cage (ce qui définit la taille minimale).

Dans des gabions ou des matelas à plusieurs couches (plus de deux), il est préférable d'utiliser des enrochements plus petits sous la première couche (c'est-à-dire jusqu'à  $0.2 D_{n50}$ ) pour créer un meilleur filtre et pour diminuer les gradients hydrauliques à la surface du sous-sol sous-jacent (Sections 5.2.2.10 et 5.4.5.3). Dans tous les cas, il est important que le sous-sol et les enrochements à l'intérieur du gabion ou du matelas soient convenablement compactés. Dans les conditions de dimensionnement où  $H_s > 1$ , il est souhaitable de placer une fine sous-couche granulaire (d'environ 0.2 m d'épaisseur) entre les gabions ou le matelas et le sous-sol. Dans les autres conditions, il suffit de placer le matelas directement sur le géotextile et sur le sous-sol compacté. Pour des raisons pratiques, l'épaisseur minimale des matelas est fixée à 0.15 m environ.

### Enrochements liés

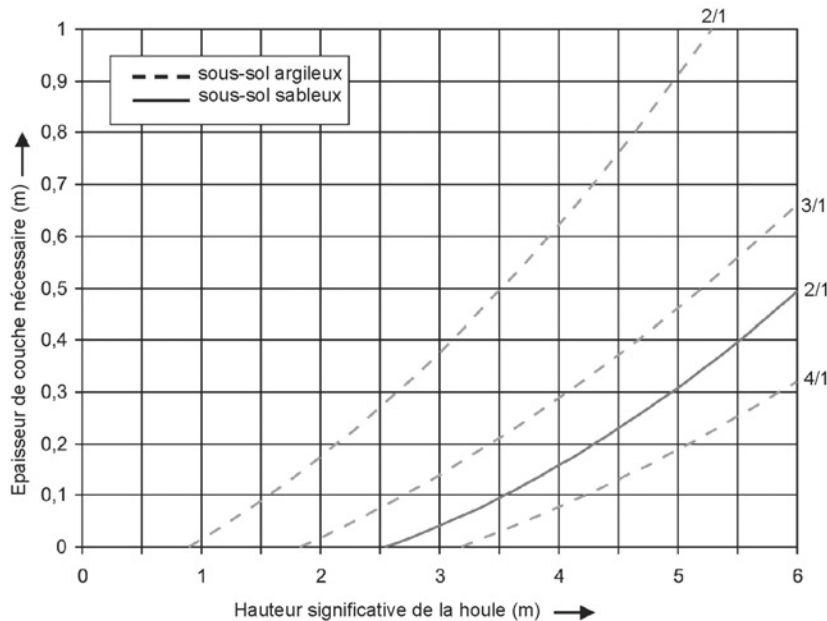
Des revêtements en enrochements intégralement liés sont conçus pour résister à l'impact de la houle. Le graphique de la Figure 5.68 peut servir à calculer l'épaisseur requise de la couche. Ce graphique de dimensionnement a été établi pour les conditions hydrauliques et climatiques propres aux Pays-Bas et donne l'épaisseur requise de la couche pour différents angles de talus et types de matériaux constitutifs du noyau (sable et argile), en fonction de la hauteur significative de la houle,  $H_s$ .

L'épaisseur minimale de la couche requise dans la zone d'impact de la houle est également déterminée par le diamètre de l'enrochement,  $D_{n50}$ . Pour que la pénétration du coulis dans le revêtement soit convenablement réalisée, l'épaisseur doit être supérieure à  $1.5 D_{n50}$ . Une blocométrie de 5 à 40 kg convient généralement à une pénétration intégrale bien que l'on puisse, si nécessaire, avoir recours à une blocométrie de 10 à 60 kg. À partir d'une masse volumique apparente de la roche de  $\rho_r = 2650 \text{ kg/m}^3$ , on obtient une épaisseur de couche de 0.30 m pour une blocométrie de 5 à 40 kg et de 0.35 m pour une blocométrie de 10 à 60 kg.

Si la blocométrie est supérieure à 10 à 60 kg, les vides entre les blocs seront trop importants, ce qui entraînera un écoulement du coulis bitumineux à travers le revêtement. Ce phénomène peut être limité en utilisant un mélange moins visqueux ou en ajoutant au coulis bitumineux des galets ou des granulats. Si l'on a recours à des enrochements de granulométrie plus faible (50/150 mm

ou 80/200 mm), par exemple une nouvelle couche au-dessus d'un revêtement existant, il convient d'utiliser un mastic bitumineux plutôt qu'un coulis bitumineux, car il est plus visqueux et pénétrera plus aisément dans les vides.

Si l'on applique un revêtement intégralement lié dans la zone de marnage, celui-ci devra être conçu pour résister à la pression de l'eau. Pour plus d'informations à ce sujet, se reporter au *Technical report on the use of asphalt in water defences* (Rapport Technique sur l'utilisation du bitume dans les ouvrages de défense) (TAW, 2002a).



**Note :** l'épaisseur de couche doit être au minimum de  $1.5 D_{n50}$ .

**Figure 5.68** Épaisseur de la couche dans le cas de revêtements à pénétration intégrale

En ce qui concerne les revêtements à pénétration partielle selon un motif spécifique (par exemple suivant un motif de plots ou de bandes), on a recours à la même méthode de dimensionnement que pour les enrochements libres; l'épaisseur de la couche est déterminée par les dimensions de l'enrochement. Toutefois, il est possible d'appliquer un coefficient de réduction en fonction du degré de pénétration du liant, sur la base de l'Équation 5.183. Si les vides sont remplis jusqu'à 60 % environ, on peut utiliser une valeur du coefficient d'amélioration de  $\phi_u = 1.5$ . Pour une granulométrie étroite (homogène), et dès lors qu'un suivi attentif est effectué pendant la construction, cette valeur peut aller jusqu'à  $\phi_u = 2$ . Pour le paramètre de stabilité, on peut utiliser  $\phi_{sw} = 2.25$ , toutefois, selon le nombre de vagues et le coefficient de sécurité requis, cette valeur devra éventuellement être modifiée. Le paramètre  $b$  de l'Équation 5.183 dépend de l'interaction entre la houle et le revêtement. Dans le cas d'une pénétration à motifs, on recommande  $b = 0.5$ , et pour une pénétration superficielle,  $b = 2/3$  est une valeur classique. Dans le cas de pénétration à motifs, de bons résultats ont été obtenus avec des valeurs de la hauteur significative de la houle allant jusqu'à 3 à 4 mètres. Le TAW (2002a) propose un complément d'information sur les revêtements en enrochement lié.

### 5.2.2.8 Talus en escaliers et talus composés

Les formules de stabilité énoncées à la Section 5.2.2.2 s'appliquent à des talus uniformes. Parfois, les ouvrages sont constitués d'une combinaison de talus (talus composés) et/ou présentent une berme horizontale sous le niveau de l'eau (talus en escaliers). Les courbes de dimensionnement proposées dans cette section correspondent à trois types d'ouvrages. Vermeer (1986) s'est intéressé aux talus en escaliers et Van der Meer (1990a) aux talus composés. Les résultats sont présentés aux Figures 5.69 à 5.71. On prend toujours pour référence, dans le cas de talus en escaliers ou composés, la stabilité d'un talus uniforme, définie à la Section 5.2.2.2. La stabilité du talus en escaliers ou composé est alors exprimée en augmentant le facteur de stabilité par rapport à un talus similaire

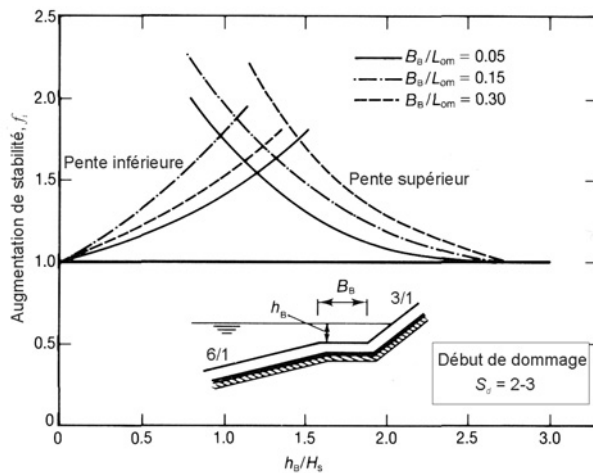
mais uniforme. Cet accroissement de la stabilité est exprimé par un coefficient,  $f_i$ , dont la valeur est 1 si la stabilité du talus en escaliers ou composé est identique à celle du talus uniforme.  $f_i > 1$  lorsque les escaliers ou les transitions dans le talus ont un effet positif sur la stabilité. Les courbes des Figures 5.69 à 5.71 sont données pour une valeur de début du dommage,  $S_d = 2$  à 3.

La procédure de dimensionnement est la suivante :

- calculer le  $D_{n50}$  requis pour la partie du talus en escaliers ou composé correspondant à un talus uniforme, comme cela est expliqué à la Section 5.2.2.2; puis
- déterminer la valeur réduite de  $D_{n50}$  en divisant la valeur de  $D_{n50}$  calculée ci-dessus par la valeur du coefficient d'accroissement de la stabilité,  $f_i$  (-), obtenue à partir des Figures 5.69 à 5.71.

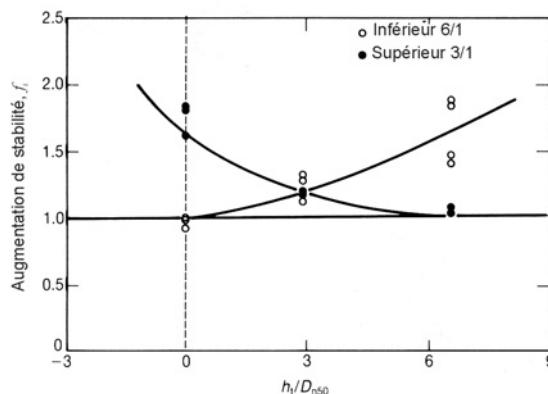
Vermeer (1986) et Van der Meer (1990a) ont étudié trois types d'ouvrages :

1. **Un talus en escaliers avec une berme horizontale** au niveau ou en dessous du niveau de l'eau au repos avec une pente de talus supérieur à 3/1 et une pente de talus inférieur à 6/1 (le domaine d'application possible des courbes de dimensionnement données à la Figure 5.69 peut donc être de 2/1 à 4/1 pour la pente du talus supérieur et de 5/1 à 7/1 pour la pente du talus inférieur).
2. **Un talus en enrochement naturel composé** avec un talus supérieur de pente 3/1, un talus inférieur de pente 6/1 et la transition au niveau ou en dessous du niveau de l'eau au repos (le domaine d'application possible des courbes de dimensionnement données à la Figure 5.70 peut donc être de 2/1 à 4/1 pour le talus supérieur et de 5/1 à 7/1 pour le talus inférieur).
3. **Un talus composé** avec un talus supérieur de pente 3/1 ou 6/1 en enrochement naturel et un talus supérieur lisse de pente 3/1 (revêtement bitumineux ou d'enrochement appareillé, p. ex.) (le domaine d'application possible des courbes de dimensionnement données à la Figure 5.71 peut donc être de 2/1 à 4/1 pour le talus supérieur et de 2/1 à 7/1 pour le talus inférieur).



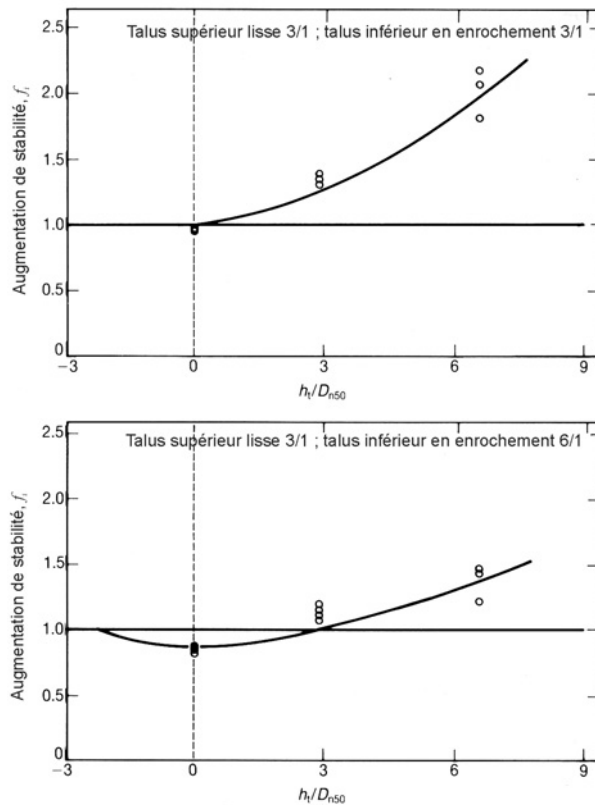
**Note :**  $h_B$  (m) est la hauteur de la berme par rapport au niveau de l'eau au repos;  $h_B$  est positive si la berme se trouve sous le niveau de l'eau.

**Figure 5.69**  
Coefficients d'accroissement de la stabilité,  $f_i$ , pour des talus en enrochement en escaliers ou à berme



**Note :**  $h_t$  (m) est la hauteur de la transition par rapport au niveau de l'eau au repos;  $h_t$  est positive si la transition se trouve sous le niveau de l'eau.

**Figure 5.70**  
Coefficients d'accroissement de la stabilité,  $f_i$ , pour des talus en enrochement naturel composés



**Note :**  $h_t$  (m) est la hauteur de la transition par rapport au niveau de l'eau au repos;  $h_t$  est positive si la transition se trouve sous le niveau de l'eau.

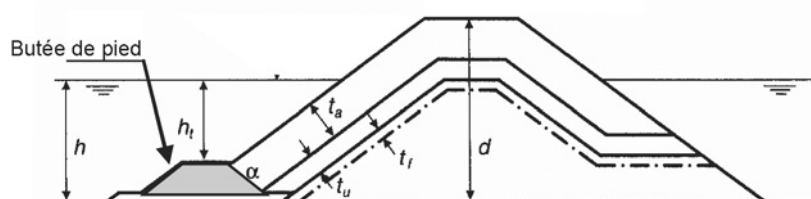
**Figure 5.71** Coefficients d'accroissement de la stabilité,  $f_i$ , pour les talus inférieurs en enrochement si le talus supérieur est lisse

Il est important de noter les points suivants :

- la Figure 5.71 présente les coefficients d'accroissement de la stabilité pour les talus inférieurs uniquement. La stabilité des talus supérieurs lisses n'a pas été étudiée par Van der Meer (1990a);
- les trois figures ci-dessus (Figures 5.69 à 5.71) montrent que la stabilité du **talus inférieur** augmente lorsque le niveau de l'eau au repos est au-dessus de la transition;
- la stabilité du **talus supérieur des talus composés** augmente lorsque le niveau de l'eau au repos est inférieur à  $6D_{n50}$  (m) au-dessus de la zone de transition (voir la Figure 5.70);
- lorsque la transition d'un **talus en escaliers** se trouve bien au-dessous du niveau de l'eau au repos, la stabilité du talus inférieur peut également être déterminée à l'aide des recommandations applicables à la butée de pied d'un ouvrage (voir la Section 5.2.2.9).

### 5.2.2.9 Butée de pied et protection anti-affouillement

Dans la plupart des cas, la carapace côté mer d'une digue en enrochement ou d'autres ouvrages à carapace en enrochement est protégée près du fond par une butée de pied (voir la Figure 5.72).



**Figure 5.72** Coupe classique de digue à talus avec une butée de pied

Si l'enrochement de la butée de pied a la même taille que l'enrochement de la carapace du talus côté mer, il est probable que la butée de pied sera stable. Dans la plupart des cas, toutefois, il peut être préférable de réduire la taille de l'enrochement de la butée de pied. D'après les travaux de Brebner et Donnelly (1962), présentés dans le SPM (CERC, 1984), qui ont testé une butée de pied en enrochement située à l'avant des ouvrages mixte verticalement soumis à l'action d'une houle monochromatique, on peut supposer qu'il existe un lien entre le ratio  $h_t/h$  et le nombre de stabilité  $H_s/(\Delta D_{n50})$  (ou  $N_s$ ), où  $h_t$  est la profondeur à laquelle se trouve la butée de pied par rapport au niveau de l'eau et  $h$  est la hauteur d'eau devant l'ouvrage (voir la Figure 5.72). Une valeur peu élevée du ratio  $h_t/h$ , égale à 0.3 ou 0.5, signifie que la butée de pied est relativement élevée par rapport au fond. Dans ce cas, la butée de pied est proche de celle d'un ouvrage en escaliers ou à berme (voir la Section 5.2.2.8). Une valeur de  $h_t/h = 0.8$  signifie que la butée de pied est proche du fond et, dans ce type de situation ( $h_t/h > 0.5$ ), il faut suivre les recommandations données dans cette section.

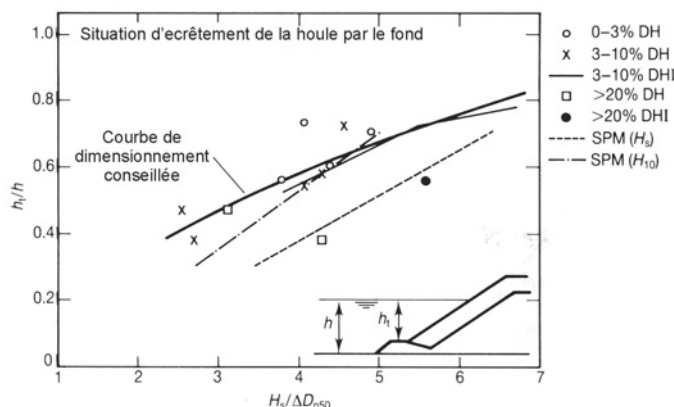
### Butée de pied des carapaces en enrochement naturel

On suppose parfois une relation de stabilité entre  $H_s/(\Delta D_{n50})$  et  $h_t/H_s$ , ce qui indique qu'une valeur plus basse de  $h_t/H_s$  (niveau plus élevé de la butée de pied) entraîne un dommage plus important. Gravesen et Sørensen (1977) ont montré qu'une forte cambrure de la houle (correspondant à une courte période de la houle) endommage plus fortement la butée de pied qu'une faible cambrure de la houle. Toutefois, cette hypothèse n'était basée que sur un petit nombre de données. Cette conclusion n'a pas pu être confirmée par le rapport du CIAD (1985) consacré à l'évaluation assistée par ordinateur. Aucune relation n'a été découverte entre  $H_s/(\Delta D_{n50})$  et  $h_t/H_s$ , probablement à cause de la présence de  $H_s$  dans les deux paramètres. Une valeur moyenne de  $N_s = H_s/(\Delta D_{n50})$  a été donnée:  $\mu_{N_s} = 4$  pour un *dommage nul* et  $\mu_{N_s} = 5$  pour une *rupture*. Cependant, la dispersion est large:  $\sigma_{N_s-4} = \sigma_{N_s-5} = 0.8$ .

Une étude plus approfondie a été menée dans le cadre de l'édition 1995 de ce guide; voir Van der Meer (1993). Les résultats présentés dans le rapport du CIAD (1985) ont été analysés à nouveau et comparés avec d'autres données (voir la Figure 5.73). Les niveaux de dommage  $S_d$  étaient de 0 à 3 %, de 3 à 10 % et > 20 à 30 %. Dans ce cas :

- **0 à 3 %** signifie qu'il n'y a **aucun mouvement** d'enrochements (ou seulement un mouvement limité) dans la butée de pied;
- **3 à 10 %** signifie que la butée de pied s'est légèrement **aplanie** mais qu'elle était encore en état de fonctionner (c'est-à-dire de soutenir la carapace), avec un niveau de dommage acceptable;
- un dommage supérieur à **20 à 30 %** est considéré comme une **rupture**, ce qui signifie que la butée de pied n'assurait plus sa fonction, du fait d'un niveau de dommage inacceptable.

Dans presque tous les cas, l'ouvrage est soumis à la houle dans des conditions plus ou moins limitées par la profondeur, ce qui signifie que la valeur de  $H_s/h$  est plutôt proche de 0.5. C'est également la raison pour laquelle on admet que la profondeur de la butée de pied,  $h_t$ , soit liée à la hauteur d'eau  $h$ . Ceci **ne serait pas acceptable** dans le cas de digues construites en très grande profondeur d'eau ( $h > 20$  à 25 m). Les résultats présentés sont donc **valables pour des situations de profondeur limitée, exclusivement**.



**Figure 5.73**  
Stabilité de la butée de pied en fonction de  $h_t/h$

La Figure 5.73 montre que si la butée de pied se trouve très au-dessus du fond (petit ratio  $h_t/h$ ), la stabilité est bien moindre que dans le cas où le pied est proche du fond. Une courbe de dimensionnement est suggérée à la Figure 5.73 (voir également le Tableau 5.46). De manière générale, on peut en déduire que la profondeur du pied sous le niveau de l'eau est un paramètre important. Si le pied est proche du fond, le diamètre de l'enrochement peut être inférieur à la moitié de la taille requise lorsque le pied se trouve à mi-chemin entre le fond et le niveau de l'eau. Les valeurs de dimensionnement pour un dommage faible ou acceptable (de 0 à 10 %) et dans des situations de profondeur limitée sont résumées au Tableau 5.46.

**Tableau 5.46** Stabilité de la butée de pied

$h_t/h$	$H_s/(\Delta D_{n50})$
0.5	3.3
0.6	4.5
0.7	5.4
0.8	6.5

Les valeurs du Tableau 5.46 ne présentent aucun risque pour  $h_t/h > 0.5$ . Pour des valeurs de  $h_t/h$  moins élevées, il faut utiliser les formules de stabilité consacrées aux carapaces, comme les présente la Section 5.2.2.2.

Van der Meer *et al.* (1995) ont proposé une approche plus générique. Le niveau de dommage  $y$  est tout d'abord mieux défini : il n'est plus exprimé par  $S_d$ , mais par  $N_{od}$ , défini comme le nombre réel de blocs d'enrochement déplacés dans une bande de largeur  $D_{n50}$  dans le sens de la longueur (voir également la Section 5.2.1 et l'Encadré 5.19 de la Section 5.2.2.3).  $N_{od} = 0.5$  représente le début du dommage (= une valeur de dimensionnement sécuritaire);  $N_{od} = 2$  signifie qu'il se produit un léger aplanissement; et  $N_{od} = 4$  signifie que le pied s'est complètement aplani. Ces données s'appliquent à une butée de pied de géométrie *standard* d'une largeur de 3 à 5 blocs et d'une épaisseur de 2 à 3 blocs. Les butées de pied plus larges tolèrent un niveau de dommage supérieur. L'une des conclusions de ces travaux est que la cambrure nominale de la houle,  $s_o = 2\pi H/(gT^2)$ , n'a aucune influence sur la stabilité. D'après des recherches antérieures, l'Équation 5.186 peut être considérée comme la relation entre la hauteur significative critique de la houle et le niveau de dommage  $N_{od}$  (-).

$$H_s = b N_{od}^{0.15} \quad (5.186)$$

où  $b$  = coefficient ou fonction des paramètres structurels, voir ci-dessous.

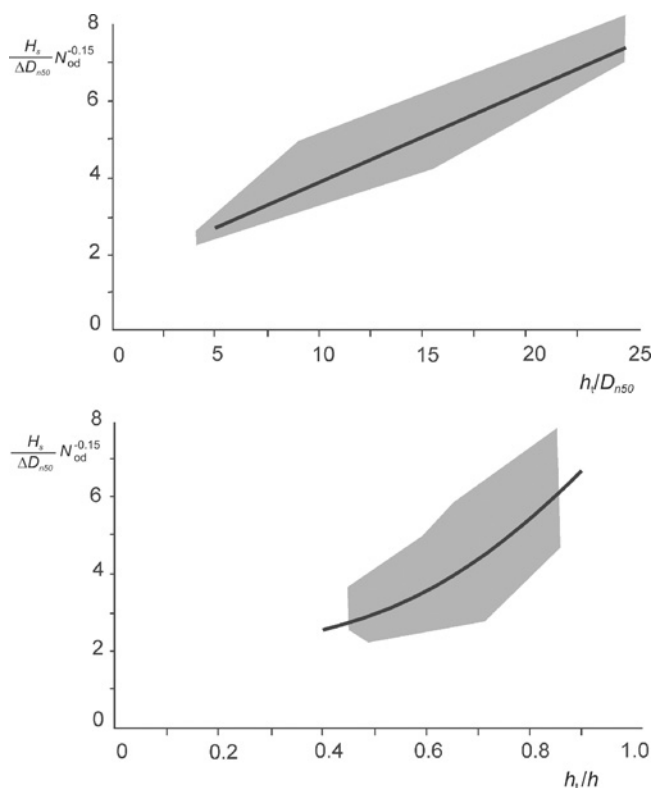
Les formules améliorées permettant de déterminer la stabilité de la butée de pied (voir également la Figure 5.74), dans lesquelles la profondeur adimensionnelle de la butée de pied est exprimée de deux manières différentes ( $h_t/D_{n50}$  et  $h_t/h$ ) sont données ici par les Équations 5.187 et 5.188, respectivement (voir également Pilarczyk, 1998) :

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \left( 1.6 + 0.24 \left( \frac{h_t}{D_{n50}} \right) \right) N_{od}^{0.15} \quad (5.187)$$

et

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \left( 2 + 6.2 \left( \frac{h_t}{h} \right)^{2.7} \right) N_{od}^{0.15} \quad (5.188)$$

Une butée de pied d'un niveau relativement élevé, comme  $h_t/h < 0.4$ , est assez comparable à une berme et, de fait, sa stabilité est proche de celle de la carapace avant (voir la Section 5.2.2.2). Ces carapaces en enrochement ont des nombres de stabilité proches de  $H_s/(\Delta D_{n50}) = 2$ . C'est la raison pour laquelle, si on la prolongeait, la courbe représentant l'Équation 5.187 (voir la Figure 5.74) ne partirait pas de l'origine, mais de  $H_s/(\Delta D_{n50}) = 2$  pour  $h_t/h = 0$ . Les Équations 5.187 et 5.188 s'appliquent pour :  $0.4 < h_t/h < 0.9$  et  $3 < h_t/D_{n50} < 25$ .



**Figure 5.74** Stabilité de la butée de pied en fonction de  $h_t/D_{n50}$  et  $h_t/h$  (les zones grisées représentent les mesures)

**NOTE:** le lecteur doit comprendre que l'Équation 5.187 ne repose que sur des essais pour lesquels le ratio  $h_t/h$  est compris entre 0.7 et 0.9. L'Équation 5.187 **ne doit pas être extrapolée**. Lorsque la profondeur d'eau atteint une valeur supérieure à environ trois fois la hauteur de la houle, cette formule donne des résultats non-conformes à la réalité (voire négatifs!) en termes de tailles requises de l'enrochement de la butée de pied. Pour cette équation, une limite sécuritaire est  $h_t/H_s < 2$ .

#### Butée de pied dans le cas de fonds devant l'ouvrage peu profonds et en pente douce

Lorsqu'on utilise de l'enrochement pour protéger le pied d'un ouvrage situé en eau très peu profonde avec des fonds en pente douce ( $h_t/h = 0$  à 0.2), la taille de l'enrochement n'est pas nécessairement aussi importante que pour les butées de pied situées en eau plus profonde ou pour l'ouvrage lui-même. Dans ces conditions spécifiques, les règles de dimensionnement reposent sur une évaluation des méthodes décrites à la Section 5.2.2.8 – talus en escaliers et talus composés, et de la méthode décrite ci-dessus pour les butées de pied des digues (Équations 5.187 et 5.188). Ces conditions particulières surviennent habituellement le long des rives de lacs et d'estuaires de grande envergure et relativement peu profonds, ainsi que pour les berges des rivières (voir la Figure 5.75). Le paramètre dimensionnant – la hauteur de la houle – est limité par la profondeur. Le Tableau 5.47 donne des approximations utilisables pour le prédimensionnement de l'enrochement pour ce type de butée de pied. Il est à noter que la période de la houle, bien qu'elle ne soit pas un paramètre dimensionnant de la stabilité, doit être inférieure à 8 s. Cette approche simple (TAW, 2002b) repose sur une comparaison qualitative entre les règles de dimensionnement existantes pour les butées de pied de digues et celles qui concernent les talus en escaliers. Plutôt que de donner une relation de stabilité pour des conditions structurelles spécifiques, elle donne une relation directe entre la hauteur significative de la houle,  $H_s$ , et la blocométrie requise de l'enrochement.





**Figure 5.75** Butée de pied (ou berme au niveau de l'eau au repos) d'une digue fluviale (source : Rijkswaterstaat)

Pour le dimensionnement final, il est judicieux d'effectuer des essais sur modèles réduits, en particulier lorsqu'il s'agit d'un projet de grande envergure. Dans ce cas, l'optimisation (c'est-à-dire éventuellement une blocométrie inférieure à celle indiquée) peut permettre une réduction de coûts considérable.

**Tableau 5.47** Blocométrie de l'enrochement pour des butées de pied en eau peu profonde et pour des fonds devant l'ouvrage en pente douce

Type de butée de pied	Niveau de dommage				
	Aucun dommage acceptable			Dommage limité dans des conditions extrêmes	
Butée de pied horizontale dont le niveau de crête est juste au-dessus du fond	$H_s \leq 2$ m 10 – 60 kg		$H_s > 2$ m 40 – 200 kg		$H_s < 3$ m 10 – 60 kg
Butée de pied avec crête en pente douce au niveau/juste en dessous du niveau de l'eau au repos	$H_s \leq 1$ m 10 – 60 kg	$1 \text{ m} \leq H_s \leq 2$ m 40 – 200 kg	$2 \text{ m} \leq H_s \leq 3$ m 60 – 300 kg	$1.5 \text{ m} \leq H_s \leq 2.5$ m 40 – 200 kg	$2.5 \text{ m} \leq H_s \leq 3.5$ m 60 – 300 kg

#### Butée de pied des carapaces en enrochement artificiel

Le dimensionnement de la butée de pied d'une digue dépend des caractéristiques du fond de la mer, des actions hydrodynamiques et de la méthode de construction proposée. Dans le cas des blocs artificiels, il peut souvent être avantageux d'installer la butée de pied (en enrochement naturel) après avoir placé les blocs artificiels sur le talus. Cette méthode de construction peut également être à adopter dans le cas d'un pied mis en place dans une excavation (p. ex. pour les ouvrages en eau peu profonde ou pour des fonds devant l'ouvrage pentu).

Dans le cas de blocs de carapace disposés de manière aléatoire en une couche (p. ex. ACCROPODE, CORE-LOC et Xbloc), il est recommandé que la butée de pied soit constituée d'une double rangée de ces blocs si l'ouvrage se trouve en eau peu profonde (houle limitée par la profondeur). Les blocs artificiels doivent être placés sur une couche filtre afin d'empêcher l'érosion du fond de la mer.

Il faut également disposer une protection anti-affouillement constituée d'une couche d'enrochement naturel (d'une largeur minimale de 3 diamètres d'enrochement) et une couche filtre, afin de garantir que l'enrochement artificiel du pied reste en place. La Section 6.1 donne des précisions à ce sujet.

### Protection de pied des digues en caisson ou des murs verticaux

La présence d'ouvrages verticaux entraîne une augmentation de la vitesse des particules d'eau à proximité du fond, à cause de la réflexion de la houle. Le dimensionnement d'une protection en enrochement devant un ouvrage de ce type requiert donc que les nombres de stabilité  $H_s/(\Delta D_{n50})$  (ou  $N_s$ ) de la protection de pied soient plus faibles que ceux d'un talus en enrochement. Les courbes de Brebner et Donnelly (1962), présentées dans le SPM (CERC, 1984) et mentionnées précédemment, peuvent être utilisées dans ces situations, mais présentent l'inconvénient d'avoir été élaborées à partir d'essais en conditions de houle monochromatique, et non aléatoire. Se pose alors le problème de la détermination d'une valeur appropriée de la hauteur de la houle, par exemple  $H_{1/10}$ , correspondant à la hauteur de la houle monochromatique,  $H$ . Pour un dimensionnement préliminaire, il est donc plutôt suggéré d'utiliser, en suivant les indications ci-dessous, les résultats des essais de modélisation effectués au Japon par Tanimoto *et al.* (1983) et Takahashi *et al.* (1990) sur des digues en caisson soumises à l'attaque d'une houle aléatoire. Dans le cas des fondations en enrochement de digues en caisson classiques, ces essais sur modèles montrent que, pour garantir la stabilité,  $H_s/(\Delta D_{n50})$  **ne doit pas dépasser** une valeur de 2 environ. Dans le cas de digues en caisson mixtes verticalement, les essais japonais donnent des valeurs de  $H_s/(\Delta D_{n50})$  identiques à celles de l'Équation 5.189, qui s'applique à la carapace en enrochement de la fondation :

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \max \left\{ 1.8, 1.3 a \frac{h'}{H_s} + 1.8 \exp \left( -1.5 a (1 - \kappa) \frac{h'}{H_s} \right) \right\} \quad (5.189)$$

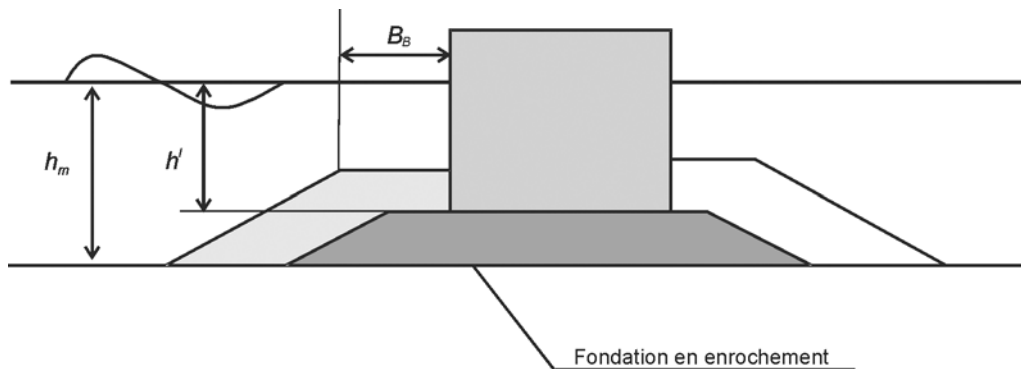
où

- $a$  =  $(1 - \kappa) / \kappa^{1/3}$  (-);
- $\kappa$  =  $\kappa_1 \kappa_2$  (-);
- $\kappa_1$  =  $2kh' / \sinh(2kh')$  (-);
- $\kappa_2$  =  $\max\{0.45 \sin^2 \beta \cos^2(kB_B \cos \beta), \cos^2 \beta \sin^2(kB_B \cos \beta)\}$  (-);
- $k$  = nombre d'onde (-);  $k = 2\pi/L_p$  (-);
- $h'$  = profondeur de la berme de crête de la sous-couche (m);
- $B_B$  = largeur de la berme (m);
- $\beta$  = angle d'incidence de la houle ( $^\circ$ ), pour une houle normale:  $\beta = 0^\circ$ .

Dans la pratique, les valeurs de  $H_s/(\Delta D_{n50})$  sont très proches de 2, soit la valeur de stabilité des fondations de digues à caisson classiques. L'Encadré 5.22 en donne un exemple.

**NOTE:** contrairement aux méthodes d'évaluation de la stabilité des pieds d'ouvrages à talus en enrochement, présentées plus haut, la méthode *Tanimoto/Takahashi* utilise la profondeur  $h'$  du matériau de **fondation** situé sous l'enrochement de protection, comme l'illustre la Figure 5.76.

Plus récemment, Madrigal et Valdés (1995) ont présenté les résultats d'essais de stabilité effectués sur les fondations en enrochement d'une digue verticale mixte dans le cadre du projet européen MAST II / MCS. La Figure 5.76 en présente la configuration de base.



**Figure 5.76** Schéma explicatif du type d'ouvrage soumis aux essais de stabilité de Madrigal et Valdés (1995)

L'Équation 5.190 donne la relation entre le nombre de stabilité,  $H_s / (\Delta D_{n50})$ , et les paramètres structurels (hauteur d'eau et profondeur de la fondation), en fonction du nombre de dommage  $N_{od}$  (choisi).

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \left( 5.8 \frac{h'}{h_m} - 0.6 \right) N_{od}^{0.19} \quad (5.190)$$

où  $h'/h_m$  = profondeur relative de la fondation (-),  $h'$  = profondeur de la crête de la fondation (m), et  $h_m$  = profondeur d'eau (peu profonde) devant l'ouvrage (m).

Le domaine de validité de l'Équation 5.190 est:  $0.5 < h'/h_m < 0.8$  ou:  $7.5 < h'/D_{n50} < 17.5$ .

Le paramètre de niveau de dommage,  $N_{od}$ , à utiliser prend les valeurs suivantes :

- $N_{od} = 0.5$  presque aucun dommage;
- $N_{od} = 2$  dommage acceptable;
- $N_{od} = 5$  rupture.

La largeur de la berme de la carapace,  $B_B$  (m), doit respecter la règle:  $0.30 < B_B/h_m < 0.55$ . L'Encadré 5.22 ci-dessous en donne un exemple.

**NOTE:** contrairement à la méthode d'évaluation de la stabilité des butées de pied des talus en enrochement présentée plus haut, ce *principe de Madrigal* utilise la profondeur,  $h'$  (m), du matériau de **fondation** situé sous l'enrochement de la carapace, dont la taille  $D_{n50}$  (m) est déterminée grâce à l'Équation 5.190. La hauteur du matériau de fondation est:  $h_m - h'$  (m). La profondeur de la berme de la carapace recouvrant la fondation,  $h_t$  (m), est définie par:  $h_t = h' - 2k_t D_{n50}$ .

#### Encadré 5.22 Stabilité de la fondation d'une digue verticale

La taille requise pour l'enrochement naturel peut être déterminée par la méthode de Tanimoto/Takahashi ou par la méthode Madrigal/Valdès. Les valeurs suivantes sont prises: le niveau de dommage  $N_{od} = 0.5$  (-) (pas de dommage), la profondeur adimensionnelle de la fondation,  $h'/h_m = 0.6$ , l'angle d'incidence de la houle  $\beta = 0^\circ$ , la hauteur de la houle de dimensionnement  $H_s = 2$  m, la profondeur de la fondation  $h' = 3$  m, la largeur de la berme  $B_B = 4$  m, le nombre d'onde  $k = 0.1$  (1/m) et la densité relative déjaugée de l'enrochement  $\Delta = 1.65$  (-):

- en appliquant l'Équation 5.189 de la méthode de Tanimoto/Takahashi, les données géométriques et hydrauliques donnent:  $a = 1.65$  et  $N_s = 3.2$ . La taille de l'enrochement est de  $D_{n50} \approx 0.4$  m;
- en appliquant l'Équation 5.190 de la méthode Madrigal/Valdès, les données géométriques et hydrauliques donnent:  $N_s = 2.6$ , soit  $D_{n50} \approx 0.5$  m.

**Conclusion:** bien qu'il y ait une différence de taille d'enrochement entre les deux méthodes, celle-ci est faible. L'utilisateur doit examiner les domaines de validité respectifs des différents paramètres.

### Protection anti-affouillement – généralités

Bien que ce soit de manière indirecte, l'affouillement peut constituer un problème majeur au cours de la conception des ouvrages (en enrochement). En premier lieu, il peut se produire une rupture géotechnique sous forme de grand glissement, liée à la formation de fosses d'affouillement à proximité de l'ouvrage. En second lieu, l'augmentation des profondeurs d'eau due au phénomène d'affouillement peut entraîner un accroissement de l'action hydraulique (dont le signe le plus évident est la houle).

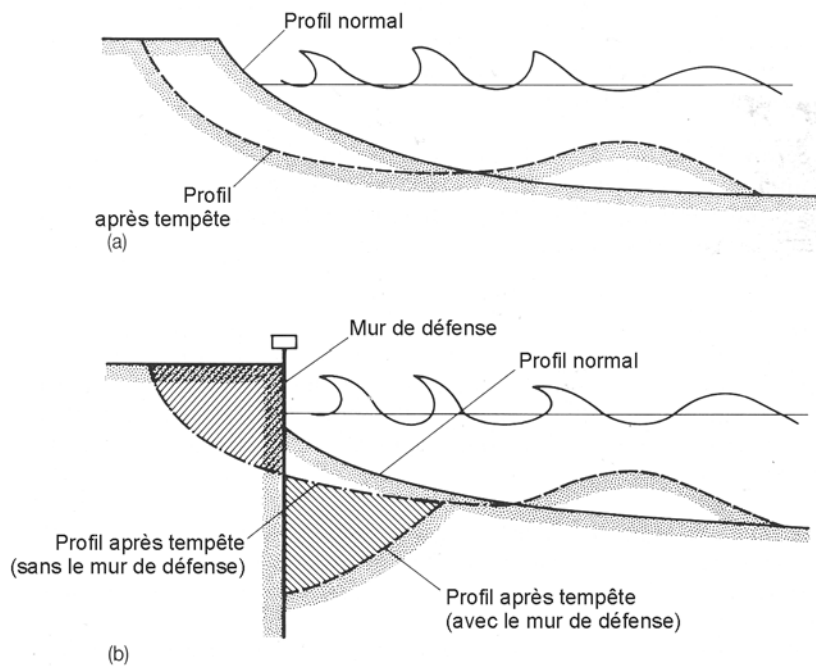
L'affouillement est un phénomène soit naturel, soit lié à l'influence d'ouvrages qui perturbent l'écoulement. L'affouillement naturel est très courant si les sédiments présentent un risque d'érosion, lorsque des matériaux fins (sable) ou grossiers (galets, graviers) sont soumis à la houle et/ou aux courants. Selon son étendue spatiale, l'affouillement peut entraîner un approfondissement généralisé du fond ou être à l'origine de fosses d'affouillement localisées.

Cette section ne présente qu'un bref aperçu des mesures possibles de lutte contre l'affouillement et de prévention de celui-ci. Pour obtenir des informations générales sur le phénomène d'affouillement et sur les méthodes d'estimation utilisées à l'heure actuelle, le lecteur est invité à se référer aux guides traitant de l'affouillement, tels que les travaux d'Hoffmans et Verheij (1997), Sumer et Fredsoe (2002) et Whitehouse (1998).

### Affouillement à proximité des ouvrages maritimes

De nombreuses digues ou ouvrages de défense contre la mer reposent sur du sable ou sur des galets. Lorsque les effets combinés de la houle et des courants dépassent un niveau seuil, le matériau constitutif du fond peut subir une érosion à partir des zones soumises à une forte contrainte de cisaillement locale. Près de l'ouvrage, les vitesses de la houle et des courants sont souvent multipliées du fait de la présence de l'ouvrage, ce qui entraîne un mouvement accru du matériau du fond à cet endroit. Ceci se manifeste généralement sous la forme d'un affouillement local devant ou le long de l'ouvrage, qui peut à son tour aggraver les dégradations générales éventuelles du niveau des plages. Au Royaume-Uni, des études ont révélé qu'environ 34 % des ruptures de digues proviennent directement de l'érosion des matériaux constitutifs des plages ou des fondations, et que l'affouillement est partiellement responsable de 14 % supplémentaires des ruptures (CIRIA, 1986). Par conséquent, la prévention contre l'affouillement local ou la prise en compte de ce phénomène dans le dimensionnement doit constituer un objectif d'une importance majeure.

Il faut tenir compte du fait que le principal phénomène qui se produit pendant l'affouillement est toujours un transport sédimentaire naturel. Ce phénomène peut entraîner des cycles d'érosion et de dépôt naturels, quelle que soit la position ou la configuration de l'ouvrage. De tels changements ont toutefois souvent été attribués exclusivement à la présence de l'ouvrage, et la distinction entre affouillement local et mouvement normal de la plage a souvent été confuse. Dean (1987) a montré la différence entre un mouvement global de plage d'origine naturelle et l'influence de la présence d'un mur artificiel en termes de phénomènes de transport dans le profil (vers la côte ou vers le large). La Figure 5.77 montre le profil normal d'une plage et ce profil en conditions de tempête sans (a) et avec (b) une digue verticale. Dean (1987) explique simplement que l'affouillement local provient du fait que la digue empêche la mer d'accéder aux sources naturelles de sédiments qui entrent dans la formation des barres.



**Figure 5.77**  
Affouillement supplémentaire devant un mur, causé par les tempêtes (Dean, 1987)

Pour estimer avec précision les différents phénomènes qui se produisent sur une plage, y compris l'affouillement, il faut une description détaillée de l'hydrodynamique des eaux littorales, ainsi que des différentes réponses de la plage. Ces phénomènes ne font pas partie du champ d'étude de ce guide, qui ne les abordera donc pas directement. Si l'expérience locale laisse supposer qu'un affouillement est possible, ou que ses conséquences pourraient être particulièrement graves, il faut utiliser des méthodes de modélisation physique et/ou numérique afin d'en quantifier les effets. Ces méthodes ne seront pas expliquées ici. Toutefois, il est possible de faire des estimations simples de la probabilité et de l'étendue éventuelle de l'affouillement en évaluant l'influence de l'ouvrage sur l'hydrodynamique locale. Les principaux effets d'un ouvrage sont :

- une **augmentation** des **vitesses** orbitales maximales locales (voir la Section 4.2.4) devant l'ouvrage, liée à l'action **combinée de la houle** incidente et de la réflexion de la houle ;
- une concentration de la houle et des courants de marée le long ou à proximité de l'ouvrage.

En règle générale, l'augmentation des vitesses orbitales et l'affouillement qui en résulte peuvent être liés au coefficient de réflexion,  $C_r$ , de l'ouvrage. L'estimation de la réflexion a fait l'objet de la Section 5.1.1. Les effets de l'ouvrage sur les courants locaux ne peuvent pas être généralisés de la même manière, et il peut être nécessaire de procéder à des études spécifiques à chaque site.

Lorsque l'on s'attend à un phénomène d'affouillement ou d'érosion, il faut prêter une attention particulière au risque que l'érosion locale ne contourne l'ouvrage de protection. Sur les digues et les revêtements côtiers, les effets de l'érosion sont souvent plus graves aux extrémités de la protection. Si on ne la surveille pas, cette érosion peut se poursuivre autour des extrémités de l'ouvrage. Une solution courante consiste à étendre la protection bien au-delà de la zone d'érosion prévue. Comme mesure complémentaire, il est souvent recommandé d'ancrer les extrémités à des sols plus élevés ou plus solides.

### Méthodes d'estimation

L'affouillement au niveau du pied est un phénomène d'érosion localisée qui se produit au plus près de l'ouvrage côté mer. La profondeur d'affouillement,  $y_s$ , peut être définie comme la profondeur maximale d'affouillement par rapport au niveau initial du fond. Les méthodes d'estimation simples qui existent lient la profondeur d'affouillement aux caractéristiques de la houle incidente (p. ex. hauteur de la houle,  $H_s$ ), à la hauteur d'eau locale,  $h_s$ , et à la géométrie de l'ouvrage et/ou au coefficient de réflexion,  $C_r$ . Ces méthodes ne tiennent pas compte des effets d'une incidence oblique de la houle, des courants de marée ou des courants induits par la houle. Bien que peu de

méthodes intègrent la taille des sédiments, la plupart ont été adaptées pour les granulométries propres au sable. Les méthodes d'estimation de l'affouillement peuvent être classées comme suit :

- méthodes d'approximation ;
- méthodes semi-empiriques basées sur des essais sur modèles physiques ;
- modèles morpho-dynamiques simples ;
- modèles morpho-dynamiques sophistiqués.

Le CEM (USACE, 2003) suggère (voir l'Équation 5.191) que, pour ce qui est de l'affouillement induit par la seule action de la houle, la profondeur maximale d'affouillement,  $y_{max}$ , (m) sous le niveau naturel du fond est approximativement égale à la hauteur de la houle maximale avant déferlement,  $y_{max}$  (m), qui peut exister en présence d'une hauteur d'eau initiale,  $h_s$  (m), en pied d'ouvrage.

$$y_{max} = H_{max} \quad (5.191)$$

Ceci s'applique vraisemblablement à des ouvrages verticaux ou à forte pente. Toutefois, Powell (1987) a remarqué que les vitesses orbitales induites par la houle au fond de ce type de fosse d'affouillement restent supérieures à celles qui se produisent sur le fond en l'absence d'ouvrage, ce qui suggère que cette règle simple pourrait sous-estimer l'affouillement dans certains cas. L'analyse de d'autres études consacrées au même sujet permet d'identifier les règles générales suivantes :

1. Pour  $0.02 < s_{om} < 0.04$ , la profondeur d'affouillement est approximativement égale à la hauteur de la houle incidente avant déferlement, là encore vraisemblablement dans le cas d'ouvrages verticaux.
2. L'affouillement maximal se produit lorsque l'ouvrage se trouve près du point où la houle déferle de façon plongeante.
3. La profondeur d'affouillement est directement proportionnelle au coefficient de réflexion de l'ouvrage. Si les ouvrages sont dotés d'une face lisse imperméable, il est possible de minimiser l'affouillement en optant pour un talus moins incliné (pente inférieure à 3/1 environ). Il est possible d'opter pour des talus plus raides si la face des ouvrages est constituée de deux couches d'enrochement ou plus.

### Mesures de prévention de l'affouillement

Le phénomène d'affouillement peut induire un mécanisme de rupture géotechnique dans l'ouvrage. Les principaux mécanismes de rupture géotechnique sont le glissement et la liquéfaction/le glissement par liquéfaction. Si le sable du site de construction est susceptible de se liquéfier, il faudra prendre des mesures pour empêcher ce phénomène. La protection de l'ouvrage nécessite alors d'étendre la protection du fond. Les Sections 6.1 et 6.3 analysent des exemples pratiques de ce type de mesures. Celles-ci réduisent les vitesses et augmentent la distance entre la fosse d'affouillement et l'ouvrage. La Section 7.2.6 étudie plus avant les exigences générales de conception d'une protection de fond destinée à lutter contre l'affouillement.

En protégeant la pente de la fosse d'affouillement avec des enrochements, on réduit le risque de glissement. Néanmoins, il est recommandé de surveiller de manière régulière l'évolution de la fosse d'affouillement pendant la construction puis pendant l'exploitation de l'ouvrage, afin de prendre les mesures nécessaires en temps voulu pour éviter toute situation dangereuse.

### Mesures anti-affouillement près des ouvrages maritimes

Les principales méthodes de réduction ou de prévention de l'affouillement des matériaux du fond à proximité des ouvrages maritimes peuvent être résumées comme suit :

1. Réduction des forces par réduction de la réflexion, voir la Section 5.1.1.5. Ceci peut se faire en concevant ou en rendant le talus du revêtement moins raide et/ou en utilisant un revêtement



dissipateur d'énergie, par exemple un enrochement rugueux plutôt que des enrochements arrondis ou des blocs de revêtement lisses.

2. Isolation de la zone à risque située près de l'ouvrage en plaçant un soubassement qui permet de contrôler l'affouillement. Il peut s'agir de tapis préfabriqués flexibles ou de matelas de gabion remplis d'enrochement (voir également la Section 3.14).
3. Amélioration de la qualité du matériau de fondation du fond, par exemple en remplaçant ce matériau ou en liaisonnant complètement, partiellement ou localement (au ciment ou au bitume), voir la Section 3.15.

Il faut de préférence choisir la première de ces options pour le dimensionnement d'ouvrages neufs ou réhabilités, car elle supprime la cause de l'affouillement au niveau du pied. Elle peut également améliorer la performance de l'ouvrage en termes de run-up et de franchissement. Si, pour diverses raisons, cette option ne peut être appliquée, la méthode de protection du pied la plus courante consiste à installer un tapis en enrochement.

#### 5.2.2.10 **Sous-couches et couches filtres**

Les ouvrages en enrochement sont généralement dotés d'une carapace en enrochement (souvent une double couche de  $2k_t D_{n50}$  d'épaisseur, où  $k_t$  est le coefficient d'épaisseur de couche (-), voir la Section 3.5.1), d'une ou plusieurs sous-couche(s) ou couche(s) filtre(s) granulaire(s) et d'un noyau constitué d'un matériau généralement plus fin. Ce noyau peut être en matériau rocheux (tout-venant d'abattage), en argile ou en sable. Un filtre géotextile peut être placé entre le noyau et les couches granulaires.

Le SPM (CERC, 1984) recommande, pour le ratio entre la masse de l'enrochement naturel de la sous-couche  $M_{50u}$  (t) et celle de l'enrochement naturel de la carapace  $M_{50a}$  (t), une valeur donnée par l'Équation 5.192:

$$\frac{M_{50u}}{M_{50a}} = \frac{1}{15} \text{ à } \frac{1}{10} \quad (5.192)$$

Ce critère est plus strict que les règles relatives aux filtres géotechniques énoncées à la Section 5.4.5.3. Il donne, pour le ratio entre le diamètre nominal de l'enrochement naturel de la carapace,  $D_{n50a}$  (m), et le diamètre nominal de l'enrochement naturel de la sous-couche,  $D_{n50u}$  (m), les valeurs de l'Équation 5.193:

$$\frac{D_{n50a}}{D_{n50u}} = 2.2 \text{ à } 2.5 \quad (5.193)$$

Il y a deux avantages à ce que la taille de l'enrochement de la sous-couche soit relativement importante. En premier lieu, la surface de la sous-couche est moins lisse lorsqu'elle est constituée de blocs de grande taille, ce qui permet une meilleure imbrication avec la carapace. Ceci est particulièrement vrai lorsque la carapace est constituée d'enrochement artificiel. En second lieu, une sous-couche de grandes dimensions permet à l'ouvrage d'être plus perméable, ce qui influence fortement la stabilité ou la masse requise de la carapace. L'influence de la perméabilité sur la stabilité a été décrite aux Sections 5.2.1 et 5.2.2.2.

Les sous-couches et les couches filtres doivent être conçues pour éviter le transport de matériaux fins, mais ne doivent pas entraver l'écoulement de l'eau. La Section 5.4.5.3 contient une analyse complète des critères applicables aux filtres pour assurer leur stabilité.

#### 5.2.2.11 **Talus arrière et crête des ouvrages peu franchis**

L'un des éléments essentiels du dimensionnement des ouvrages côtiers et maritimes est la stabilité de la crête et du talus arrière de l'ouvrage, ainsi que le dommage potentiel qu'ils peuvent subir à cause du franchissement de la houle. Tant que les ouvrages sont suffisamment élevés pour éviter le franchissement, l'enrochement de la crête et du talus arrière peut être de dimensions



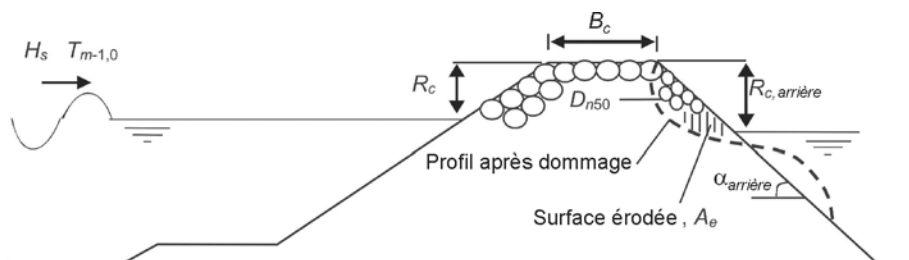
(bien) inférieures à celles de l'enrochement de la face avant. Toutefois, la plupart des ouvrages sont conçus pour supporter un franchissement léger ou extrême dans les conditions de dimensionnement. Certains ouvrages sont si bas qu'ils sont franchis même dans les conditions de service normal. Plus la crête d'un ouvrage est basse, plus la quantité d'énergie de la houle qui passe par-dessus l'ouvrage est importante, ce qui exerce des charges sur la crête et sur l'arrière. Dans le cas d'ouvrages peu élevés, le matériau constitutif de la crête et du talus arrière devra peut-être avoir les mêmes dimensions que le matériau placé côté mer. Cette section propose des indications qui permettent de déterminer la taille du matériau nécessaire sur la crête et sur la face arrière.

La Section 5.2.2.4 porte sur les ouvrages à crête abaissée (semi-émergés ou immergés). Ces ouvrages peuvent être sujets à l'érosion à la fois du talus avant, de la crête et du talus arrière. Les exigences de stabilité présentées dans ces sous-sections portent principalement sur la détermination de la variation de la hauteur de crête due à l'attaque de la houle pour des ouvrages reprofilables par la houle, ou de la taille de l'enrochement nécessaire pour résister à l'attaque de la houle. La taille de l'enrochement est estimée à l'aide d'un coefficient de réduction appliqué à la taille de l'enrochement requise dans le cas d'un ouvrage non-franchi. Pour tous ces ouvrages, la stabilité du talus arrière dépend directement de la stabilité du talus côté mer et de la crête.

**La présente section porte principalement sur des ouvrages pour lesquels la stabilité du talus arrière n'est pas influencée par la stabilité du talus avant ou de la crête. Des recommandations sont données pour la détermination de l'enrochement à mettre en place sur la crête et le talus arrière des ouvrages peu franchis.**

### Talus arrière

Une recommandation de dimensionnement est exposée ci-dessous pour estimer le niveau de dommage que subissent les talus arrière d'ouvrages en enrochement, qui tient compte de plusieurs paramètres hydrauliques et structurels, présentés à la Figure 5.78.



**Figure 5.78** Schéma explicatif pour l'évaluation de la stabilité du talus arrière

La taille requise de l'enrochement,  $D_{n50}$  (m), sur le talus arrière des ouvrages côtiers et maritimes pour un niveau donné de dommage acceptable,  $S_d$ , peut être estimée à l'aide de l'Équation 5.194, déterminée par Van Gent et Pozueta (2005):

$$D_{n50} = 0.008 \left( \frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{-1/6} \left( \frac{u_{1\%} T_{m-1,0}}{\sqrt{\Delta}} \right) (\cot \alpha_{\text{arrière}})^{-2.5/6} \left( 1 + 10 \exp \left( -\frac{R_{c,\text{arrière}}}{H_s} \right) \right)^{1/6} \quad (5.194)$$

où

$S_d$  = coefficient de dommage (-);  $S_d = A_e / D_{n50}^2$ , avec  $A_e$  = surface érodée (m<sup>2</sup>) (voir la Figure 5.31);

$N$  = nombre de vagues (-);

$H_s$  = hauteur significative de la houle (soit  $H_{1/3}$ ) incidente en pied d'ouvrage (m);

$T_{m-1,0}$  = période énergétique de la houle (s) (voir la Section 4.2.4 pour plus de précisions);

$\alpha_{\text{arrière}}$  = angle du talus arrière (°);

$R_{c,\text{arrière}}$  = revanche de la crête par rapport au niveau de l'eau à l'arrière de la crête (m);

$R_{u1\%}$  = vitesse maximum (moyennée sur la profondeur) à l'arrière de la crête (m/s) au cours d'un franchissement dépassé par 1 % des vagues incidentes (Van Gent, 2003), donnée par l'Équation 5.195:

$$u_{1\%} = 1.7 (g \gamma_{f-c})^{0.5} \left( \frac{R_{u1\%} - R_c}{\gamma_f} \right)^{0.5} / \left( 1 + 0.1 \frac{B}{H_s} \right) \quad (5.195)$$

où

- $B$  = largeur de la crête (m);
- $R_c$  = revanche de la crête par rapport au niveau de l'eau au repos du côté mer de la crête (m);
- $\gamma_f$  = rugosité du talus côté mer (-);  $\gamma_f = 0.55$  pour un talus en enrochement rugueux et  $\gamma_f = 1$  pour les talus imperméables lisses;
- $\gamma_{f-c}$  = rugosité de la crête (-);  $\gamma_{f-c} = 0.55$  pour les crêtes en enrochement et  $\gamma_{f-c} = 1$  pour les crêtes imperméables lisses;
- $R_{u1\%}$  = hauteur fictive du run-up dépassée par 1 % des vagues incidentes (m).

La vitesse maximum,  $u_{1\%}$  (m/s), est liée à l'arrière de la crête lorsque  $R_{u1\%} \geq R_c$ , où le run-up (fictif),  $R_{u1\%}$  (m), est obtenu à l'aide de l'Équation 5.196 ou 5.197 (Van Gent, 2003). L'Encadré 5.5 de la Section 5.1.1.3 donne également plus d'informations à ce sujet.

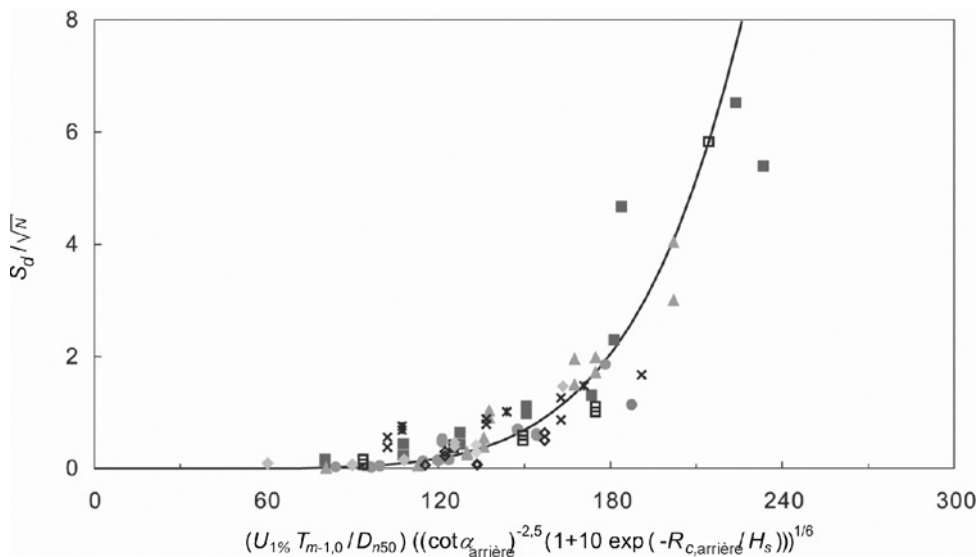
$$R_{u1\%} / (\gamma H_s) = c_0 \xi_{s-1,0} \quad \text{pour } \xi_{s-1,0} \leq p \quad (5.196)$$

$$R_{u1\%} / (\gamma H_s) = c_1 - c_2 / \xi_{s-1,0} \quad \text{pour } \xi_{s-1,0} > p \quad (5.197)$$

où

- $c_0, c_1, c_2$  = coefficients,  $c_0 = 1.45$ ,  $c_1 = 5.1$ ,  $c_2 = 0.25 c_1^2/c_0$  et  $p = 0.5 c_1/c_0$  (voir également l'Encadré 5.5 de la Section 5.1.1.3);
- $\gamma$  = coefficient de réduction (-);  $\gamma = \gamma_f \gamma_\beta$ , qui prend en compte les effets de l'incidence oblique de la houle,  $\gamma_\beta$  (dont on peut déterminer une valeur approximative avec:  $\gamma_\beta = 1 - 0.0022\beta$ , où  $\beta \leq 80^\circ$ ), et de la rugosité,  $\gamma_f$  (-);
- $\xi_{s-1,0}$  = paramètre de déferlement (-), défini comme  $\xi_{s-1,0} = \tan \alpha / \sqrt{(2\pi H_s) / (g T_{m-1,0}^2)}$ .

La Figure 5.79 présente les résultats des essais sur modèles effectués dans différentes conditions hydrauliques et structurelles. Elle fait apparaître la dispersion autour de la tendance générale, qui peut être exprimée à partir de l'Équation 5.194. Les données incluent les résultats des essais effectués avec des talus côté mer perméables ou imperméables, différents angles de talus arrière, différentes dimensions d'enrochement à l'arrière et plusieurs revanches relatives arrière,  $R_{c,arrière}/H_s$ .



**Figure 5.79** *Domage à l'arrière de l'ouvrage en fonction de la vitesse maximale à l'arrière de la crête  $u_{1\%}$*

Il faut noter que l'Équation 5.194 présentée à la Figure 5.79 est le résultat de la tendance générale des valeurs du dommage,  $S_d$ , mesurées au cours d'essais sur modèles, et qu'il existe une dispersion autour des valeurs du dommage,  $S_d$ , estimées. Pour mesurer la dispersion autour des estimations, il est possible d'appliquer un écart-type,  $\sigma = 0.3$ , déterminé à partir des différences entre les valeurs de  $S_d / \sqrt{N}$  mesurées et les valeurs calculées par l'Équation 5.194. Cette dispersion est assez étendue, parce que les essais ont été effectués dans des conditions hydrauliques plutôt extrêmes. Toutefois, lorsque  $S_d < 10$ , la dispersion se réduit à  $\sigma = 0.1$ .

Bien que cela n'ait pas été vérifié pour des ouvrages comprenant de l'enrochement artificiel sur le talus côté mer et sur la crête, il est probable que, si l'on applique le bon coefficient de frottement dans l'Équation 5.195 ( $\gamma_f$  et  $\gamma_{f-c} = 0.45$ ) pour tenir compte de l'influence des blocs artificiels, l'Équation 5.194 peut en principe également être utilisée pour calculer l'enrochement naturel du talus arrière lorsque le talus côté mer et la crête sont constitués d'enrochement artificiel. Toutefois, faute de validation, cette démarche ne doit être utilisée que pour une première estimation qui devra être vérifiée à partir des essais en modèles physiques.

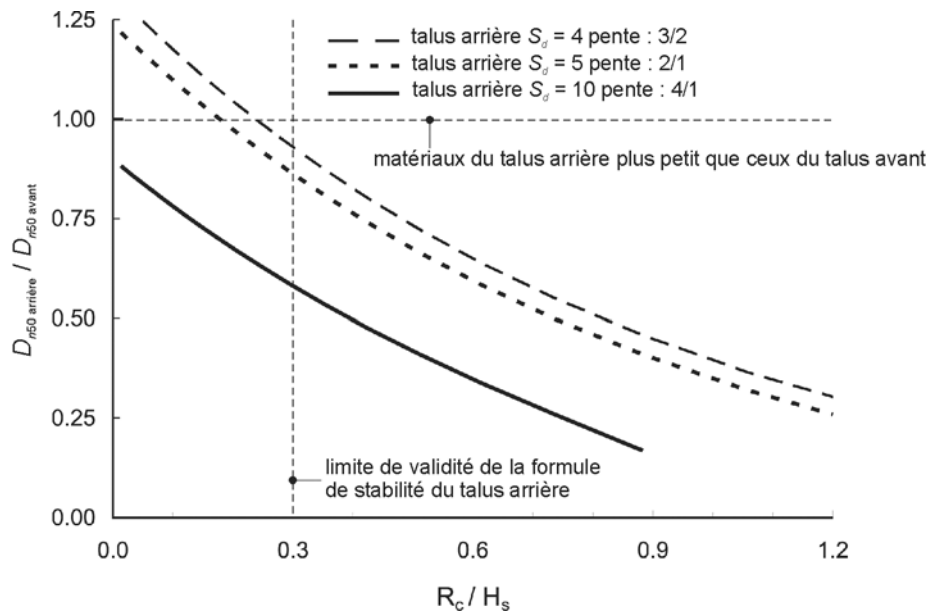
### Domaines de validité

Les domaines de validité des différents paramètres de l'Équation 5.194 sont résumés dans le Tableau 5.48. La densité relative déjaugée,  $\Delta$  (-), n'a été soumise à aucune variation lors des essais sur modèles et sa valeur est restée fixe à  $\Delta = 1.65$ .

**Tableau 5.48** Domaine de validité de l'Équation 5.194

Paramètre	Domaine de validité
Cambrure nominale de la houle au pied de l'ouvrage $s_{s-1,0} = 2\pi H_s / (gT_{m-1,0}^2)$	0.019 – 0.036
Nombre de vagues $N$	< 4 000
Revanche relative côté mer $R_c / H_s$	0.3 – 2.0
Revanche relative à l'arrière $R_{c,arrière} / H_s$	0.3 – 6.0
Largeur relative de la crête $B / H_s$	1.3 – 1.6
Hauteur relative de la crête par rapport au run-up ( $R_{u1\%} - R_c$ ) / ( $\gamma H_s$ )	0 – 1.4
Nombre de stabilité $H_s / (\Delta D_{n50})$	5.5 – 8.5
Talus arrière (H/V)	4/1 – 2/1
Niveau de dommage $S_d$	2 – 3.0

La Figure 5.80 montre la réduction de la taille du matériau du talus arrière de l'ouvrage par rapport à celle du matériau du talus côté mer. Dans ce graphique, les dimensions du matériau côté mer sont calculées à partir de la formule donnée dans l'Encadré 5.16 de la Section 5.2.2.2. Les niveaux de dommage,  $S_d$ , pour différents talus correspondent à un *dommage intermédiaire*. La Figure 5.80 montre que pour des niveaux de crête relativement élevés, la taille requise du matériau à l'arrière est plus petite; cette réduction est plus importante pour les talus arrière moins inclinés. La Figure 5.80 présente une courbe correspondant à un talus de pente 3/2, bien que cela ne fasse pas partie du domaine de validité de la formule. Néanmoins, cette courbe montre que la formule donne des différences relativement faibles par rapport aux talus de pente 2/1.

**Notes:**

1. Cette figure se rapporte à **un type d'ouvrages donné** (ouvrage à talus avec un noyau perméable) pour une cambrure nominale de la houle de  $s_{m-1,0} = 0.03$ . D'autres conditions de houle ou géométries d'ouvrage donnent des courbes différentes.
2. Cette figure est basée sur des estimations moyennes qui ne tiennent pas compte des incertitudes.

**Figure 5.80** Réduction de la taille de l'enrochement à l'arrière par rapport à la taille de l'enrochement côté mer

**Crête**

Normalement, le matériau utilisé sur la crête des ouvrages est le même que celui qui sert à la carapace du talus côté mer. Dans certains cas, toutefois, ce matériau est placé en une couche même si le talus côté mer est généralement constitué d'une double couche d'enrochement. La largeur de la crête est habituellement déterminée par les méthodes de construction employées (accès des camions ou des grues au-dessus du noyau) ou par les exigences d'exploitation (route ou mur de couronnement au sommet). S'il est possible que la crête soit de largeur réduite, il est néanmoins nécessaire de garantir une largeur minimale  $B_{min}$  égale à  $(3 \text{ à } 4)D_{n50}$  (m).

De nombreux ouvrages en enrochement côtiers et maritimes comportent un élément de crête (ou mur de couronnement). Ce sujet est traité à la Section 5.2.2.12.

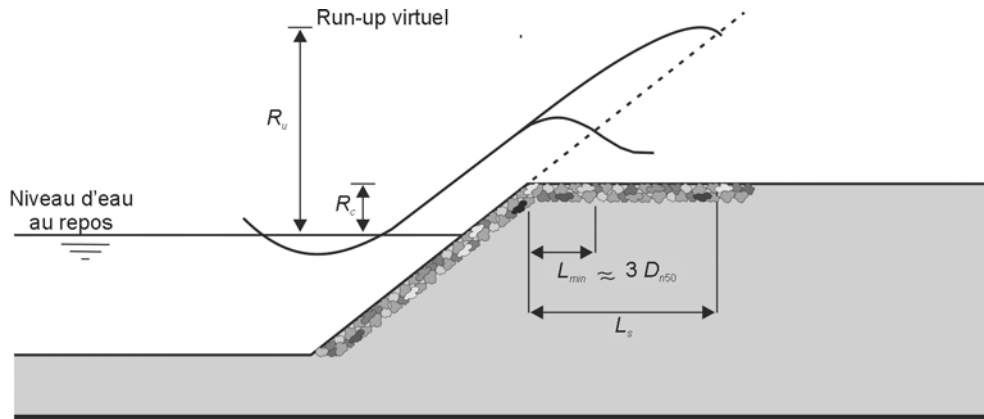
Dans le cas des revêtements situés à l'avant d'un terre-plein, il faut déterminer la largeur de la zone protégée (voir la Figure 5.81). Cox et Machemehl (1986) ont proposé une méthode permettant d'estimer la largeur de la zone sur laquelle il faut appliquer le même matériau que sur le talus côté mer. L'équation proposée (voir l'Équation 5.198) donne la relation entre la longueur de cette zone de projections d'eau,  $L_s$  (m), et les paramètres hydrauliques et structurels:

$$L_s = 0.2 \psi T \sqrt{g(R_u - R_c)} \quad (5.198)$$

où

- $\psi$  = facteur lié à l'importance de l'ouvrage (-): coefficient laissé au jugement du concepteur, compris dans l'intervalle suivant:  $1 < \psi < 2$ , la limite supérieure s'appliquant aux crêtes horizontales larges, par exemple un terre-plein;
- $T$  = période de la houle (s), la période moyenne énergétique  $T_{m-1,0}$  (s) peut être utilisée (voir la Section 4.2.4);
- $R_u$  = run-up de la houle (m), l'Équation 5.6 (Section 5.1.1) peut être utilisée pour le calculer;
- $R_c$  = revanche de la crête par rapport au niveau de l'eau au repos (m).

En dehors de la zone protégée  $L_s$  d'un minimum de  $(3 \text{ à } 4)D_{n50}$  (m), la protection peut être prolongée avec un matériau plus fin. Pilarczyk (1990) a proposé d'utiliser  $U^2/(gAD_{n50}) = 2 \text{ à } 2.7$  pour estimer les dimensions requises du matériau sur la crête d'un terre-plein (horizontale), avec une valeur de 2 pour l'enrochement naturel et de 2.7 pour des enrochements encastrés ou appareillés. Cette méthode peut servir à estimer la taille du matériau placé côté terre de la zone de projections d'eau à protéger,  $L_s$ . L'Équation 5.195, dans laquelle  $B = L_s$ , peut permettre d'obtenir une estimation de la vitesse  $U$ . Cette méthode peut servir à fournir des estimations pour l'étude préliminaire. Pour des applications spécifiques, il est cependant recommandé d'avoir recours à des études sur modèles physiques.



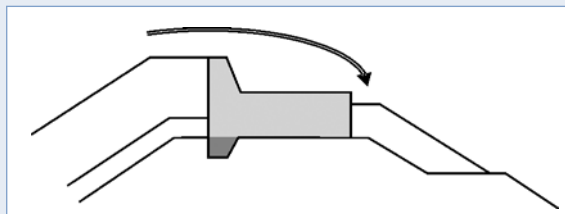
**Figure 5.81** Zone de projections d'eau dans laquelle le matériau ( $D_{n50}$ ) est le même que pour le talus; côté terre, il est possible d'utiliser des matériaux plus petits

### 5.2.2.12 Murs de couronnement

La performance en matière de franchissement d'une digue à talus est souvent améliorée de manière significative par l'utilisation d'un mur de couronnement en béton. Ce type de dispositif sert également d'accès, de plate-forme de travail et, supporte parfois aussi des conduites ou autres structures de transport. L'influence de ces murs sur la performance en cas de franchissement est traitée à la Section 5.1.1.3. La présente section aborde le calcul des actions exercées par la houle sur les murs de couronnement et la Section 6.1.5 donne des recommandations pratiques pour la conception des murs de couronnement des digues à talus.

**NOTE : risque de dommage sur les talus arrière des ouvrages franchissables**

**Situation :** si les vagues franchissantes peuvent heurter la dalle du mur de couronnement ou même atteindre la carapace du talus arrière de l'ouvrage (p. ex. Figures 5.83, 5.85 et le croquis ci-dessous), ceci est dangereux. Des dommages importants, dans la partie haute du talus arrière, peuvent se produire, résultant en la sape du mur de couronnement, débutant par l'arrière. Ce phénomène est courant sur les ouvrages franchissables avec mur de couronnement: les vagues montant la face avant se brisent non seulement sur le mur de couronnement mais le franchissent en un jet, ce qui induit un fort risque d'instabilité pour le talus arrière et, plus important, pour le mur de couronnement, voir le croquis.



**Solutions pour empêcher ce phénomène :**

- étendre la dalle de couronnement de manière à ce que le talus arrière soit protégé des vagues franchissantes;
- mettre en place des blocs de chute sur la dalle, côté arrière, pour casser les jets franchissants.

### Critères de stabilité

L'action de la houle sur les murs de couronnement dépend des caractéristiques de la houle incidente, mais aussi fortement de la géométrie précise de l'enrochement de la crête et du mur de

couronnement lui-même. La principale action s'exerce sur la face avant. Un deuxième effet est la sous-pression qui agit sous le mur de couronnement. Le poids du mur de couronnement ainsi que de la force de frottement mobilisée entre le mur de couronnement et la couche en enrochement sur laquelle il repose opposent les forces dues à la houle.

Les modes de rupture des murs de couronnement peuvent être divisés en deux groupes : ceux qui dépendent de la résistance de la superstructure (comme la rupture) et ceux qui dépendent de l'interaction avec l'ouvrage sous-jacent (comme le glissement et le renversement). La stabilité des murs de couronnement vis-à-vis du glissement et du renversement peut être évaluée à l'aide des critères définis par les Équations 5.199 et 5.200, respectivement :

$$f(F_G - F_U) \geq F_H \quad \text{pour la stabilité vis-à-vis du glissement} \quad (5.199)$$

où

$F_G$  = poids (déjaugé selon le cas) de l'élément du mur de couronnement (N),  $= (M_{cw} - V_{cw} \rho_w)g$ , où  $M_{cw}$  et  $V_{cw}$  sont respectivement la masse et le volume du mur de couronnement ;

$F_U$  = force de sous-pression induite par la houle (N) ;

$F_H$  = force horizontale induite par la houle (N) ;

$f$  = coefficient de frottement (-).

$$M_G - M_U \geq M_H \quad \text{pour la stabilité vis-à-vis du renversement} \quad (5.200)$$

où

$M_G$  = moment stabilisateur dû à la masse du mur de couronnement (Nm) ;

$M_U$  = moment induit par la houle dû à la force de sous-pression (Nm) ;

$M_H$  = moment induit par la houle dû à la force horizontale (Nm).

De manière générale, on suppose que la valeur du coefficient de frottement,  $f$  (-), se situe autour de 0.5. Si le mur de couronnement comporte une bêche, on peut supposer que cette valeur est plus élevée. Ces valeurs sous-entendent que le mur de couronnement est coulé sur place directement sur une sous-couche ou sur un matériau de noyau préparé. Les éléments préfabriqués, ou les éléments coulés sur place sur un matériau plus fin, donneront des valeurs de  $f$  moins élevées. Il est recommandé d'effectuer des essais à grande échelle ou à échelle réelle, afin d'établir des estimations plus précises de  $f$  lorsque celles-ci sont capitales pour le dimensionnement.

### Méthodes de calcul de l'action de la houle – vue d'ensemble

Il n'existe pas de méthode générale permettant d'estimer les forces exercées par la houle sur un mur de couronnement dans tous les cas de figure. Il existe également de très fortes divergences entre les différentes données disponibles et les méthodes de calcul utilisées. Il faut donc savoir que les trois méthodes présentées dans cette section peuvent aboutir à des résultats différents.

Les formules de Jensen (1984), Bradbury *et al.* (1988) et Pedersen (1996) donnent les forces maximales ainsi que les moments de renversement pendant un état de mer caractérisé par la hauteur significative de la houle. La méthode de Martin *et al.* (1999) a été mise au point pour des vagues individuelles, les forces et moments maximaux peuvent donc être obtenus en utilisant la hauteur maximale de la houle. L'évaluation de ces formules (Camus Braña et Flores Guillén, 2005) a montré que la méthode de Pedersen est la plus fiable pour ce qui est de l'estimation des forces horizontales maximales, des forces de sous-pression et des moments de renversement correspondant à un état de la mer donné. Néanmoins, il est possible d'obtenir un meilleur aperçu du phénomène physique à l'aide de la formule de Martin, du fait de la séparation entre les forces d'impact et les forces dynamiques et de la possibilité d'obtenir la distribution de probabilité des forces de la houle à partir de celle des hauteurs de chaque vague.

**Jensen (1984) et Bradbury *et al.* (1988)**

Des données issues des essais sur modèles sont disponibles pour quelques exemples de murs de couronnement, d'après les études de Jensen (1984) et Bradbury *et al.* (1988). Une relation empirique a été adaptée aux résultats des essais pour les configurations d'ouvrages présentées à la Figure 5.82.

La force horizontale maximale,  $F_H$  (N), est donnée par l'Équation 5.201 :

$$F_H = (\rho_w g d_c L_{op}) (a H_s / R_{ca} - b) \tag{5.201}$$

où

- $H_s$  = hauteur significative de la houle (m) ;
- $L_{op}$  = longueur d'onde de la houle au large, correspondant à la période de pic de la houle (m) ;
- $d_c$  = hauteur de la face avant du mur de couronnement (m) ;
- $R_{ca}$  = revanche de la crête en enrochement (m), voir la Figure 5.30 à la Section 5.2.1.2 ;
- $a, b$  = coefficients empiriques (-), donnés au Tableau 5.49.

Dans le cas des sections présentées à la Figure 5.82, les valeurs des coefficients  $a$  et  $b$  ont été résumées par Burcharth (1993), voir le Tableau 5.49. Ces valeurs correspondent à la force dépassée par 0.1 % des vagues,  $F_{H0.1\%}$  (N).

**Tableau 5.49** Coefficients empiriques  $a$  et  $b$  servant à calculer les forces exercées par la houle sur les murs de couronnement, pour les coupes A à E représentées à la Figure 5.82

Section de la Figure 5.82	Intervalles des paramètres lors des essais			Valeurs des coefficients de l'Équation 5.201 correspondant à un dépassement par 0.1 % des vagues	
	$R_{ca}$	$s_{op} = H_s / L_{op}$	$H_s / R_{ca}$	$a$	$b$
A	5.60 – 10.60	0.016 – 0.036	0.760 – 2.50	0.051	0.026
B	1.50 – 3.00	0.005 – 0.011	0.820 – 2.40	0.025	0.016
C	0.10 *)	0.023 – 0.070	0.90 – 2.10	0.043	0.038
D	0.14 *)	0.040 – 0.050	1.43	0.028	0.025
E	0.18 *)	0.040 – 0.050	1.11	0.011	0.010

**Note :** \*) ces valeurs se rapportent à des essais sur modèles réduits.

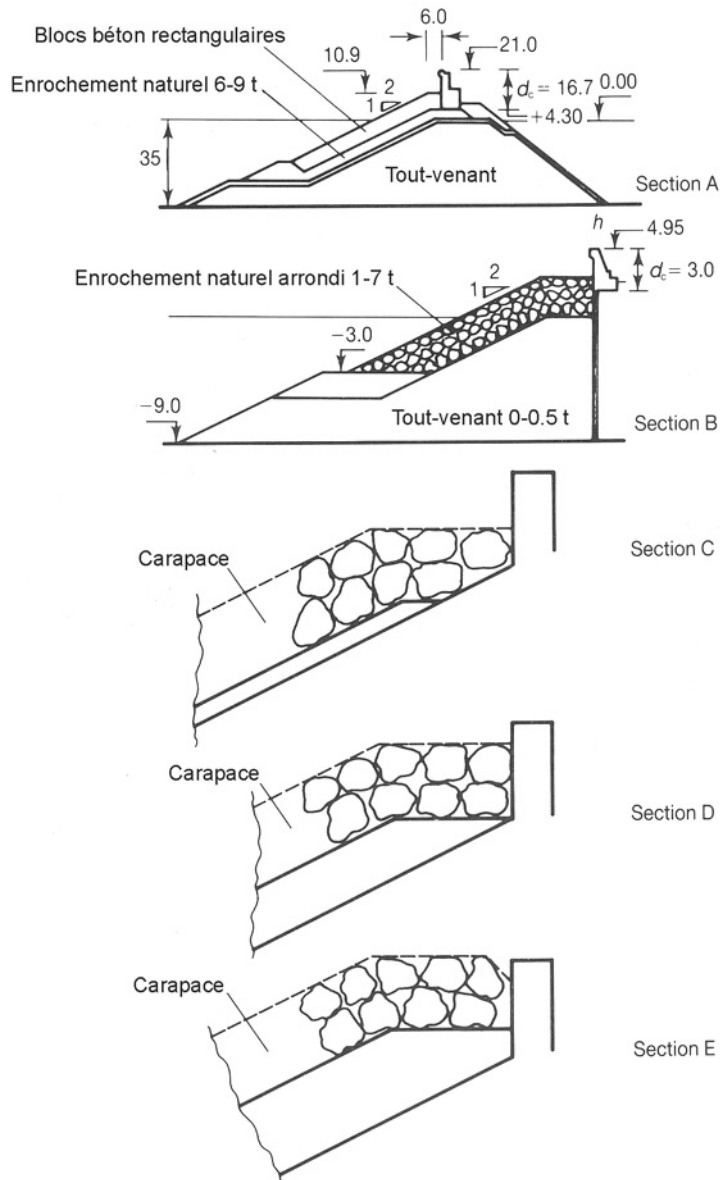
Il existe beaucoup moins de données relatives à la force de sous-pression,  $F_U$ , ou sur les formes de distribution de la pression sur l'avant ou sous le mur de couronnement. Il est possible d'obtenir une estimation relativement sûre de la force en supposant que la distribution des pressions horizontales,  $p_H$ , est rectangulaire ( $p_H = F_H / d_c$ ) et que les pressions verticales,  $p_U$ , passent de  $p_U = p_H$  à l'avant à 0 à l'arrière. La force de sous-pression,  $F_U$  (N), est dans ce cas donnée par l'Équation 5.202 :

$$F_U = (\rho_w g B_c L_{op} / 2) (a H_s / R_{ca} - b) \tag{5.202}$$

où  $B_c$  = largeur de la base du mur de couronnement (m), voir la Figure 5.30 à la Section 5.2.1.2.

Si cette estimation de la force verticale s'avère déterminante pour le dimensionnement, il est souhaitable d'effectuer des essais sur modèles physiques afin de garantir la stabilité du mur de couronnement.

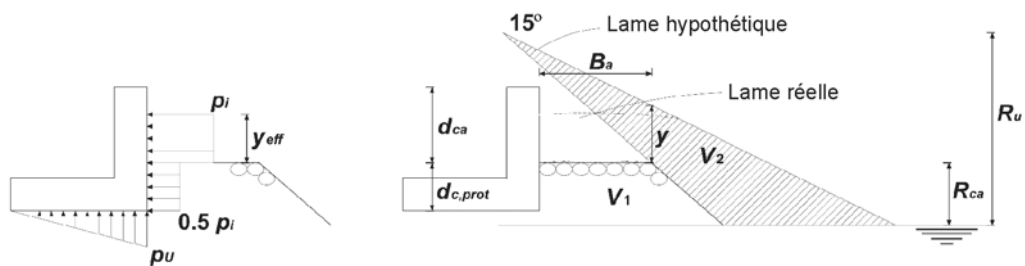




**Figure 5.82** Sections des murs de couronnement des essais de Jensen (1984) et de Bradbury et al. (1988)

**Pedersen (1996)**

Pedersen (1996) suppose que l'eau se brise perpendiculairement sur la face avant du mur avec une vitesse uniforme et égale à celle du run-up mesurée au bord de la crête. La distribution de la pression est représentée à la Figure 5.83, avec la lame hypothétique de run-up utilisée pour le calcul.



**Figure 5.83** Distribution de la pression d'après Pedersen (1996)

La composante horizontale de la pression d'impact de la houle,  $p_i$  (N/m<sup>2</sup>), est calculée par l'Équation 5.203:

$$p_i = g \rho_w (R_{u,0.1\%} - R_{ca}) \quad (5.203)$$

où  $R_{ca}$  = revanche de la berme supérieure de la carapace (m);  $R_{u,0.1\%}$  = run-up dépassé par 0.1 % des vagues (m) selon Van der Meer et Stam (1992), voir les Équations 5.10 et 5.11 à la Section 5.1.1.2.

Les valeurs de l'épaisseur de la lame,  $y$  (m), avec un minimum de  $y = 0$ , peuvent être déterminées à l'aide de l'Équation 5.204:

$$y = \frac{R_{u,0.1\%} - R_{ca}}{\sin \alpha} \frac{\sin 15^\circ}{\cos(\alpha - 15^\circ)} \quad (5.204)$$

où  $\alpha$  est l'angle du talus de la carapace (°).

La hauteur effective de la zone d'impact,  $y_{eff}$  (m), est déterminée à l'aide de l'Équation 5.205:

$$y_{eff} = \min\{y/2, d_{ca}\} \quad (5.205)$$

où  $d_{ca}$  = hauteur du mur de couronnement de la berme supérieure de la carapace (m), voir la Figure 5.83.

L'Équation 5.206 peut servir à calculer la force horizontale totale avec une probabilité de dépassement de 0.1 %,  $F_{H,0.1\%}$  (N). Elle tient compte de l'influence de la berme:

$$F_{H,0.1\%} = 0.21 \sqrt{\frac{L_{om}}{B_a}} \left( 1.6 p_i y_{eff} + V \frac{p_i}{2} d_{c,prot} \right) \quad (5.206)$$

où

$L_{om}$  = longueur d'onde de la houle au large, déterminée à partir de la période moyenne de la houle (m);

$B_a$  = largeur de la berme supérieure de la carapace devant le mur (m);

$d_{c,prot}$  = hauteur de la partie du mur de couronnement protégée par la carapace (m);

$V$  =  $\min\{V_2/V_1, 1\}$ , où  $V_1$  et  $V_2$  sont les surfaces représentées à la Figure 5.83 (m<sup>2</sup>).

Pedersen (1996) a également proposé des formules (voir les Équations 5.207 et 5.208) pour calculer le moment de renversement induit par la houle,  $M_{H,0.1\%}$  (Nm), et la pression verticale de la houle,  $p_{U0.1\%}$  (N/m<sup>2</sup>), respectivement, qui correspondent tous deux à une probabilité de dépassement de 0.1 % :

$$M_{H,0.1\%} = a F_{H,0.1\%} = 0.55 (d_{c,prot} + y_{eff}) F_{H,0.1\%} \quad (5.207)$$

$$p_{U0.1\%} = 1.0 V p_i \quad (5.208)$$

La validité des équations proposées par Pedersen est limitée aux paramètres appartenant aux intervalles du Tableau 5.50.

**Tableau 5.50** Domaine de validité des paramètres de la méthode de Pedersen (1996)

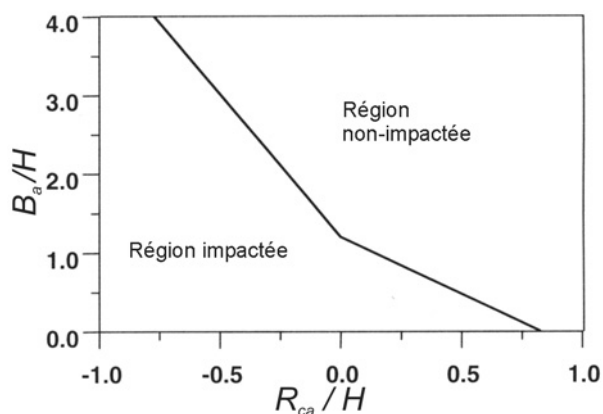
Paramètre	Symbole	Domaine de validité
Paramètre de déferlement calculé à partir de $T_m$	$\xi_m$	1.1 – 4.2
Hauteur relative de la houle	$H_s/R_{ca}$	0.5 – 1.5
Run-up relatif	$R_c/R_{ca}$	1 – 2.6
Largeur relative de la berme	$R_{ca}/B_a$	0.3 – 1.1
Angle du talus	$\cot\alpha$	1.5 – 3.5

**Martin (1999)**

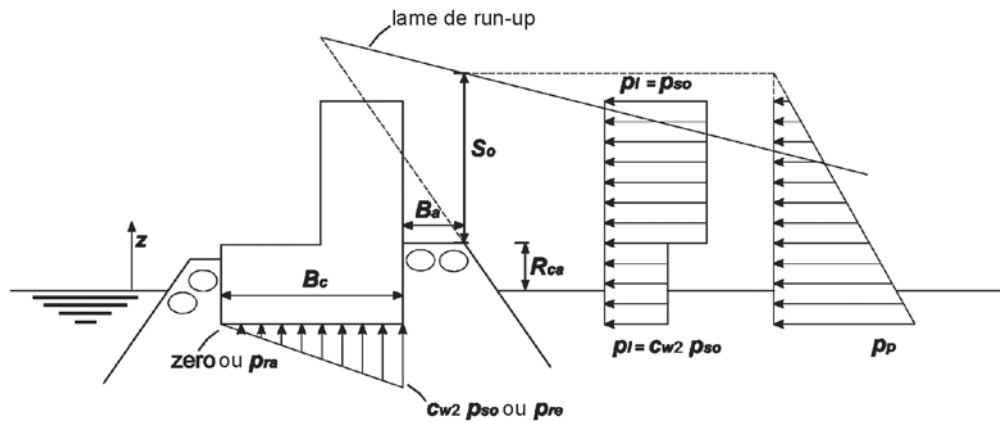
Martin (1999) propose une méthode globale de calcul des forces de la houle sur des murs de couronnement de digues. En se basant sur le cas spécifique où les vagues frappant le mur de couronnement ont déjà déferlé, il a déterminé que la distribution temporelle de la pression sur l'élément de couronnement présentait deux pics. Le **premier pic (pression d'impact)** est occasionné par le changement brutal de direction du front de la vague à cause du mur de couronnement, tandis que le **second pic (pression d'effondrement)**, induit par la masse d'eau qui redescend du mur à grande vitesse, se produit après que le niveau maximal de run-up ait été atteint.

**NOTE :** la méthode proposée par Martin (1999) ne s'intéresse **pas** à l'impact de la houle qui déferle sur le mur de couronnement. Son domaine de validité est donc limité aux vagues qui parviennent sur l'ouvrage après avoir déferlé et à du déferlement à effondrement ou gonflant sur le talus de la digue ( $\xi > 3$ ). Dans les autres cas, la Figure 5.84 définit les situations d'impact et de non-impact en fonction de la largeur relative de la berme et de la hauteur relative de la crête.

Pour effectuer un dimensionnement préliminaire à l'aide de cette méthode, il est recommandé d'utiliser, pour la hauteur de la houle (au pied de l'ouvrage),  $H = H_{99,8\%}$ . Si l'on ne dispose d'aucune information sur la distribution de la hauteur de la houle, on peut utiliser  $H_{99,8\%} = 1.8H_s$  comme estimation (voir la Section 4.2.4.4).

**Figure 5.84** Définition empirique des situations d'impact et de non-impact, Martin (1999)

Martin (1999) prend pour hypothèse la distribution des pressions illustrée à la Figure 5.85.



**Figure 5.85** Distribution de la pression d'après Martin (1999)

### Méthode de Martin pour le calcul de la pression d'impact

Pour calculer la pression d'impact,  $p_i$  (N/m<sup>2</sup>), sur la zone non-protégée de la face avant du mur de couronnement (au-dessus du niveau  $R_{ca}$ , voir la Figure 5.85), on utilise les Équations 5.209 à 5.211 :

$$p_i(z) = p_{so} = c_{w1} \rho_w g S_o \quad (5.209)$$

où  $S_o$  est le run-up maximal (m), sur le bord de la crête côté mer, défini par :

$$S_o = H \left( 1 - R_{ca} / R_u \right) \quad (5.210)$$

et  $c_{w1}$  est un coefficient (-) qui permet de déterminer la pression horizontale d'impact :

$$c_{w1} = 2.9 \left( \frac{R_u}{H} \cos \alpha \right)^2 \quad (5.211)$$

Sur la zone du mur de couronnement protégée par la berme de la carapace, la distribution de la pression est donnée par les Équations 5.212 et 5.213, dans lesquelles  $c_{w2}$  est un paramètre empirique adimensionnel calculé pour :  $0.03 < H/L_p < 0.075$  :

$$p_i(z) = c_{w2} p_{so} = c_{w2} c_{w1} \rho_w g S_o \quad (5.212)$$

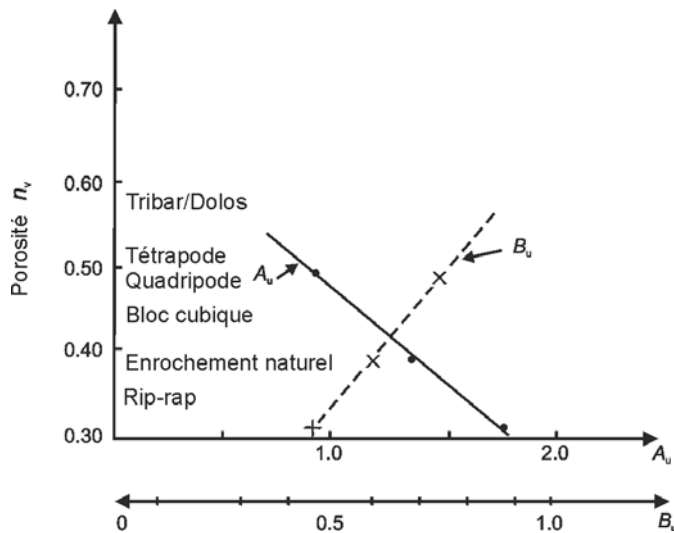
$$c_{w2} = 0.8 \exp(-10.9 B_a / L_p) \quad (5.213)$$

où  $L_p$  = longueur d'onde locale (m), calculée à partir de la période de pic de la houle.

Pour déterminer le run-up de la houle,  $R_u$  (m), qui apparaît dans l'Équation 5.210, la méthode de Martin utilise l'Équation 5.214 proposée par Losada *et al.* (1981), qui repose sur des travaux en houle monochromatique. La Figure 5.86 donne les valeurs des coefficients de run-up  $A_u$  et  $B_u$ .

$$R_u / H = A_u \left( 1 - \exp(-B_u \xi) \right) \quad (5.214)$$

où  $\xi$  est le paramètre de déferlement (-), défini par  $\tan \alpha / \sqrt{H/L_o}$ , où  $H$  est la hauteur de dimensionnement de la houle au pied de l'ouvrage et  $L_o$  est la longueur d'onde au large, égale à  $gT^2/(2\pi)$ .



**Figure 5.86** Coefficients de run-up  $A_u$  et  $B_u$

### Méthode de Martin pour le calcul de la pression d'effondrement

La distribution de la pression d'effondrement,  $p_p$  ( $\text{N/m}^2$ ), est donnée par les Équations 5.215 à 5.217:

$$p_p(z) = c_{w3} \rho_w g (S_o + R_{ca} - z) \quad (5.215)$$

où les coefficients  $c_{w3}$  et  $c_o$  sont donnés par:

$$c_{w3} = a \exp(c_o) \quad (5.216)$$

$$c_o = c \left( H / L_p - b \right)^2 \quad (5.217)$$

Le Tableau 5.51 donne les valeurs des coefficients empiriques  $a$ ,  $b$  et  $c$ ;  $D_{n50}$  est le diamètre nominal médian de l'enrochement qui constitue la berme supérieure de la carapace.

**Tableau 5.51** Coefficients empiriques entrant dans le calcul des pressions d'effondrement

$B_u / D_{n50}$	$a$	$b$	$c$
1	0.446	0.068	259.0
2	0.362	0.069	357.1
3	0.296	0.073	383.1

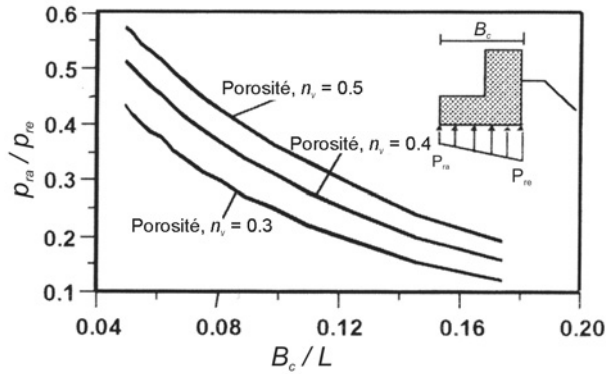
**Note:** pour les valeurs du coefficient de run-up  $B_u$  (-), voir la Figure 5.86

Martin (1999) propose également des relations pour la distribution de la pression verticale. Sur le bord côté mer, la pression d'impact et la pression d'effondrement sous l'ouvrage sont toutes deux égales à la pression horizontale à la base de la face avant.

- pression verticale d'impact côté mer:  $p_i = c_{w2} p_{so}$ ;
- pression verticale d'effondrement côté mer:  $p_p = p_{re}$ .

Côté intérieur du mur de couronnement, la pression verticale d'impact est considérée comme négligeable. La pression d'effondrement côté intérieur peut être calculée à l'aide de la Figure 5.87, en utilisant la porosité,  $n_v$ , du matériau sur lequel repose le mur de couronnement et la pression côté mer,  $p_{re}$ .

- pression verticale d'impact côté intérieur:  $p_i = 0$ ;
- pression verticale d'effondrement côté intérieur:  $p_p = p_{ra}$  (voir la Figure 5.87).



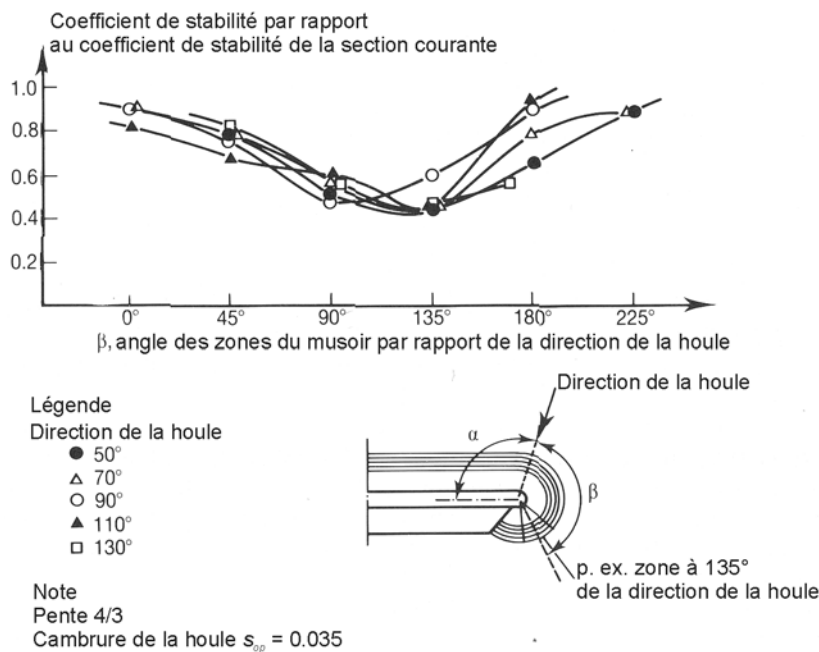
**Figure 5.87** Pression d'effondrement côté intérieur  
( $L_p$  = longueur d'onde de pic) (Martin, 1999)

### 5.2.2.13 Musoirs

Les musoirs des digues font appel à un phénomène physique spécifique, dans la mesure où le déferlement de la houle sur les musoirs engendre d'importantes vitesses et forces hydrodynamiques. Pour une trajectoire donnée de la houle, seule une zone limitée du musoir est exposée à une forte attaque des vagues. Cette zone, proche du niveau de l'eau au repos, à environ  $120$  à  $150^\circ$  de la trajectoire de la houle et par conséquent sur le côté arrière du musoir, est représentée à la Figure 5.88. Pour obtenir la même stabilité que pour la section courante, il est possible d'accroître la masse de l'enrochement (avec des blocs plus gros et/ou une masse volumique plus élevée) et/ou d'adoucir la pente du musoir.

La Figure 5.88, tirée des travaux de Jensen (1984), donne un exemple de stabilité d'un musoir de digue, comparée à celle de la section courante, et montre l'emplacement du dommage tel qu'il a été évoqué ci-dessus. Le nombre de stabilité  $N_s (= H_s / (\Delta D_n))$  des Tétrapodes est lié à celui de la section courante. Le nombre de stabilité d'une section de musoir est inférieur à celui d'une section courante dans les mêmes conditions de houle et pour le même niveau de dommage. Ceci s'applique également au coefficient de stabilité de Hudson  $K_D$  dans:  $N_s = (K_D \cot \alpha)^{1/3}$  (voir la Section 5.2.2.2).

Il n'existe aucune règle particulière applicable aux musoirs de digues à talus. Pour l'**enrochement artificiel** particulier, l'augmentation de masse,  $M$  (kg), requise peut être exprimée par un coefficient compris entre 1 et 4 (ou 1 et 1.3 s'il s'agit de la taille,  $D_n$ ), selon le type de bloc (voir ci-dessous). Les musoirs en enrochement sont, dans la plupart des cas, conçus avec un talus latéral  $\alpha$  moins raide que celui de la section courante. La masse de l'enrochement requise dans la section du musoir peut être déterminée à l'aide des règles de dimensionnement de ce guide à des fins de dimensionnement préliminaire uniquement. Pour une conception plus précise, il faudra recourir à une modélisation en 3D, afin d'étudier de manière approfondie les effets tridimensionnels qui se produisent sur le musoir et tout autour.



**Figure 5.88** Stabilité d'un musoir de digue dont l'enrochement est constitué de Tétrapodes (Jensen, 1984)

Les données présentées dans le SPM (CERC, 1984) qui concernent les valeurs de  $K_D$  à appliquer dans la formule de Hudson et basées sur  $H = H_{1/10}$  (voir la Section 5.2.2.2), sont incluses dans le Tableau 5.52, pour des ouvrages construits avec des enrochements naturels anguleux rugueux et des blocs Tétrapodes.

**Tableau 5.52** Coefficients de stabilité de Hudson pour un dommage nul et un franchissement léger

Matériau	Pente	Section courante		Musoir	
		Houle déferlante	Houle non-déferlante	Houle déferlante	Houle non-déferlante
Enrochement naturel, placement aléatoire	3/2	2.0	4.0	1.9	3.2
	2/1	2.0	4.0	1.6	2.8
	3/1	2.0	4.0	1.3	2.3
Tétrapodes	3/2	7.0	8.0	5.0	6.0
	2/1	7.0	8.0	4.5	5.5

**Notes :**

1. Les valeurs de  $K_D$  en italique ne sont pas étayées par des résultats d'essais et ne doivent servir qu'à un dimensionnement préliminaire.
2. Les valeurs de  $K_D$  peuvent être utilisées dans l'Équation 5.134 de la Section 5.2.2.2.

Carver et Heimbaugh (1989) ont testé la stabilité de différents musoirs (avec enrochement naturel et blocs Dolos) dans des conditions de houle déferlante et non-déferlante et pour différents angles d'incidence de la houle ( $\beta = 45^\circ$  à  $135^\circ$ , avec  $\beta = 0^\circ$  correspondant à la situation où les crêtes des vagues sont perpendiculaires à la section courante de la digue). Les résultats sont donnés par l'Équation 5.218, qui représente la relation entre le nombre de stabilité  $N_s = H_s/(\Delta D_{n50})$  et les différents paramètres (structurels):

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = A \xi_p^2 + B \xi_p + C_c \quad (5.218)$$

où  $A$ ,  $B$  et  $C_c$  sont des coefficients empiriques (voir le Tableau 5.53), et  $\xi_p$  = paramètre de déferlement, calculé à partir de la longueur d'onde locale de pic,  $L_p$  (m), (voir Section 4.2.4).



**NOTE 1:** les courbes qui donnent la tendance générale des données ont été abaissées de deux écart-types, pour donner une enveloppe inférieure sécuritaire des résultats de stabilité.

**NOTE 2:** un nombre limité d'essais en houle irrégulière ont donné des résultats équivalents dans lesquels  $T_p$  équivaut à la période monochromatique et  $H_{m0}$  à la hauteur monochromatique de la houle.

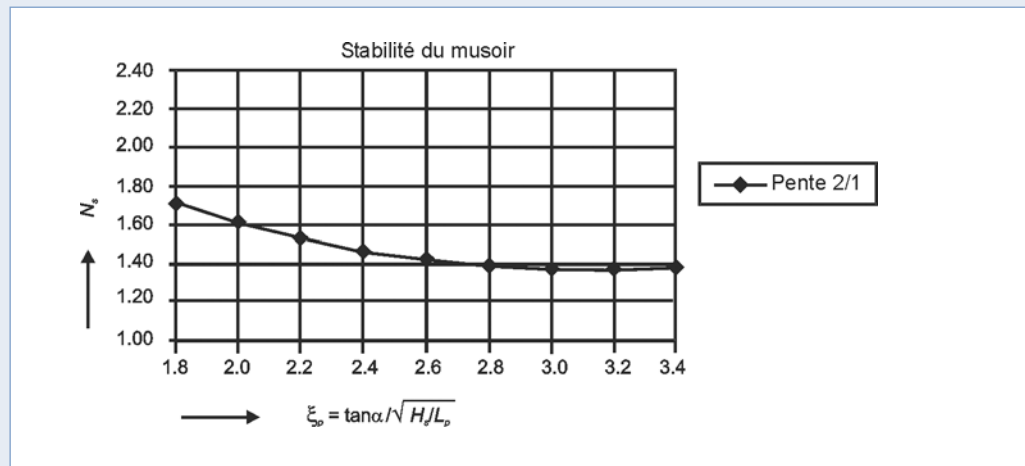
**Tableau 5.53** Coefficients de l'Équation 5.218

Type d'enrochement	A	B	$C_c$	Talus ( $\tan\alpha$ )	Domaine de validité de $\xi_p$
Naturel	0.272	-1.749	4.179	2/3	2.1 – 4.1
Naturel	0.198	-1.234	3.289	1/2	1.8 – 3.4
Dolos	0.406	-2.800	6.881	2/3	2.2 – 4.4
Dolos	0.840	-4.466	8.244	1/2	1.7 – 3.2

L'Encadré 5.23 illustre un exemple de cette approche : la relation entre le nombre de stabilité et le paramètre de déferlement.

**Encadré 5.23** Exemple illustrant la méthode de Carver et Heimbaugh (1989)

On s'intéresse à un ouvrage en enrochement avec talus latéral de pente 2/1 afin de déterminer la taille de l'enrochement requise pour le musoir. La relation entre  $N_s$  et le paramètre de déferlement,  $\xi_p$ , est illustrée à la Figure 5.89.



**Figure 5.89** Nombre de stabilité  $N_s$  en fonction du paramètre de déferlement  $\xi_p$ , le domaine de validité de  $\xi_p$  est : 1.8 – 3.4

Jensen (1984) a évoqué un autre aspect des musoirs : la **courbe de dommage** – le dommage,  $S_d$ , étant une fonction de l'action hydraulique, par exemple,  $H_s / (\Delta D_{n50})$  – est souvent plus pentue pour le musoir que pour une section courante, ce qui signifie que la progression du dommage est plus rapide. Cela signifie que si le musoir et la section courante sont tous deux conçus pour un même niveau (bas) de dommage, une augmentation (non prévue) de la hauteur de la houle peut entraîner une rupture de tout ou d'une partie du musoir, tandis que la section courante ne présente encore qu'un niveau de dommage acceptable. Cet aspect est moins prononcé pour les musoirs dont l'enrochement est naturel que pour ceux dont l'enrochement est constitué de blocs artificiels.

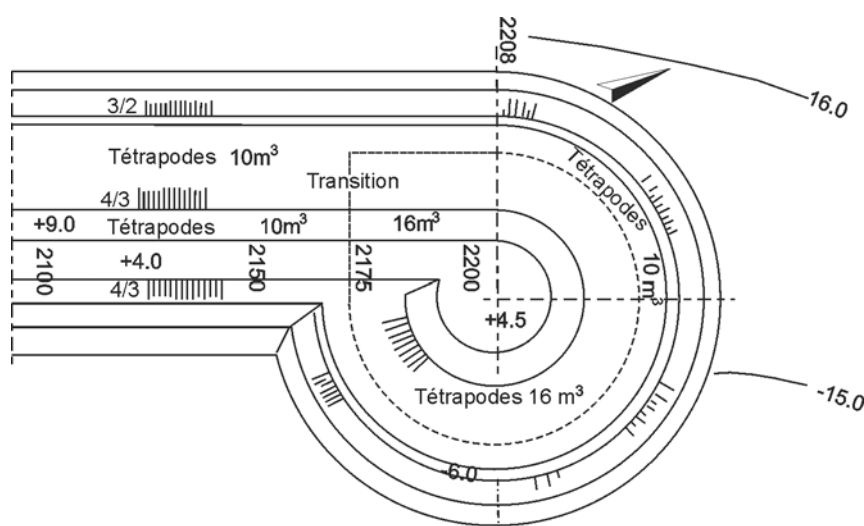
### Musoir en enrochement artificiel

La stabilité de la carapace au niveau du musoir est cruciale en ce qui concerne l'exposition du musoir et la réduction de l'imbrication des blocs d'enrochement artificiel :

- le musoir de la digue se trouve généralement face à des eaux plus profondes et subit de fait des houles de dimensionnement plus grandes que les autres parties de la digue. Certaines parties du musoir sont exposées à un franchissement important. La section la plus critique du musoir se situe à un angle de  $135^\circ$  environ par rapport à la direction d'incidence de la houle ;
- les blocs artificiels disposés de manière aléatoire sont généralement placés sur un maillage défini, afin de garantir une imbrication suffisante. Pourtant, au niveau du musoir de la digue, le plan de pose s'écarte fortement d'un maillage régulier. À cet endroit, la disposition des blocs est caractérisée par des distances variables entre les blocs d'enrochement, par des densités de pose différentes et surtout par des ouvertures plus larges dans la carapace. La forme convexe de la sous-couche réduit davantage l'imbrication au niveau du musoir.

Le rayon du musoir, mesuré au niveau d'eau de dimensionnement dans le cas de blocs artificiels en double couche (p. ex. Cubes ou Tétrapodes) peut être calculé à partir de l'expérience accumulée et des essais sur modèles, ainsi que de certains aspects spécifiques. Plus la stabilité hydraulique du bloc artificiel dépend de l'imbrication, plus le rayon doit être grand : il peut même aller jusqu'à 3 fois la hauteur de la houle fixée pour le dimensionnement. Les blocs artificiels dont la stabilité est assurée par leur poids (plus que par leur imbrication), comme les cubes, peuvent être utilisés sur des musoirs de rayon plus faible, à savoir 1.5 à 2 fois la hauteur de dimensionnement de la houle. Dans ce dernier cas, on se trouve alors dans une situation comparable à la configuration des musoirs en enrochement naturel. La Figure 5.90 présente un exemple-type d'agencement d'un musoir composé de blocs artificiels. Le point central du musoir est déplacé vers le côté arrière, ce qui donne la forme circulaire illustrée par la Figure 5.90.

Le rayon du musoir mesuré au niveau d'eau de dimensionnement ne doit pas être inférieur à trois fois la hauteur de la houle de dimensionnement pour des blocs artificiels en une couche, comme les blocs ACCROPODE ou CORE-LOC, afin de limiter la convexité de la sous-couche et d'éviter une réduction significative de l'imbrication.



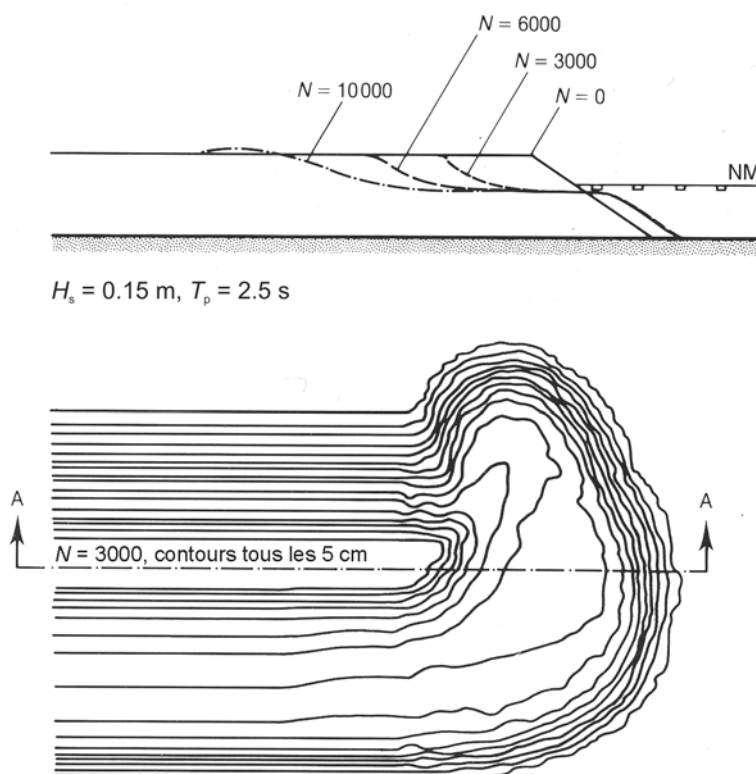
**Figure 5.90** Plan classique d'un musoir de digue constitué de blocs Tétrapodes (Ashdod)

### Stabilité et reprofilage de musoirs de digues à berme

Le musoir d'une digue à berme est toujours particulièrement intéressant, dans la mesure où il est exposé à des écoulements en 3D. Le principal problème causé par la déformation au niveau d'un musoir de digue à berme est la possibilité d'une perte d'enrochements par transport hors du profil. Contrairement au phénomène de recul de la section courante de la digue, où le reprofilage finira par créer un profil d'équilibre, les enrochements du musoir peuvent s'accumuler à l'arrière du musoir et éventuellement bloquer en partie les chenaux de navigation. Une fois déposés derrière le musoir, les enrochements ne seront pas remis en mouvement par la houle pour retourner à leur position d'origine. Le mouvement des enrochements au niveau du musoir doit par conséquent être limité. Lors des essais effectués sur la digue à berme de Sirevåg, rapportés par Menze (2000), les valeurs maximales de  $HoTo$  (nombre de stabilité dynamique, se reporter également à la Section 5.2.2.6) pour deux configurations d'essais étaient de 72 et 97, respectivement. Des valeurs de  $HoTo > 70$  signifient que la structure est reprofilable et dynamiquement stable, avec une valeur de  $Ho > \sim 2.7$ . Le reprofilage du musoir dans la configuration 1 était bien moins important que celui de la configuration 2, bien que les musoirs n'aient présenté aucun dommage réel dans les deux cas de figure. Le seul problème était qu'il y avait plus d'enrochements rejetés dans la zone arrière de la digue dans la configuration 2 que dans la configuration 1.

En comparant les résultats des essais effectués par Van der Meer et Veldman (1992) avec ceux de Tørum (1999), on peut conclure que si une digue à berme est conçue comme reprofilable et statiquement stable ( $HoTo < 70$ ), il semble qu'en utilisant le même profil sur le musoir que sur la section courante, le musoir sera stable, sans mouvement excessif des enrochements vers la zone située à l'arrière de la digue.

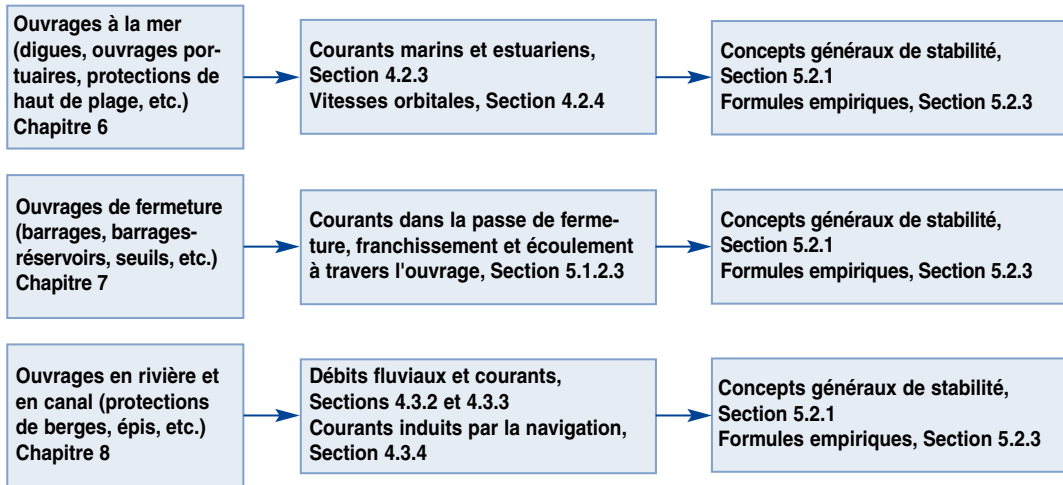
Burcharth et Frigaard (1987) ont analysé le phénomène de transport longitudinal ainsi que la stabilité des digues à berme dans le cadre d'une brève étude de base. La Figure 5.91 en donne une illustration. L'une des premières conclusions empiriques concernant la stabilité de l'enrochement naturel d'un musoir est que  $H_s / (\Delta D_{n50})$  doit être inférieur à 3.



**Figure 5.91** Exemple d'érosion d'un musoir de digue à berme (Burcharth et Frigaard, 1987)

### 5.2.3 Réponse structurelle liée aux courants

La réponse de l'enrochement à l'attaque du courant se traduit en mouvement d'enrochements emportés individuellement avec le courant, qui commence dès que la condition-seuil est dépassée. Les courants, qui font l'objet du Chapitre 4 et de la Section 5.1.2 sont des conditions aux limites nécessaires pour le dimensionnement d'ouvrages de fermeture en enrochement et d'ouvrages fluviaux, mais également d'ouvrages maritimes (voir la Figure 5.92).



**Figure 5.92** Réponse aux courants et sections correspondantes

Une analyse de stabilité (statique) requiert une condition-seuil qui peut être exprimée sous la forme d'une valeur critique de cisaillement au fond, de vitesse, de différence de niveau d'eau ou de débit (Section 5.2.1). Le dépassement de ce critère induit des déplacements et des mouvements de blocs qui, à ce stade, peuvent encore être quantifiés en termes d'enrochements individuels. Lorsque le nombre d'enrochements en mouvement ou lorsque la fréquence et le déplacement associés à ces mouvements augmentent, il est plus facile d'exprimer la réponse sous la forme d'un taux de transport global. Le transport de matériaux grossiers tels que les galets ou les enrochements peut être estimé à l'aide des formules permettant de calculer le charriage (Meyer-Peter et Muller, Paintal, Einstein-Brown, p. ex. – voir également Raudkivi, 1990). Les profondeurs d'affouillement peuvent être calculées par exemple à l'aide des travaux de Raudkivi (1990), Hoffmans et Verheij (1997) ou May *et al.* (2002).

Dans les eaux intérieures, les courants peuvent être associés à d'autres actions hydrauliques, telles que les vagues soulevées par le vent ou induites par la navigation. Dans ces cas, l'état de mer est généralement calme à modéré (il est peu probable que la hauteur significative de la houle dépasse 0.5 à 1 m), et certaines formules ont été recommandées pour le dimensionnement du riprap et des gabions dans ces conditions particulières (voir Hemphill et Bramley, 1989). Escarameia (1998) propose un résumé des formules utilisables pour le dimensionnement de systèmes de protection du fond et des talus dans les rivières et les canaux. Pour les conditions de houle plus extrêmes, il convient de se référer à la Section 5.2.2.

Dans la présente section, les réponses structurelles liées à l'attaque des courants sont classées comme suit :

- protection du fond et des talus ;
- ouvrages de fond ;
- protection de pied et protection anti-affouillement ;
- filtres et géotextiles ;
- barrages en enrochement.

Pour compenser les différences de détails dans l'analyse de ces points (Sections 5.2.3.1 à 5.2.3.5), il sera fait référence à des publications utiles.

### 5.2.3.1 Protection du fond et des talus

#### Stabilité vis-à-vis de l'attaque des courants

Il est parfois nécessaire de protéger les rives des plans d'eau lorsqu'elles sont soumises aux courants, afin d'éviter l'érosion et de préserver leur forme et leur but ou fonction final(e). Ceci peut être fait en construisant des dispositifs de protection en enrochement dont la fonction première est de réduire l'action hydraulique qui s'exerce sur le terrain. Ils peuvent revêtir la totalité du plan d'eau ou juste son fond ou ses berges, ou bien être construits à des endroits précis. La protection de fond et de berge peut avoir d'autres objectifs, tels que la réduction des pertes par infiltration dans les canaux d'irrigation ou le maintien d'une bonne qualité de l'eau dans les réseaux d'approvisionnement.

Différents matériaux à base d'enrochement peuvent être utilisés sur les fonds et sur les talus pour assurer la protection nécessaire face aux courants : rip-rap et enrochement naturel, enrochement appareillé à la main, enrochement lié, gabions (gabions classiques, matelas de gabion, sacs de gabions) et matériaux bitumineux (voir le Chapitre 3). Il est à noter que ce guide n'aborde pas de manière approfondie les enrochements appareillés à la main. Des indications relatives au domaine d'application des différents types de matériaux dans des conditions caractérisées principalement par l'attaque des courants sont disponibles dans les travaux d'Escarameia (1998), par exemple.

La distinction entre protection de fond et protection de talus dépend principalement du choix des matériaux et de la méthode de construction, plutôt que de considérations relatives à la stabilité (il est à noter, toutefois, que les formules de dimensionnement intègrent généralement un coefficient d'instabilité sur talus). De toute évidence, certains types de protections ne conviennent pas pour le fond parce qu'elles ne sont pas adaptées à une utilisation sous l'eau (p. ex. toutes les protections incluant de la végétation) ou parce qu'elles ne peuvent pas être mises en œuvre sous l'eau avec la précision nécessaire (enrochement appareillé à la main, p. ex.). Les matériaux très volumineux, tels que le rip-rap de grandes dimensions, peuvent également constituer une réduction excessive du profil en travers, ce qui les rend inappropriés. D'un autre côté, les matériaux qui ne permettent pas à la végétation de pousser, ce qui est déplaisant sur le plan esthétique, ou qui représentent un danger pour les usagers ou sont susceptibles d'être endommagés par des actes de vandalisme, ne conviennent en général pas à la protection des berges.

Pour les granulats ( $D > 4$  mm) et les enrochements ( $D > 64$  mm) soumis à l'attaque des courants, on peut appliquer les critères généraux définis par Shields (contrainte de cisaillement) et par Isbash (vitesse) – voir la Section 5.2.1 – ou une combinaison de ces deux méthodes (voir la Section 5.2.1.8).

Les formules générales avec les différents coefficients, qui expriment l'influence d'un fond incliné, de la houle, de la turbulence et de la rugosité relative, sont données par l'Équation 5.129 ou par les Équations 5.130 ou 5.131 équivalentes, qui figurent à la Section 5.2.1.9. Les ouvrages sont habituellement conçus pour un dommage nul, mais il faut savoir que l'acceptation d'un dommage partiel peut s'avérer dans certains cas plus économique en termes financiers sur la totalité du cycle de vie.

De nombreuses formules de stabilité ont été proposées par différents auteurs, mais la plupart d'entre elles ne conviennent qu'au dimensionnement de protection en rip-rap, et elles tendent à donner des résultats très disparates pour ce qui est de la taille de l'enrochement requise. Parmi l'ensemble des formules disponibles (p. ex. voir Thorne *et al.*, 1995), les suivantes ont été largement utilisées dans le cas d'attaque du courant et sont présentées dans cette section : **Pilarczyk** (1995), **Escarameia et May** (1992) et **Maynord** (1993). Après l'analyse de ces trois approches, l'Encadré 5.24 présente une comparaison de ces équations de stabilité.

La formule de dimensionnement d'Hoffmans et Akkerman (1999) présentée à la Section 5.2.3.2 a été élaborée pour les ouvrages de fond mais peut également s'utiliser pour le dimensionnement des protections de fond. Par ailleurs, une approche totalement différente basée sur une profon-

deur d'affouillement critique a été mise au point et appliquée avec succès par De Groot *et al.* (1998), mais on sait peu de choses sur d'autres applications réussies.

**NOTE:** au vu de l'hétérogénéité des résultats, il peut être recommandé dans la plupart des cas d'essayer plusieurs formules de dimensionnement pour évaluer la taille de l'enrochement requise et de se fier au jugement de l'ingénieur pour la sélection finale (voir également l'Encadré 5.24).

**NOTE:** les formules de dimensionnement données ci-dessous sont avant tout destinées aux phases de dimensionnement préliminaire et des études sur modèles physiques peuvent être nécessaires dans de nombreux cas.

### Pilarczyk

Pilarczyk (1995) a proposé une relation unique entre la taille requise de l'enrochement et les paramètres hydrauliques et structurels, résultat du regroupement de différentes formules de dimensionnement. Des facteurs et coefficients spécifiques ont été ajoutés à la formule d'Isbash/Shields pour parvenir à l'Équation 5.219. Cette formule de dimensionnement permet une évaluation préliminaire du rip-rap et d'autres éléments de protection destinés à résister à l'attaque des courants.

$$D = \frac{\phi_{sc}}{\Delta} \frac{0.035}{\psi_{cr}} k_h k_{sl}^{-1} k_t^2 \frac{U^2}{2g} \quad (5.219)$$

où

- $D$  = taille caractéristique de l'élément de protection,  $D_{n50}$  pour l'enrochement naturel (m);
- $\phi_{sc}$  = coefficient de correction de la stabilité (-);
- $\Delta$  = densité relative déjaugée de l'élément de protection (-);
- $\psi_{cr}$  = paramètre de mobilité de l'élément de protection (-);
- $k_t$  = facteur de turbulence (-), pour plus de détails, se reporter également à la Section 5.2.1.3;
- $k_h$  = facteur du profil de vitesse (-);
- $k_{sl}$  = facteur du talus latéral (-), pour plus de détails, se reporter également à la Section 5.2.1.3;
- $U$  = vitesse d'écoulement moyennée sur la profondeur (m/s).

De nouveaux paramètres spécifiques à cette formule de stabilité sont présentés ci-dessous et le Tableau 5.54 contient des recommandations quant à l'utilisation de l'Équation 5.219. Pour plus de renseignements sur cette équation, se reporter à Pilarczyk (1995).

#### Coefficient de correction de la stabilité, $\phi_{sc}$ :

Les relations permettant de déterminer la stabilité hydraulique des éléments de protection reposent sur l'hypothèse de couches continues. Toutefois, dans la pratique, l'enrochement n'est pas placé sous la forme d'une couche infiniment continue et il existe des transitions, par exemple aux extrémités ou entre les gabions. Inclure le coefficient de correction de la stabilité permet de tenir compte de l'influence de la géométrie des transitions – et des différentes actions hydrauliques associées. Les valeurs énoncées dans le Tableau 5.54 sont des valeurs indicatives qui peuvent être appliquées pour obtenir un prédimensionnement. Pour des systèmes moins stables qu'une couche d'enrochement continue,  $\phi_{sc} > 1$ .

#### Paramètre de mobilité de l'élément de protection, $\psi_{cr}$ :

Le paramètre de mobilité exprime les caractéristiques de stabilité du dispositif. Le ratio  $0.035/\psi_{cr}$  permet de comparer la stabilité du système à la valeur critique de Shields de l'enrochement libre, qui sert de référence. Le ratio de  $0.035/\psi_{cr}$  permet d'avoir une première impression (rien de plus) de la stabilité (relative) des systèmes composés tels que les gabions; ceci doit en outre toujours être vérifié par un essai sur modèle.

**Facteur du profil de vitesse,  $k_h$  :**

Le facteur du profil de vitesse,  $k_h$  (-), est lié au coefficient de profondeur,  $\Lambda_h$  (-), présenté dans la Section 5.2.1.8. La relation est donnée par l'Équation 5.220.

$$k_h = 33/\Lambda_h \tag{5.220}$$

En règle générale, le coefficient de profondeur,  $\Lambda_h$  (-), est défini par l'Équation 5.125 (Section 5.2.1.8), mais pour des cas où, par exemple, l'ouvrage en enrochement est relativement court (près des transitions) le profil de vitesse logarithmique n'est pas complètement développé, ce qui entraîne des vitesses plus élevées près du fond. Le Tableau 5.54 présente les formules pour un profil de vitesse complètement développé et pour un profil partiellement développé, c'est-à-dire pour les Équations 5.221 et 5.222, respectivement.

**Tableau 5.54** Règles de dimensionnement pour les paramètres de la formule de Pilarczyk (Équation 5.219)

<b>Dimension caractéristique <math>D</math></b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Rip-rap et enrochement naturel : <math>D = D_{n50} \cong 0.84D_{50}</math> (m)</li> <li>Gabions et matelas de gabions : <math>D =</math> épaisseur de l'élément (m)</li> </ul>
<b>Densité relative déjaugée <math>\Delta</math></b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Rip-rap et enrochement naturel : <math>\Delta = \rho_r/\rho_w - 1</math></li> <li>Gabions et matelas de gabions : <math>\Delta = (1-n_v)(\rho_r/\rho_w - 1)</math> où <math>n_v =</math> porosité de couche <math>\cong 0.4</math> (-), <math>\rho_r =</math> masse volumique apparente de la roche (<math>\text{kg/m}^3</math>) et <math>\rho_w =</math> masse volumique de l'eau (<math>\text{kg/m}^3</math>)</li> </ul>
<b>Paramètre de mobilité <math>\psi_{cr}</math></b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Rip-rap et enrochement naturel : <math>\psi_{cr} = 0.035</math></li> <li>Gabions et matelas de gabions : <math>\psi_{cr} = 0.070</math></li> <li>Enrochement dans les gabions : <math>\psi_{cr} &lt; 0.100</math></li> </ul>
<b>Facteur de stabilité <math>\phi_{sc}</math></b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Bords exposés des gabions/matelas d'enrochements : <math>\phi_{sc} = 1.0</math></li> <li>Bords exposés du rip-rap et de l'enrochement : <math>\phi_{sc} = 1.5</math></li> <li>Protection en enrochement continue : <math>\phi_{sc} = 0.75</math></li> <li>Blocs imbriqués et matelas en enrochement encâblés : <math>\phi_{sc} = 0.5</math></li> </ul>
<b>Facteur de turbulence <math>k_t</math></b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Niveau de turbulence normal : <math>k_t^2 = 1</math></li> <li>Écoulement non-uniforme, turbulence accrue dans les coudes extérieurs : <math>k_t^2 = 1.5</math></li> <li>Écoulement non-uniforme, coudes extérieurs brusques : <math>k_t^2 = 2</math></li> <li>Écoulement non-uniforme, cas spéciaux : <math>k_t^2 &gt; 2</math></li> </ul>
<b>Facteur du profil de vitesse <math>k_h</math></b>	<ul style="list-style-type: none"> <li><b>Profil de vitesse logarithmique complètement développé :</b> <math display="block">k_h = 2 / (\log^2 (1 + 12h / k_s)) \tag{5.221}</math>où <math>h =</math> hauteur d'eau (m) et <math>k_s =</math> rugosité (m) ; <math>k_s = 1</math> à <math>3D_{n50}</math> pour le rip-rap et l'enrochement naturel ; pour les écoulements turbulents superficiels (<math>h/D &lt; 5</math>), on peut appliquer <math>k_h \cong 1</math></li> <li><b>Profil de vitesse partiellement développé :</b> <math display="block">k_h = (1 + h/D)^{-0.2} \tag{5.222}</math></li> </ul>
<b>Facteur de réduction lié à la pente <math>k_{sl}</math></b>	<p>Le facteur de réduction lié à la pente est défini comme le produit de deux termes : un facteur lié à la pente perpendiculaire à la direction de l'écoulement <math>k_{sj}</math>, et un facteur lié à la pente parallèle à la direction de l'écoulement <math>k_l</math> :</p> $k_{sl} = k_{sj} k_l$ <p>où <math>k_{sj} = (1 - (\sin^2\alpha/\sin^2\phi))^{0.5}</math> et <math>k_l = \sin(\phi - \beta) / (\sin\phi)</math> ; <math>\alpha</math> est l'angle du talus (<math>^\circ</math>), <math>\phi</math> est l'angle de repos de l'enrochement (<math>^\circ</math>) et <math>\beta</math> est l'angle dans le sens longitudinal (<math>^\circ</math>), voir également la Section 5.2.1.3.</p>

**Escarameia et May**

Escarameia et May (1992) ont proposé une équation du type de celle d'Isbash (voir la Section 5.1.2.4), dans laquelle les effets de la turbulence de l'écoulement sont intégralement quantifiés. Cela peut être particulièrement utile dans des situations où les niveaux de turbulence sont plus élevés que la normale (voir la Section 4.3.2.5) : près des aménagements fluviaux, autour des piles de ponts, des batardeaux et des caissons, en aval des ouvrages hydrauliques (vannes, barrages mobiles, déversoirs, galeries), aux endroits où le niveau du fond varie ou lors de brusques changements de sens de l'écoulement. L'Équation 5.223 donne la relation entre la taille médiane de



l'enrochement,  $D_{n50}$ , et les paramètres hydrauliques et structurels; elle fournit une enveloppe pour les données expérimentales utilisées dans son calcul et est valable pour des fonds plats et des talus dont la pente n'excède pas 2H/1V. Les données obtenues en laboratoire ont été vérifiées par rapport aux mesures réelles du niveau de turbulence de la Tamise avec des hauteurs d'eau comprises entre 1 et 4 m.

$$D_{n50} = c_T \frac{u_b^2}{2 g \Delta} \quad (5.223)$$

où  $c_T$  = coefficient de turbulence (-) et  $u_b$  = vitesse près du fond, c'est-à-dire à 10 % de la hauteur d'eau au-dessus du fond (m/s).

Le Tableau 5.55 indique comment utiliser l'Équation 5.223. Dans le Tableau 5.56 figurent certaines valeurs particulières de l'intensité de la turbulence, que l'on peut prendre en compte en l'absence d'informations propres au site. Pour plus d'informations sur l'élaboration et l'utilisation de cette équation, se reporter à Escarameia et May (1995) et à Escarameia (1998).

**Tableau 5.55** *Recommandations de dimensionnement pour les paramètres de l'Équation 5.223 d'Escarameia et May*

<b>Diamètre nominal médian <math>D_{n50}</math></b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Rip-rap et enrochement naturel : <math>D_{n50} = (M_{50}/\rho)^{1/3}</math> (m)</li> <li>Matelas de gabions : <math>D_{n50}</math> = taille de l'enrochement dans le gabion</li> </ul> <p><b>Note :</b> l'Équation 5.223 a été mise au point à partir des résultats d'essais effectués sur des matelas de gabion d'une épaisseur de 300 mm</p>
<b>Coefficient de turbulence <math>c_T</math></b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Rip-rap et enrochement naturel (valable pour <math>r \geq 0.05</math>) <math>c_T = 12.3 r - 0.2</math></li> <li>Matelas de gabions (valable pour <math>r \geq 0.15</math>) <math>c_T = 12.3 r - 1.65</math></li> </ul> <p>où <math>r</math> = intensité de la turbulence déterminée à 10 % de la hauteur d'eau au-dessus du fond (-), <math>r = u'_{rms}/u</math>; voir également la Section 4.3.2.5 et le Tableau 5.55</p>
<b>Vitesse au fond <math>u_b</math></b>	En l'absence de données, il est possible de réaliser une estimation à partir de la vitesse moyennée sur la profondeur, $U$ (m/s), avec : $u_b = 0.74$ à $0.90U$

**Tableau 5.56** *Niveaux de turbulence classiques*

Situation	Niveau de turbulence	
	Qualitatif	Intensité de la turbulence $r$
Rivière en ligne droite ou bief de voie navigable	normal (faible)	0.12
Bords des revêtements dans des biefs en ligne droite	normal (élevé)	0.20
Piles de ponts, caissons et épis; transitions	moyen à élevé	0.35 – 0.50
Aval des ouvrages hydrauliques	très élevé	0.60

### Maynard

Maynard (1993) a mis au point la procédure de dimensionnement du « US Army Corps of Engineers » et a proposé une formule de stabilité pour le rip-rap qui ne repose pas sur le critère du seuil de mouvement (contrairement aux équations de Pilarczyk ou d'Escarameia et May). Son principe consiste à empêcher toute exposition du matériau sous-jacent; elle prend donc l'épaisseur de la couche de rip-rap en compte. L'Équation 5.224 donne la relation entre la dimension caractéristique de l'enrochement,  $D_{50}$  (m), et les paramètres hydrauliques et structurels correspondants.

$$D_{50} = (f_g)^{0.32} S_f C_{st} C_v C_T h \left( \frac{1}{\sqrt{\Delta}} \frac{U}{\sqrt{k_{st} g h}} \right)^{2.5} \quad (5.224)$$

où

- $f_g$  = facteur de gradation de l'enrochement, =  $D_{85}/D_{15}$ ;
- $S_f$  = coefficient de sécurité (-);
- $C_{st}$  = coefficient de stabilité (-);
- $C_v$  = coefficient de distribution de la vitesse (-);
- $C_T$  = coefficient d'épaisseur du tapis (-);
- $h$  = hauteur d'eau locale (m);
- $\Delta$  = densité relative déjàugée de l'enrochement (-);
- $U$  = vitesse du courant moyennée sur la profondeur (m/s);
- $k_{st}$  = facteur de réduction lié à la pente (-).

De nouveaux paramètres spécifiques à la formule de Maynard (Équation 5.224) sont présentés ci-dessous et le Tableau 5.57 donne des indications sur leur utilisation. Pour plus d'informations sur cette équation, se reporter aux travaux de Maynard (1993).

**Facteur de distribution de la vitesse,  $C_v$ :**

Le facteur de distribution de la vitesse est un coefficient empirique qui permet de tenir compte des effets du profil de vitesse.

**Coefficient d'épaisseur du tapis,  $C_T$ :**

Le coefficient d'épaisseur du tapis prend en compte l'accroissement de la stabilité qui se produit lorsque le rip-rap est plus épais que l'épaisseur minimale (1  $D_{100}$  ou 1.5  $D_{50}$ ) pour laquelle  $C_T = 1$  (voir le Tableau 5.57).

**Facteur de réduction lié à la pente  $k_{st}$ :**

Le facteur de réduction lié à la pente est normalement défini par la relation donnée dans la Section 5.2.1.3 (cette définition est, p. ex., utilisée dans la formule de Pilarczyk – Équation 5.219). Les résultats indiquent que l'utilisation de ce facteur dans l'Équation 5.224 est sécuritaire, Maynard recommande donc une autre relation, donnée ici par l'Équation 5.225.

**Tableau 5.57** Règles de dimensionnement pour les paramètres de l'Équation 5.224 de Maynard

<b>Coefficient de sécurité <math>S_f</math></b>	valeur minimale :	$S_f = 1.1$
<b>Coefficient de stabilité <math>C_s</math></b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• enrochements anguleux :</li> <li>• enrochements arrondis :</li> </ul>	$C_{st} = 0.3$ $C_{st} = 0.375$
<b>Coefficient de distribution de la vitesse <math>C_v</math></b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• voies d'eau rectilignes, coudes intérieurs :</li> <li>• coudes extérieurs :</li> </ul> <p>où <math>r_b</math> = rayon de courbure du coude (m) et <math>B</math> = largeur de la surface de l'eau juste en amont du coude (m)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• aval d'ouvrages en béton ou extrémité des digues :</li> </ul>	$C_v = 1$ $C_v = 1.283 - 0.2 \log(r_b/B)$ $C_v = 1.25$
<b>Coefficient d'épaisseur du tapis <math>C_T</math></b>	Dimensionnement standard : sinon, voir Maynard (1993)	$C_T = 1$
<b>Densité relative déjàugée <math>\Delta</math></b>	$\Delta = \rho_r / \rho_w - 1$ où $\rho_r$ = masse volumique apparente de la roche (kg/m <sup>3</sup> ) et $\rho_w$ = masse volumique de l'eau (kg/m <sup>3</sup> )	
<b>Facteur de réduction lié à la pente latérale <math>k_{st}</math></b>	$k_{st} = -0.67 + 1.49 \cot \alpha - 0.45 \cot^2 \alpha + 0.045 \cot^3 \alpha$ (5.225) où $\alpha$ = angle de la berge par rapport à l'horizontale (°)	

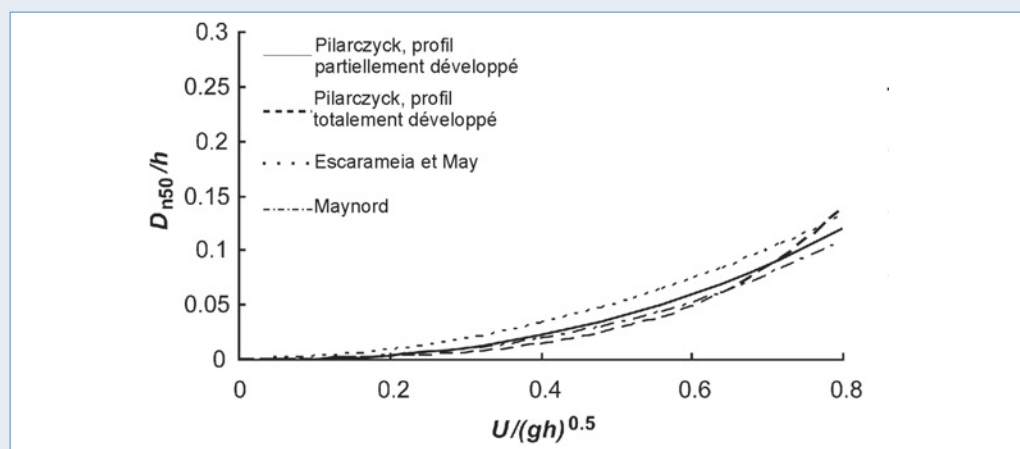
L'Encadré 5.24 présente une comparaison des trois formules de stabilité abordées ci-dessus, pour une hauteur d'eau fixe de 4 m. Pour des niveaux de turbulence normaux, les différences entre les résultats des trois formules de dimensionnement sont plutôt minimales. Pour un niveau de turbulence plus élevé, la méthode proposée par Escarameia et May (Équation 5.223) tend à donner des tailles d'enrochement plus grandes que les deux autres méthodes de Pilarczyk (Équation 5.219) et Maynard (Équation 5.224). Pour une analyse complémentaire, voir l'Encadré 5.24.

**Encadré 5.24** Comparaison des formules de stabilité de Pilarczyk, Escarameia et May et Maynard

Les trois formules de stabilité analysées ci-dessus sont comparées pour une hauteur d'eau  $h = 4$  m, avec pour objectif d'illustrer dans quelle mesure, et pour quelles conditions, les résultats de ces trois méthodes diffèrent. Les trois équations de stabilité sont les suivantes : Pilarczyk : Équation 5.219 ; Escarameia et May : Équation 5.223 ; Maynard : Équation 5.224.

**Niveau de turbulence normal (voir la Figure 5.93) :**

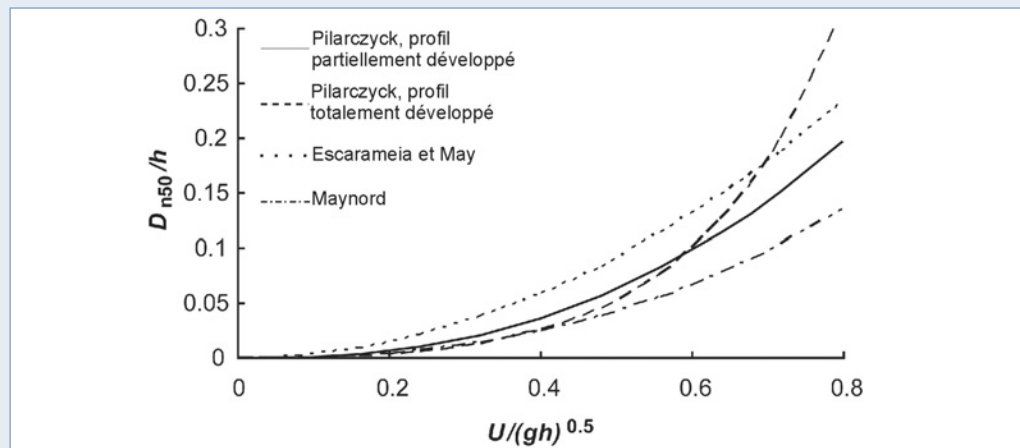
Lorsque la turbulence est normale (biefs de rivière rectilignes, coudes peu marqués), les trois équations donnent des résultats assez comparables, les éventuelles différences étant essentiellement liées aux coefficients de sécurité intégrés dans les équations. Par exemple, l'équation de Maynard fait appel à une valeur constante du coefficient de sécurité ( $S_T = 1.1$ ), tandis que la méthode de dimensionnement d'Escarameia et May (Équation 5.223) repose sur l'enveloppe de toutes les données expérimentales.



**Figure 5.93** Stabilité du rip-rap soumis à l'attaque des courants dans des conditions de turbulence normale ;  $k_t^2 = 1$  dans l'Eq. 5.219 ;  $r = 0.12$  dans l'Eq. 5.223 et  $C_v = 1.0$  dans l'Eq. 5.224

**Niveau de turbulence plus élevé (voir la Figure 5.94) :**

Lorsque la turbulence est plus forte, la formule proposée par Escarameia et May (Équation 5.223) tend à donner des résultats plus sécuritaires. Cette équation a été élaborée avec pour objectif spécifique de caractériser l'impact de la turbulence sur la stabilité des enrochements. On peut donc dire que, pour des applications dans lesquelles la turbulence est élevée, cette équation est susceptible de fournir un dimensionnement sûr, en l'absence de données *in situ* particulières. Néanmoins, cette équation ne prend pas précisément en compte la hauteur d'eau et peut donner, lorsque celle-ci est importante, des résultats assez différents de ceux des équations de Pilarczyk et Maynard. Dans la formule de Maynard (Équation 5.224), les niveaux de turbulence élevés ne peuvent pas être pris en compte de manière spécifique ; toutefois, le coefficient de distribution des vitesses peut être augmenté jusqu'à 1.25 dans des cas tels qu'un écoulement en aval d'un ouvrage.



**Figure 5.94** Stabilité du rip-rap soumis à l'attaque des courants dans des conditions de turbulence accrue ;  $k_t^2 = 1.5$  dans l'Eq. 5.219 ;  $r = 0.2$  dans l'Eq. 5.223 et  $C_v = 1.25$  dans l'Eq. 5.224

### Stabilité en cas de sollicitations induites par le vent

L'action d'un vent fort soutenu sur des plans d'eau peut entraîner la formation de courants et de vagues. Comme cela a été mentionné à la Section 4.3, les courants induits par le vent sont généralement négligeables lors du dimensionnement d'une protection en enrochement. Les conditions aux limites hydrauliques liées à la houle sont analysées à la Section 4.2.4, tandis que les interactions hydrauliques qui en découlent, y compris les paramètres dimensionnant, sont abordées à la Section 5.1.1.

Le dimensionnement des carapaces en enrochement destinées à la protection des berges soumises à une mer de vent se fait en appliquant les interactions structurelles décrites à la Section 5.2.2. Dans le cas particulier des cours d'eau intérieurs – où les conditions de houle sont généralement modérées – il est recommandé d'utiliser les formules de Hemphill et Bramley (1989).

### Stabilité en cas de sollicitations induites par la navigation

Les mouvements d'eau induits par la navigation sont à l'origine d'un type d'actions qui s'exerce fréquemment sur les berges des rivières et des canaux. Les vitesses et les hauteurs de vagues résultant des courants de retour, des abaissements de niveaux d'eau, des ondes de poupe transversales, des crêtes d'interférence (ou d'ondes secondaires induites par la navigation) et des jets des hélices, déterminent la taille requise des éléments protecteurs. Les conditions aux limites liées aux mouvements des navires peuvent être déterminées grâce aux outils présentés à la Section 4.3.4. À l'aide de ces conditions aux limites, il est possible d'évaluer la stabilité des éléments de la carapace d'une protection de berge avec un ensemble de relations de stabilité spécifiques, qui sont données ici. À des fins de comparaison, certaines données propres à d'autres systèmes sont également incluses.

La stabilité du rip-rap soumis à l'attaque des courants induits par la navigation d'une vitesse moyennée sur la profondeur,  $U'$  (m/s), peut être vérifiée à l'aide d'une formule purement empirique (basée sur les travaux d'Isbash), présentée ici sous la forme de l'Équation 5.226 :

$$\frac{U'^2 / (2g)}{\Delta D_{50}} = 2 \frac{k_{sl}}{k_t^2} \quad (5.226)$$

où  $D_{50}$  est le diamètre médian de l'enrochement (m),  $k_{sl}$  le coefficient lié à la pente (-) et  $k_t^2$  le facteur de turbulence (-); ces deux facteurs sont définis à la Section 5.2.1.3.

La vitesse moyennée sur la profondeur,  $U'$ , peut être remplacée par  $U_r$  pour les courants de retour et par  $u_p$  pour les jets d'hélices. Les courants de retour peuvent être calculés à l'aide des formules données à la Section 4.3.4.1. Dans l'Équation 5.226, la valeur  $k_t^2 = 1.4$  à  $1.6$  équivaut à un facteur de turbulence.

Les vitesses des jets d'hélices peuvent être calculées à l'aide des Équations 4.187 à 4.190, qui figurent à la Section 4.3.4.3. Pour les situations normales dans lesquelles les navires ne sont pas totalement chargés et où la position d'accostage n'est pas toujours la même, on peut utiliser la valeur  $k_t^2 = 5.2$  dans l'Équation 5.226. Pour les situations dans lesquelles l'impact maximal des jets d'hélices est fréquent et se produit toujours au même endroit, on recommande une valeur plus élevée de  $k_t^2 = 6$ .

**NOTE :** ces valeurs du facteur de turbulence sont liées aux valeurs empiriques recommandées à la Section 4.3.4.3 pour le calcul des vitesses des jets d'hélices.

Les formules d'évaluation de la stabilité des talus en enrochement vis-à-vis des vagues induites par la navigation sont présentées à la Section 5.2.2.2. La stabilité des revêtements constitués de gabions et d'enrochements liés face aux vagues induites par la navigation est abordée à la Section 5.2.2.7. Les rapports des groupes de travail 4 et 22 de l'AIPCN (respectivement 1987 et 1997) donnent de plus amples informations sur le dimensionnement des protections de berges contre les sollicitations induites par la navigation. Aux Pays Bas, le logiciel DIPRO (DIMensioning PROtections) a été développé pour la conception de revêtements résistant aux actions hydrauliques induites par la navigation.

### 5.2.3.2 Ouvrages de fond

Les ouvrages en enrochement de fond sont des ouvrages immergés dont la crête est relativement basse, ce qui fait que le déferlement de la houle n'a qu'une influence limitée sur la stabilité. Les ouvrages de fond sont par exemple des épis de rivière, des couvertures de conduites ou des ouvrages de prise ou de rejet d'eau près des centrales électriques et des usines de dessalinisation. La Figure 5.95 montre un schéma d'ouvrage de fond.

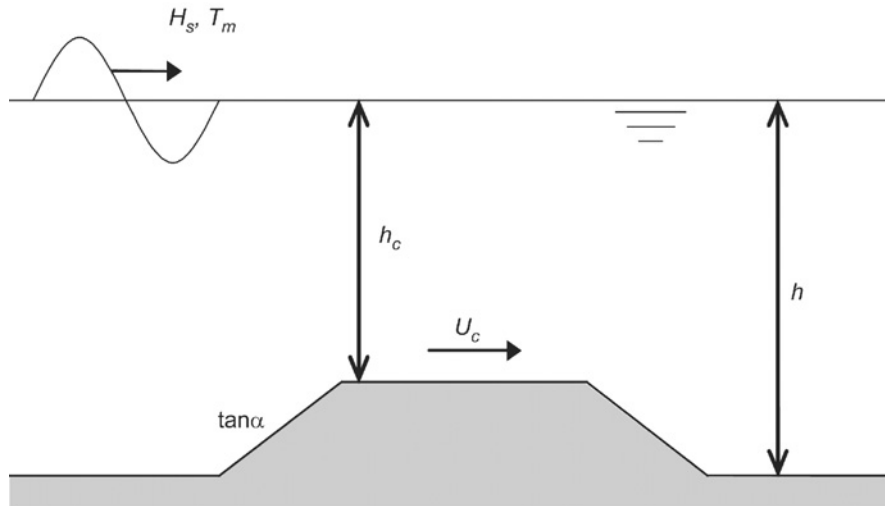


Figure 5.95 Schéma explicatif d'un ouvrage de fond

Les actions qui s'exercent sur les ouvrages de fond proviennent de la houle, des courants ou d'une combinaison de houle et de courants. On dispose de peu d'informations relatives à la stabilité des ouvrages de fond dans des situations où l'approche de la houle ou des courants se fait sous un angle autre que perpendiculaire.

Cette section porte principalement sur la stabilité des ouvrages de fond soumis à la seule action des courants. La stabilité des ouvrages de fond soumis à l'action de la houle ou de la houle associée à un courant arrière (c'est-à-dire un courant allant dans la même direction que la houle) est traitée à la Section 5.2.2.5.

#### Stabilité des ouvrages de fond soumis à la seule action des courants

La vitesse du courant moyennée sur la profondeur,  $U$  (m/s), au-dessus d'un ouvrage de fond peut être calculée à l'aide de l'Équation 5.227 :

$$U = q / h_c = \mu \frac{h_b}{h_c} \sqrt{2g(H-h)} \quad (5.227)$$

où

- $q$  = débit spécifique (m<sup>3</sup>/s par m);
- $h_c$  = hauteur d'eau au-dessus de la crête (m);
- $\mu$  = coefficient de débit (-);
- $h$  = hauteur d'eau à l'aval par rapport au fond (m),  $h = h_b + d$ , où  $d$  = hauteur de l'ouvrage (m);
- $h_b$  = hauteur d'eau à l'aval par rapport à la crête immergée du barrage (m), voir également la Section 5.1.2.3;
- $H$  = niveau d'énergie à l'amont (m), où  $H = h_1 + U_{up}^2/(2g)$ , où  $h_1$  est la hauteur d'eau à l'amont (m),  $U_{up}$  est la vitesse du courant à l'amont moyennée sur la profondeur,  $= q/h_1$  (m/s).

La valeur de  $\mu$  varie entre 0.9 et 1.1. L'Équation 5.227 est valable dans des conditions de régime fluvial. Cela est généralement le cas si la hauteur relative de l'ouvrage  $d/h$  est inférieure à 0.33, où  $d$  = hauteur de l'ouvrage (m).

Concernant la stabilité des enrochements d'un ouvrage de fond soumis à la seule action des courants, le début du mouvement des enrochements est un critère de dimensionnement important. Dans la mesure où l'action des courants sur l'ouvrage s'exerce à un niveau plus ou moins constant, en particulier si on la compare à celle de la houle, il ne faut pas dépasser une certaine vitesse critique. Les formules d'Hoffmans et Akkerman (1999) reposent sur le paramètre de Shields calculé à partir d'une vitesse  $U$  de ce type (voir l'Équation 5.227). L'Équation 5.228 donne la relation entre le diamètre de tamis requis de l'enrochement,  $D_{50}$  (m), et les paramètres hydrauliques et structurels correspondants :

$$D_{50} = 0.7 \frac{(r_0 U)^2}{g \Delta \psi_{cr}} \quad (5.228)$$

où  $\psi_{cr}$  = paramètre de Shields (-) et  $r_0$  = intensité de la turbulence (-);  $r_0 = \sigma/u$ , où  $\sigma$  est l'écart-type de la vitesse du courant moyennée sur le temps  $u$  (m/s), défini plus précisément par l'Équation 5.229 :

$$r_0 = \sqrt{c_s + 1.45 \frac{g}{C^2}} \quad (5.229)$$

où  $C$  est le coefficient de Chézy ( $m^{1/2}/s$ ) (voir les Équations 4.131 à 4.133 à la Section 4.3.2, ainsi que la Section 5.2.1.8 pour les relations de transfert), et  $c_s$  un coefficient lié à l'ouvrage (-), défini par l'Équation 5.230 :

$$c_s = c_k \left(1 - \frac{d}{h}\right)^{-2} \quad (5.230)$$

où  $c_k$  est le coefficient de turbulence lié à l'ouvrage (-) et  $d$  la hauteur de l'ouvrage (m). Pour les valeurs de  $c_k$  (donc de  $c_s$ ), se reporter aux paragraphes ci-dessous.

Les Équations 5.228 à 5.230 établies par Hoffmans et Akkerman (1999) tiennent compte de la turbulence. Ces formules empiriques conviennent très bien aux conditions d'écoulement uniformes ou non-uniformes, bien que le facteur de 0.7 dans l'Équation 5.228 ne puisse être obtenu que de manière théorique dans des conditions d'écoulement uniforme.

Dans le cas d'un écoulement uniforme, le paramètre  $(1.45 g/C^2)$  est d'environ 0.01, ce qui donne  $r_0 = 0.1$ , une valeur bien connue. À proximité des ouvrages, les conditions d'écoulement sont non-uniformes et la turbulence est plus forte. C'est pourquoi le paramètre  $c_s$  a été introduit; il dépend de la hauteur relative de l'ouvrage et de  $c_k$ . La valeur de ce dernier dépend du type d'ouvrage. Les essais effectués permettent de recommander une valeur de  $c_k = 0.025$ . Pour  $d/h = 0.33$  (hauteur maximale de l'ouvrage), la valeur de  $c_s$  devient environ 0.056 et, par conséquent, la valeur de  $r_0$  devient environ 0.26. Pour le dimensionnement, il est recommandé de ne pas dépasser une valeur du paramètre de Shields de  $\psi = 0.035$ .

### 5.2.3.3 Protection de pied et protection anti-affouillement

Une protection adéquate de pied d'un talus ou d'une berge est essentielle pour sa stabilité, dans la mesure où de nombreux mécanismes de rupture résultent d'une perte de résistance à la base du talus (voir la Section 5.4). Si la protection du fond et des berges n'est pas continue, il existe deux façons de garantir la protection du pied : en plaçant assez de matériaux à une profondeur suffisante pour prendre en considération la profondeur d'affouillement maximale prévue, ou en installant un revêtement flexible (comme le rip-rap) qui continuera à protéger le pied pendant l'évolution de la fosse d'affouillement. Au vu de ce qui précède, il est évident que l'estimation de l'affouillement peut constituer une étape importante dans le dimensionnement d'ouvrages en enrochement stables.

Les équations de stabilité utilisées pour le dimensionnement des revêtements de fond et de talus sont également applicables au dimensionnement de la protection de pied, les éventuelles différences étant principalement dues à des considérations de construction telles que l'épaisseur de la

couche en enrochement appliquée au pied, sa profondeur ou encore son mode de construction (construction sous-marine ou au sec). C'est pourquoi les Équations 5.219, 5.223 et 5.224 de la Section 5.2.3.1 et l'Équation 5.228 de la Section 5.2.3.2 peuvent servir à la conception du pied. Le choix des matériaux peut néanmoins être plus large que pour les talus, dans la mesure où le pied sera bien souvent sous l'eau (p. ex. berges de fleuves) et partiellement en souille. Les matériaux moins esthétiques ou qui ont un faible potentiel pour des améliorations en matière d'aménagement, peuvent constituer un bon choix pour cette partie de l'ouvrage.

Le texte ci-dessous donne des informations générales sur la stabilité des matériaux granulaires fins ou cohésifs. D'autres renseignements sur le risque d'évolution de l'affouillement sont disponibles, par exemple, dans les travaux de May *et al.* (2002), Hoffmans et Verheij (1997) et pour le domaine maritime, de Sumer et Fredsoe (2002).

### Matériaux granulaires (sable et galets)

La méthode pratique dans le cas de la stabilité des sédiments non-cohésifs allant du sable aux galets de taille moyenne ( $62 \mu\text{m} < D < 8 \text{ mm}$ ) est la méthode de la contrainte de cisaillement basée sur le critère de Shields. Pour des sédiments de ce type soumis au courant, il faut appliquer ce critère général – voir la Figure 5.32 dans la Section 5.2.1.3. Il est à noter qu'il faut prêter attention à la rugosité hydraulique,  $k_s$ , lors de la détermination du coefficient de cisaillement au fond (voir la Section 4.3.2.5).

### Sédiments cohésifs

L'interaction physico-chimique entre les particules joue un rôle important dans la résistance hydraulique (érodabilité) des sédiments cohésifs. Pour l'instant, la détermination de la vitesse critique repose encore largement sur des données empiriques issues de différentes expériences et observations *in situ*. Les connaissances dont on dispose sur la corrélation entre  $\psi_{cr}$  (facteur de stabilité de type Shields) et / ou de la vitesse du courant critique,  $U_{cr}$ , et les propriétés mécaniques du sol (teneur en limon, indice de plasticité, cohésion au scissomètre, etc.) sont encore insuffisantes pour permettre de déterminer une approche générale. Les matériaux cohésifs tels que l'argile présentent habituellement une résistance à l'érosion supérieure à celle des matériaux non-cohésifs. À titre indicatif, les valeurs de  $U_{cr}$  suivantes peuvent être utilisées :

- argile assez compacte (indice des vides  $e = 0.5$ )  $U_{cr} = 0.8 \text{ m/s}$ ;
- argile rigide (indice des vides  $e = 0.25$ )  $U_{cr} = 1.5 \text{ m/s}$ ;
- argile recouverte d'herbe  $U_{cr} = 2 \text{ m/s}$ ;
- berges en argile recouvertes d'herbe  
(conçues de manière appropriée et/ou renforcée  
avec des matelas géotextiles tridimensionnels)  $U_{cr}$  jusqu'à 3 m/s.

Ces valeurs donnent une première approximation de la résistance à l'érosion des différents sous-sols. Pour les projets de grande envergure, il est recommandé soit de vérifier l'estimation de vitesse en laboratoire, soit de construire une section-test. D'autres informations sont disponibles dans Ven te Chow (1959), Sleath (1984), Huis in't Veld (1987), Hoffmans et Verheij (1997) et Pilarczyk (1998). Les consignes néerlandaises concernant l'application d'argile pour la construction et la protection des digues (incluant des matelas d'herbe), (TAW, 1996) et les publications du CIRIA sur les déversoirs enherbés (Whitehead, 1976 et Hewlett *et al.*, 1987) peuvent également constituer des sources utiles pour résoudre certains problèmes pratiques.

#### 5.2.3.4 Filtres et géotextiles

Bien que la carapace d'une protection de berge ou de talus soit directement exposée aux courants et aux forces de traînée, de portance et d'abrasion qui en résultent, certaines des conditions les plus critiques se produisent au niveau de l'interface entre la carapace et le sol sous-jacent. Ces conditions sont influencées par les relations entre les propriétés du sol sur lequel reposent l'ou-



vrage et celles de la carapace, à savoir la perméabilité et la taille des éléments. Si l'on ne tient pas correctement compte de la nécessité de placer une transition entre la carapace et les particules du sol plus fines, on risque d'être confronté à une rupture de berge. La transition prend généralement la forme d'un filtre granulaire ou d'un géotextile.

Les filtres ont deux fonctions principales : éviter la migration des particules fines à travers la couche en enrochement et permettre l'écoulement de l'eau depuis le fond ou la berge vers le plan d'eau (et inversement, dans certains cas), par les interstices présents entre les éléments. Ils peuvent également avoir d'autres fonctions importantes telles que celle de séparer les couches ou de régler le sol sur lequel repose l'ouvrage, ce qui permet de placer la carapace de manière plus aisée et plus régulière. Ils peuvent également constituer un chemin d'écoulement préférentiel. Dans ce cas, il est essentiel de prendre des mesures adéquates favorisant l'écoulement de l'eau à travers des ouvertures suffisamment larges dans la carapace ou via des barbacanes dans le cas de carapaces imperméables.

La Section 5.4.3.6 contient des informations concernant le dimensionnement des filtres granulaires et des géotextiles.

### 5.2.3.5 Stabilité des ouvrages de fermeture en enrochement

#### Aperçu, définitions et paramètres de dimensionnement

Cette section traite de la stabilité hydraulique des ouvrages en enrochement vis-à-vis de **l'attaque des courants**. L'hydraulique associée à ce type d'ouvrages est analysée à la Section 5.1.2.3.

Les deux méthodes de fermeture (verticale et horizontale) sont évaluées ci-après. La structure et le contenu de cette section peuvent se résumer comme suit : après le passage en revue des paramètres de dimensionnement hydrauliques et structurels concernés, des règles de dimensionnement sont données pour différents aspects et propriétés liés à la stabilité des barrages en enrochement :

- méthode de fermeture verticale divisée en fonction des différents régimes d'écoulement, allant de l'écoulement de type « barrage bas » à l'écoulement de type « barrage haut », en passant par l'écoulement à travers l'ouvrage ;
- comparaison des différentes formules de dimensionnement analysées dans le cas de la méthode de fermeture verticale ;
- méthode de fermeture horizontale, avec une attention particulière portée à la relation entre la stabilité et la perte de matériaux ;
- problèmes liés à la fermeture, tels que la protection de l'aval, les effets tridimensionnels, etc.

La stabilité hydraulique de l'enrochement soumis aux courants est évaluée à l'aide des valeurs critiques des paramètres de dimensionnement (voir la Section 5.2.1). Pour des raisons pratiques, les nombres adimensionnels correspondants sont à nouveau énoncés ci-après.

**NOTE :** dans cette section,  $D$  doit s'entendre comme  $D = D_{n50}$  à moins que d'autres définitions ne soient explicitement données (voir également la Figure 5.96) :

Paramètre de dimensionnement	Nombre adimensionnel
débit critique	$q / \sqrt{g(\Delta D_{n50})^3}$
contrainte de cisaillement critique	$\psi$
vitesse critique	$U^2 / (2g\Delta D_{n50})$
charge hydraulique critique	$H / (\Delta D_{n50})$

En principe, la contrainte de cisaillement,  $\psi$ , et la vitesse,  $U$  – si elles ont été calculées correctement – sont les paramètres qui représentent le mieux l'action réelle qui s'applique sur les blocs. Dans une moindre mesure, cette remarque est encore valable pour le débit,  $q$ , mais les paramètres de charge hydraulique,  $H$  (ou  $H-h_b$ ), ne représentent les actions que de manière générale. En principe, donc, on peut s'attendre à de meilleurs résultats en utilisant les méthodes avec  $\psi$  et  $U$  (là encore, sous réserve que l'on dispose de méthodes de calcul fiables pour  $\psi$  et  $U$ ). Par ailleurs, les données exprimant l'influence de la géométrie et de la *porosité* sont représentées par des paramètres structurels tels que (voir la Figure 5.96) :

Paramètre de dimensionnement	Nombre adimensionnel
largeur relative de la crête	$B/H$
taille relative des enrochements	$D_{n50}/d$
angle du talus de l'ouvrage	$\tan \alpha$

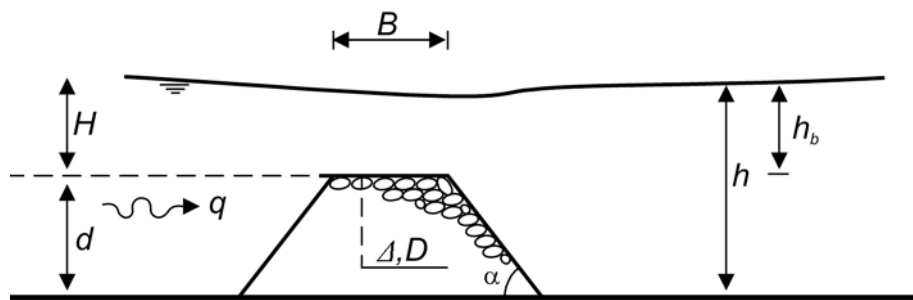


Figure 5.96 Schéma explicatif

Il faut savoir que lors de la construction d'un barrage en enrochement, le régime d'écoulement instantané dépend du type de barrage (franchissement ou à travers le barrage, voir la Figure 5.20), de la hauteur de crête et bien entendu des conditions aux limites hydrauliques ( $H$  et  $h_b$ ). C'est pourquoi le concepteur doit étudier les différentes étapes de la construction et identifier toutes les situations critiques lors du processus de fermeture afin d'établir la stabilité de l'enrochement.

#### Méthode de fermeture verticale

La stabilité de l'enrochement dans le cas d'une fermeture verticale doit être évaluée à l'aide des quatre régimes d'écoulement définis à la Section 5.1.2.3 en fonction du paramètre à l'aval  $h_b/(\Delta D_{n50})$ . Ceci implique que  $h_b/(\Delta D_{n50})$  est le paramètre indépendant, auquel sont liés les paramètres de stabilité ( $h_b$  est défini par rapport à la crête du barrage, voir la Figure 5.96). La valeur réelle de  $h_b/(\Delta D_{n50})$  détermine quel est le régime d'écoulement type qui convient à un moment donné (voir la Figure 5.20). Selon le régime, le débit spécifique,  $q$ , les vitesses,  $U$ , ou la contrainte de cisaillement de Shields,  $\psi$ , doivent être comparés à leurs valeurs critiques respectives.  $q$ ,  $U$  et  $\psi$  peuvent être calculés à l'aide des méthodes présentées à la Section 5.1.2.3.

Dans le cadre de l'application de la méthode de fermeture verticale, divers concepts de stabilité et critères de stabilité hydraulique ont déjà été présentés à la Section 5.1.2.3, sur la base d'un concept lié soit au débit (Knauss, 1979; Olivier et Carlier, 1986), soit à la vitesse (Isbash, 1959), soit au cisaillement. L'évaluation de 34 fermetures de rivières par Olivier et Carlier (1986) montre que la fermeture finale s'est déroulée dans des conditions qui peuvent – en moyenne – être exprimées par  $H/(\Delta D_{n50}) = 2$ ,  $U^2/(2g\Delta D_{n50}) = 1$  et  $q/\sqrt{g(\Delta D_{n50})^3} = 1.8$ . Chaque cas pris isolément montre toutefois des différences considérables par rapport à ces valeurs.

En ce qui concerne la méthode de fermeture verticale, on donnera tout d'abord des relations générales puis des formules de dimensionnement applicables à chacun des quatre principaux régimes d'écoulement (voir également le résumé du Tableau 5.58).

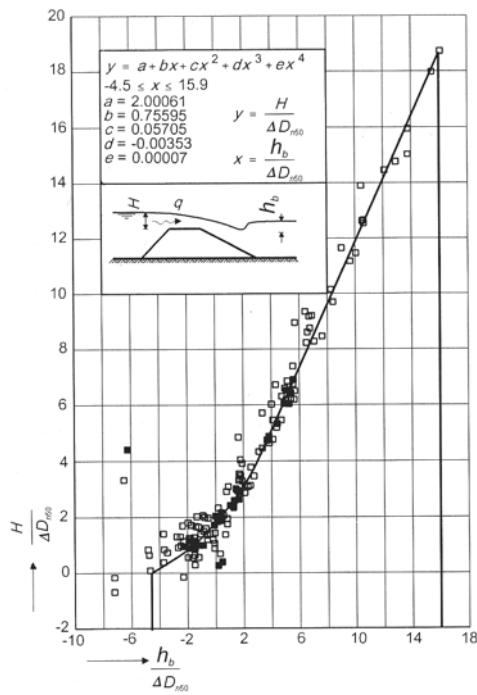
**Tableau 5.58** Résumé des critères de dimensionnement dans le cas des fermetures verticales

Régime de l'écoulement	Critère de stabilité pour les barrages en enrochement			
	Critère en $H: H/\Delta D_n$		Critère en $q: q/\sqrt{g(\Delta D_{n50})^3}$ autre critère: $U^2/(2g\Delta D_{n50})$ ou $\psi_{cr}$	
	Remarques	Valeur critique	Remarques	Valeur critique
Écoulement de type « barrage bas » $h_b/(\Delta D_{n50}) > 4$	• $(H-h_b)$ au lieu de $H$	Figure 5.99	• ajustement moyen ( $q$ )	Figure 5.98
	Crête anguleuse : $h_b/(\Delta D_{n50}) < 10$ $h_b/(\Delta D_{n50}) > 10$	3 2	• $U^2/(2g\Delta D_{n50})$ avec $U = q/h_0$ et $h_b$ dans $C$ $C$ de l'Équation 4.132	0.7 à 1.4
	Crête : mince/épaisse arrondie très épaisse	1.5 à 2 2 2 à 3		
			• $\psi_{cr}$ (Shields)	Figure 5.32
Écoulement intermédiaire $-1 < h_b/(\Delta D_{n50}) < 4$	• ajustement moyen ( $H$ )	Figure 5.97	• ajustement moyen ( $q$ )	Figure 5.98
	• $(H-h_b)$ au lieu de $H$	Figure 5.99		
Écoulement de type « barrage haut » $h_b/(\Delta D_{n50}) < -1$	• ajustement moyen ( $H$ )	Figure 5.97	• ajustement moyen ( $q$ )	Figure 5.98
	• $(H-h_b)$ au lieu de $H$	Figure 5.99	• Knauss Talus: $\tan\alpha = 1/3$ à $1/2$	$1.18 + 0.5\phi_p$ $-1.87 \sin\alpha$
	• Knauss  de $q \rightarrow H$ à l'aide de l'Équation 5.85 $\mu$ des Équations 5.232 et 5.233 influence de $D_{n50}/d$	$1.51/\mu^{0.67} (1.49 - 1.87 \sin\alpha)^{0.67}$	• ajustement moyen ( $q$ ) courbe prévisionnelle pour les talus $\tan\alpha = 1/12$ à $1/2$	Figure 5.100
Écoulement à travers l'ouvrage $H < 0$	• Prajapati  de $q \rightarrow H$ à l'aide de l'Équation 5.85	$2.78 + 0.71 h_b/(\Delta D_{n50})$	• Prajapati  $h$ au lieu de $h_b$ talus: $\tan\alpha = 0.8$ $D_{n50}/d = 0.02$ à $0.05$	$0.55 (h_b/(\Delta D_{n50}))^{0.32}$ Figure 5.101

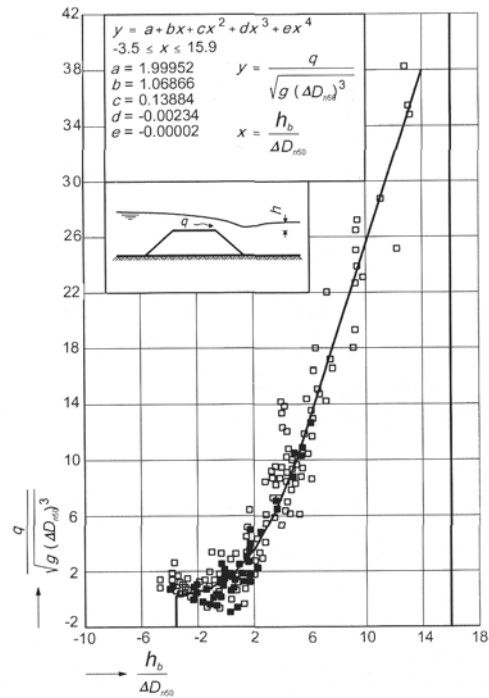
**Régime général, pas d'impératifs importants concernant  $h_b/(\Delta D_{n50})$** 

Les relations de stabilité générales ont été établies pour des conceptions indicatives de barrages en enrochement, à la fois pour le critère en  $H$  et pour le critère en  $q$  (Figures 5.97 et 5.98). Ces relations fournissent des critères de dimensionnement pratiques pour tous les régimes d'écoulement et pour une grande variété de barrages, quelle que soit la spécificité de leur section. Les courbes de dimensionnement reposent sur toutes les données issues des essais menés à Delft Hydraulics. Les ajustements polynomiaux correspondants de  $H/(\Delta D_{n50})$  et  $q/\sqrt{g(\Delta D_{n50})^3}$  par rapport à  $h_b/(\Delta D_{n50})$  sont également donnés.

Les critères de dimensionnement présentés au Tableau 5.58 tiennent compte du régime d'écoulement. Des critères de stabilité plus spécifiques, pour les régimes d'écoulement successifs au cours de la construction, sont définis ci-dessous. Des formules spécifiques, ayant pour objectif un dimensionnement plus détaillé de sections particulières (également étudiées ci-dessous) n'ont pas, à ce jour, donné de résultats plus fiables.



**Figure 5.97**  
 Courbe de stabilité pour le critère en  $H$



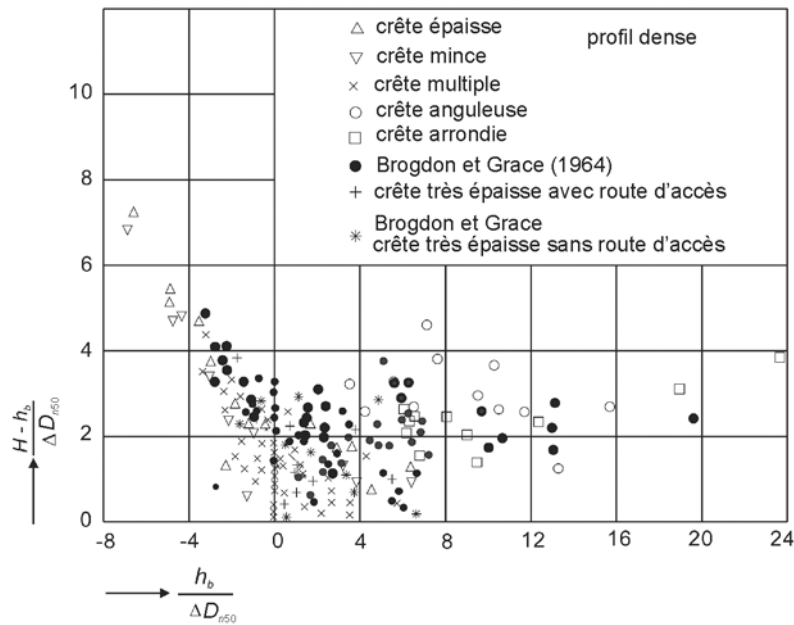
**Figure 5.98**  
 Courbe de stabilité pour le critère en  $q$

Il faut en outre noter que la précision des relations varie en fonction des régimes d'écoulement. Le **critère en  $q$**  est plus précis pour les **barrages de type « bas »** (phase initiale de la construction du barrage), tandis que le **critère en  $H$**  est plus précis pour les **barrages de type « haut »** (phases finales de la construction). L'Encadré 5.25 traite de manière plus exhaustive de l'applicabilité de ces critères.

**Écoulement de type « barrage bas »,  $h_b/(\Delta D_{n50}) > 4$**

Pour l'écoulement de type « barrage bas », le principe d'un écoulement uniforme avec un critère de contrainte de cisaillement ( $\psi_{cr} = 0.04$ ) convient bien aux données moyennes (Section 5.2.1.3). Par conséquent, il est possible d'utiliser à la fois le paramètre de Shields ( $\psi$ ), la Figure 5.97 (pour le critère en  $H$ ) et la Figure 5.98 (pour le critère en  $q$ ) pour le dimensionnement.

Dans le domaine des barrages « bas », il n'est cependant pas recommandé d'appliquer  $H/(\Delta D_{n50})$ . En effet, dans des conditions de régime noyé,  $H$  et  $h_b$  sont liés, par conséquent, en dehors de la stabilité, d'autres relations déterminent la courbe de  $H/(\Delta D_{n50})$  en fonction de  $h_b/(\Delta D_{n50})$ . À la place, il faut appliquer  $(H-h_b)/(\Delta D_{n50})$ , qui paraît être plus ou moins une constante pour une valeur variable de  $h_b/(\Delta D_{n50})$  (Figure 5.99).



**Figure 5.99** Courbe de stabilité pour le critère en  $H-h_b$

Étant donné que  $H-h_b \propto U^2$  (voir les Équations 5.90 et 5.91 dans la Section 5.1.2.3), on pourrait conclure des données de la Figure 5.99 qu'il est possible d'utiliser, pour le calcul de la stabilité avec un écoulement de type « barrage bas », un critère de vitesse  $U^2/(2g\Delta D_{n50})$  qui augmente légèrement de 2 pour  $h_b/(\Delta D_{n50}) = 0$  à 3 pour  $h_b/(\Delta D_{n50}) = 20$ .

#### Écoulement intermédiaire, $-1 < h_b/(\Delta D_{n50}) < 4$

Lorsque la situation d'écoulement intermédiaire est atteinte, l'élévation du barrage entraînera une attaque accrue de l'écoulement sur la partie aval de la crête et du talus intérieur, même si le débit n'augmente pas de manière significative. Cela est dû au fait que l'écoulement pénètre dans la crête poreuse et induit une augmentation de la vitesse de l'écoulement local jusqu'à des valeurs qui dépassent la vitesse critique du début du régime dénoyé ( $h_b/(\Delta D_{n50}) \rightarrow -1$ ). Les critères en  $H$  et en  $q$  peuvent tous deux servir à évaluer la stabilité (Figures 5.97 et 5.98). À partir de ces figures, il est évident que la stabilité pour ce régime d'écoulement diminue lorsqu'on élève le barrage (ce qui équivaut à baisser le niveau de l'eau à l'aval).

On peut également revenir à la Figure 5.99. En supposant que, pour  $h_b/(\Delta D_{n50}) < 0$ , le régime est dénoyé, le gradient de la courbe est  $-3/4$  et la valeur d'intersection est 2. Avec  $Y = -3/4 X + 2$ , pour  $X = h_b/(\Delta D_{n50}) = 0$ , la Figure 5.99 implique que  $U^2/(2g\Delta D_{n50}) \approx 2/3$ , ce qui coïncide pratiquement avec le critère d'Isbash pour les blocs exposés (Équation 5.120 dans la Section 5.2.1.4).

**NOTE:** l'utilisation du critère d'Isbash pour des enrochements fortement encastrés (Équation 5.121 applicable uniquement aux barrages à crête épaisse) peut être à l'origine d'une sous-estimation de la vitesse d'écoulement critique, lorsqu'on l'applique aux cas suivants :

- faibles hauteurs d'eau à l'aval ( $h_b \leq 0$ , autour ou en dessous du niveau de la crête) ;
- lorsque la vitesse critique théorique  $U_c = 2/3\sqrt{gH}$  (ici, « critique » renvoie à  $Fr = 1$  et non à la stabilité) vient remplacer  $U$  dans  $U^2/(2g\Delta D_{n50})$  afin d'être comparée à la valeur critique « encastrée ».

Toutefois, lorsque, au lieu d'utiliser  $U_c$ , on remplace  $U$  par une valeur calculée à partir du ratio entre le débit théorique,  $q = 2/3\sqrt{2/3 g H^3}$ , et la hauteur d'eau réelle à l'aval,  $h_b$ , on peut compenser dans une certaine mesure la sous-estimation de la vitesse réelle d'écoulement, à condition d'ajouter une correction de la hauteur d'eau (pratique) égale à  $D_{n50}$  (remplacer  $h_b$  par  $h_b + D_{n50}$ ) pour tenir compte de la pénétration de l'écoulement. Le même principe s'applique à la transformation du critère d'Isbash en critère de débit, lorsque l'on remplace  $q$  par  $Uh_b$ .

Écoulement de type « barrage haut »,  $h_b/(\Delta D_{n50}) < -1$

Une fois que la partie aval de la crête a émergé, la porosité du barrage en enrochement est encore telle que la hauteur de franchissement est positive et, par conséquent, que l'on se trouve en situation d'écoulement de type « barrage haut ». Dans ce cas de figure, il n'est pas possible de définir clairement une vitesse d'écoulement caractéristique au niveau du talus intérieur, du fait de la nature extrêmement irrégulière et bouillonnante de l'écoulement, comparable à un écoulement d'évacuation de crue irrégulier rejeté dans les déversoirs ou les biefs des cours supérieurs des rivières. Il faut tout particulièrement vérifier la pertinence des critères d'écoulement au travers de l'ouvrage lorsque, en plus du franchissement, l'écoulement au travers de l'ouvrage (abordé ci-dessous) est considéré comme déjà important. Il se trouve que l'Équation 5.231 (relation de Knauss – Knauss, 1979) exprime plutôt bien la stabilité du talus intérieur par rapport au franchissement, avec une zone de dommage potentiel proche de l'intersection avec la hauteur d'eau à l'aval, pour un écoulement d'évacuation de crue abrupt :

$$q / \sqrt{g(\Delta D_{n50})^3} = 1.18 + 0.5 \phi_p - 1.87 \sin \alpha \tag{5.231}$$

où  $\phi_p$  = coefficient de densité de pose (-); pour l'enrochement naturel déversé :  $\phi_p \approx 0.6$  et pour les enrochements placés individuellement :  $\phi_p = 1.1$ .

Dans l'Équation 5.231,  $q$  est le débit total (par-dessus et à travers le barrage, voir la Figure 5.100). L'Équation 5.231, basée sur un talus de pente comprise entre 2/1 et 3/1, semble constituer une approche trop conservatrice pour les pentes de talus plus raides. Le critère en  $q$  peut être transformé en un critère en  $H$  à l'aide de l'Équation 5.85 (voir la Section 5.1.2.3), où les coefficients de débit,  $\mu$  (-), doivent être remplacés par les valeurs de  $\mu$  suivantes, qui proviennent des Équations 5.232 et 5.233 pour des crêtes épaisses et minces, respectivement :

$$\mu = 1.5 \exp[-0.1 h_b / (\Delta D_{n50})] \quad \text{pour une crête épaisse : } B/D_{n50} > 10 \tag{5.232}$$

$$\mu = 1.9 \exp[-0.2 h_b / (\Delta D_{n50})] \quad \text{pour une crête mince : } 1 < B/D_{n50} < 10 \tag{5.233}$$

Les valeurs de  $\mu$  données ici viennent s'ajouter à celles qui ont été énoncées à la Section 5.1.2.3.

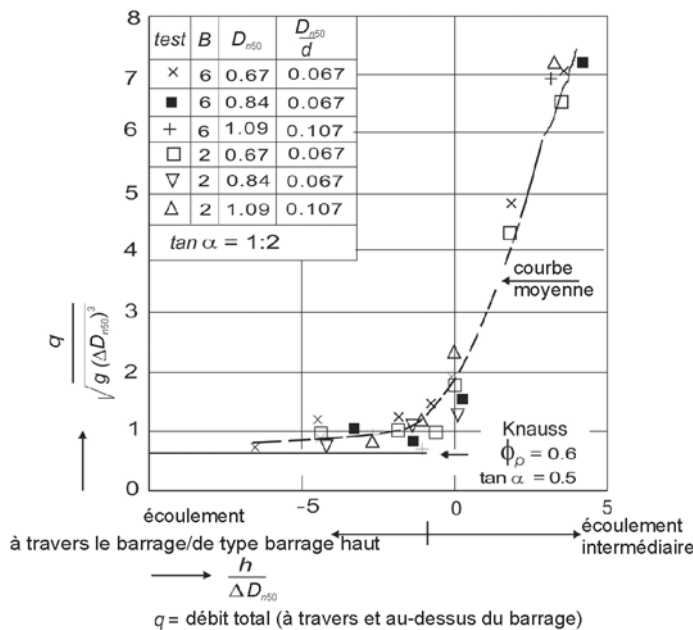


Figure 5.100 Critère de stabilité  $q$  pour un écoulement de type « barrage haut » et comparaison avec Knauss (1979)

La détermination des caractéristiques de débit est importante dans cette zone d'écoulement de type « barrage haut », à cause de l'influence prépondérante de la porosité ( $D_{n50}/d$ ). Une méthode de calcul simple engendre souvent trop d'écarts pour être utile dans la pratique. Il faut envisager la possibilité de mesurer le débit à l'aide d'une modélisation à échelle réduite, pour le dimensionnement de certains types de barrages.

**Écoulement à travers l'ouvrage,  $H < 0$**

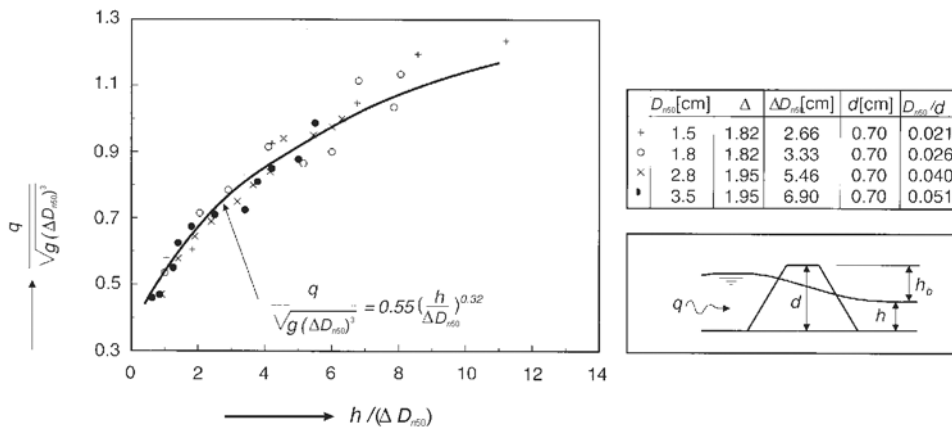
La situation d'écoulement à travers l'ouvrage est normalement stable, si le talus intérieur n'est pas trop raide, du fait de la forte réduction du débit (pas de franchissement). Dans le cas d'un barrage dont le talus est très abrupt, présentant par exemple un angle de talus proche de l'angle de repos  $\phi$ , environ 1.25H/1V, les résultats expérimentaux de Prajapati (1981) ont permis d'obtenir un critère de stabilité. La relation empirique entre le débit adimensionnel et les paramètres hydrauliques et structurels est donnée par l'Équation 5.234 :

$$q / \sqrt{g (\Delta D_{n50})^3} = 0.55 (h / (\Delta D_{n50}))^{0.32} \tag{5.234}$$

La Figure 5.101 représente la courbe de dimensionnement correspondante. Il est à noter que, dans ce cas, la hauteur d'eau réelle à l'aval,  $h$  (m), apparaît et non,  $h_b$ .

Dans la mesure où l'Équation 5.234 fait référence à des essais spécifiques (avec une pente cot  $\alpha = 1.25$  ou  $\alpha = 39^\circ$  et  $\phi \approx 40^\circ$ ), une remarque s'impose concernant son applicabilité à d'autres pentes de talus. En règle générale, on considère que des débits,  $q$ , plus élevés peuvent être autorisés sur des talus moins raides (valeurs de tan  $\alpha$  moins élevées). Pour une première approximation dans le cas de talus de l'ordre de  $20^\circ < \alpha < 39^\circ$  ( $2.75 < \cot \alpha < 1.25$ ), on peut supposer l'application d'un coefficient de correction,  $k_{q\alpha}$  (-), qui varie linéairement entre  $\alpha = 20^\circ$  et  $39^\circ$ . Dans le cas d'un débit acceptable d'environ 20 fois la valeur donnée par l'Équation 5.234 pour un talus de  $20^\circ$  ( $\cot \alpha = 2.75$ ), le coefficient de correction  $k_{q\alpha}$  ( $\geq 1$ ) de l'Équation 5.234 peut être exprimé sous la forme de l'Équation 5.235 :

$$k_{q\alpha} = 20(1 - 0.79(2.75 / \cot \alpha - 1)) \tag{5.235}$$



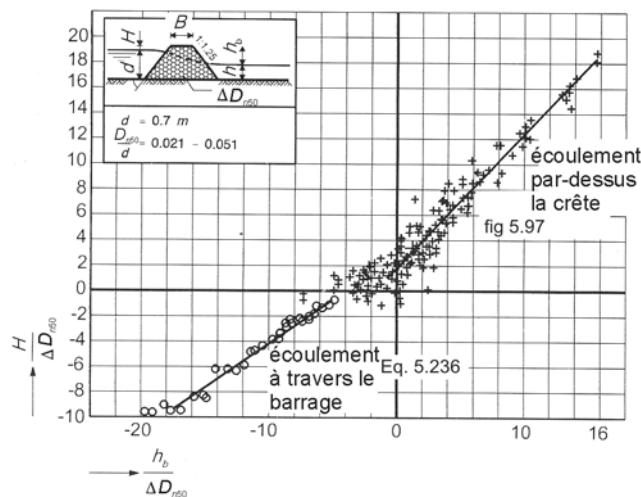
**Figure 5.101** Critère de stabilité  $q$  pour un écoulement à travers l'ouvrage

En ce qui concerne la réduction de  $\varphi$  (angle de frottement, voir la Section 5.4.4.5) liée à la contrainte, il faut souligner que la valeur de tan  $\alpha$  ne doit jamais dépasser la valeur réelle de tan  $\alpha$  (celle du prototype).

La Figure 5.102 (pour  $h_b/(\Delta D_{n50}) < -4$ ) représente un tracé du critère de charge hydraulique en  $H$ , qui inclut les résultats des essais. Il est à noter que, pour  $h_b/(\Delta D_{n50}) > -1$ , la courbe de la Figure 5.97 est incluse pour montrer la transition pour  $H = 0$ . La courbe ajustée pour  $h_b/(\Delta D_{n50}) < -4$  est exprimée par l'Équation 5.236, qui peut être reformulée en fonction de la différence de charge hydraulique ( $H-h_b$ ).

$$H / (\Delta D_{n50}) = 2.78 + 0.71 h_b / (\Delta D_{n50}) \tag{5.236}$$





**Figure 5.102** Critère de stabilité  $H$  étendu à des conditions d'écoulement à travers l'ouvrage

L'hypothèse, d'après la loi de Darcy,  $q = k i$  (voir la Section 5.4.4.4), selon laquelle l'écoulement à travers l'ouvrage est proportionnel à  $i = (H-h_b)/(-h_b)$ , étaye le principe fondamental des formules ci-dessus. Celles-ci indiquent que, pour une différence de hauteur constante, la stabilité augmente lorsque la hauteur d'eau à l'aval,  $h_b$ , est moins élevée.

Les deux critères en  $q$  et  $H$  sont valables pour des valeurs du diamètre relatif des enrochements  $D_{n50}/d$  comprises entre 0.02 et 0.05, ce qui implique qu'ils sont tous les deux valables pour des barrages constitués de matériaux relativement fins.

#### Comparaison des différentes formules de dimensionnement pour la méthode de fermeture verticale

Les différentes formules de dimensionnement sont résumées au Tableau 5.57. Les domaines d'essais de ces formules empiriques constituent une source d'incertitude considérable lors du choix d'une formule de stabilité spécifique, voir par exemple Abt et Johnson (1991), Hartung et Scheuerlein (1970), Knauss (1979), Olivier (1967) et Stephenson (1979). Si plusieurs paramètres entrent en ligne de compte, notamment, il est probable que les conditions des essais ne correspondent pas parfaitement au problème qui se pose. De plus, il n'est pas tenu compte des effets des profils des vitesses non-développés (p. ex. en cas de contractions locales de l'écoulement) et/ou d'une turbulence excessive. Quelques tendances générales et caractéristiques classiques tirées des exemples de calcul sont énumérées ci-dessous.

**Le cisaillement ou critère en  $\psi$**  (Shields) dépend fortement de l'exactitude des calculs du coefficient de résistance,  $C$ , par exemple d'après Chézy, Strickler ou Manning (voir la Section 4.3.2). Ces coefficients dépendent eux-mêmes largement de la pertinence du choix de la rugosité relative  $k_s/D_{n50}$  (voir la Section 4.3.2.3). Lorsque, par exemple,  $C$  est calculé grâce à la formule  $C = 18 \log(12h/k_s)$  (Équation 4.132) avec  $k_s/D_{n50} = 4$ , le résultat en termes de taille de l'enrochement,  $D_{n50}$ , peut en grande partie être décrit comme suit :

- **régime de type « barrage bas »** ( $h_b/(\Delta D_{n50}) > 4$ ) : fiable et meilleur que les critères de vitesse
- **régime intermédiaire positif** ( $0 < h_b/(\Delta D_{n50}) < 4$ ) : fiable, pas d'écart notable par rapport aux résultats moyens obtenus avec le critère en  $U$
- **régime intermédiaire négatif** ( $-1 < h_b/(\Delta D_{n50}) < 0$ ) : généralement environ 50 % plus important que les résultats moyens obtenus avec le critère en  $U$
- **régime de type « barrage haut »** ( $h_b/(\Delta D_{n50}) < -1$ ) : toujours fiable pour  $-2 < h_b/(\Delta D_{n50}) < -1$ , valeurs pour lesquelles les résultats sont comparables à certains de ceux obtenus à l'aide du critère en  $q$ . N'est plus fiable pour  $h_b/(\Delta D_{n50}) < -2$ , intervalle pour lequel  $D_{n50}$  est largement surdimensionné.

Le surdimensionnement de  $D_{n50}$  dans le cas d'un écoulement de barrage « haut » est inhérent à la description de  $C$  selon les Équations 4.132 et 4.133, et est susceptible de se produire lorsque le critère de Shields est appliqué à de faibles hauteurs d'eau relatives (ici  $h_b/(\Delta D_{n50})$ ).

Le critère de Shields est supérieur pour les écoulements de type « barrage bas », à condition que l'on se serve de la vitesse locale. Les cas typiques sont un écoulement non-uniforme et une turbulence, pour lesquels seul un critère de vitesse ou de Shields peut, dans une certaine mesure, donner une estimation raisonnable grâce à des facteurs de corrections appropriés (voir l'Équation 5.219 à la Section 5.2.3.1). Cette même section explique également comment régler – dans une certaine mesure – les problèmes qui surviennent lors de l'utilisation de l'Équation 5.219 en cas de faibles profondeurs.

Les valeurs attribuées au **critère en  $U$**  d'Isbash (Équations 5.120 et 5.121) fournissent une première indication fiable de la taille de l'enrochement à utiliser, en particulier pour les écoulements intermédiaires positifs. L'examen plus approfondi des critères en  $H$  (Figure 5.97, p. ex.) corrobore cette constatation, en particulier pour les hauteurs d'eau proches de  $h_b/(\Delta D_{n50}) = 0$ . Les critères en  $U$  ne fonctionnent pas pour un écoulement de type « barrage haut » ; dans ces conditions, leur utilisation est fortement déconseillée.

La **méthode de la vitesse** d'Hartung et Scheuerlein (1970) dépend fortement de la méthode d'Isbash étendue aux effets combinés de l'irrégularité et de la turbulence. L'un des problèmes typiques que pose cette méthode est l'augmentation du facteur de la turbulence pour des profondeurs relatives plus importantes ( $h_0/D_{n50}$ ), voir la Figure 5.21 à la Section 5.1.2.3), qui entraîne une sous-estimation de la vitesse critique. En conséquence, pour  $h_0/D_{n50} > 2$  par exemple, la valeur critique chute de manière substantielle jusqu'en dessous de la limite inférieure de 0.7 d'Isbash, ce qui donne des dimensions d'enrochement sécuritaires.

La plupart des **critères en  $q$** , par exemple ceux de Knauss (donnés ici par l'Équation 5.234), Olivier (1967), Stephenson (1979) ou Abt et Jonsson (1991) ont été calculés pour des régimes d'écoulement de type « barrage haut », d'écoulement intermédiaire et, en tant que tels, ils ne doivent pas être utilisés en cas d'écoulement de type « barrage bas ». Pour de nombreuses valeurs de  $h_b/(\Delta D_{n50})$ , le critère en  $q$  de la Figure 5.98 donne des valeurs fiables des dimensions requises de l'enrochement.

Les **critères en  $H$**  entraînent généralement un surdimensionnement de  $D_{n50}$  (un facteur de 2 environ, par rapport aux critères en  $U$  et de Shields). Toutefois, le critère donné par la Figure 5.97, qui est en réalité un critère en  $U$  plutôt qu'en  $H$ , est fiable, mais il faut s'attendre à un surdimensionnement léger dans le cas d'un régime de type « barrage haut » (un facteur de 2 environ, par rapport aux critères en  $q$ ).

L'Encadré 5.25 présente un exemple de calcul avec différentes formules de stabilité.

## Encadré 5.25 Comparaison des résultats obtenus avec différentes formules

Les conditions aux limites et autres informations relatives aux paramètres utilisés dans les formules sont les suivantes :

- hauteur d'eau à l'amont et à l'aval :  $h_1 = H + d = 6$  m ;  $h = 3$  m (Figure 5.96) ;
- hauteur de la crête : elle augmente de  $d = 1$  m à  $d = 6$  m ;
- coefficient de débit :  $\mu = 1$  ; angle du talus de l'ouvrage :  $\alpha = 1/4$  (-) et angle de frottement des enrochements :  $\varphi = 30^\circ$  ;
- enrochement : stabilité  $\psi_{cr} = 0.03$  (-), rugosité relative  $k_s/D_{n50} = 4$  (-) et taille des enrochements : estimation initiale  $D_{n50} = D^* = 0.5$  m.

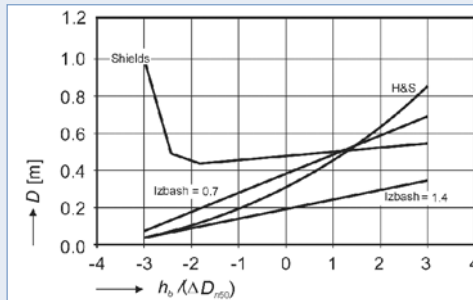


Figure 5.103 Comparaison des critères en  $U$  et du critère de Shields

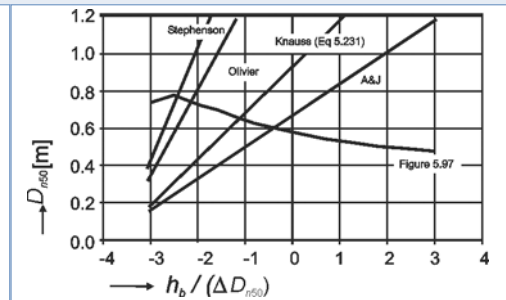


Figure 5.104 Comparaison des critères en  $q$

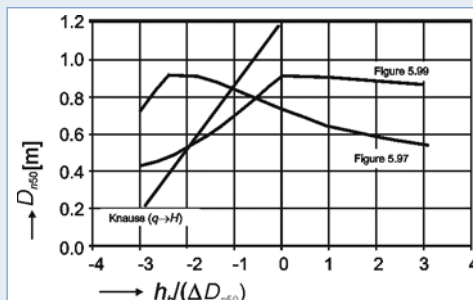


Figure 5.105 Comparaison avec les critères en  $H$

Avec certaines formules, le diamètre des enrochements stables  $D_{n50}$  (m) a été calculé pour différentes hauteurs d'eau représentatives, pour lesquelles, dans cette approche préalable, on suppose que l'on peut utiliser  $h_b / (\Delta D_{n50})$ . Du fait du caractère itératif de la plupart des formules,  $D_{n50}$  est calculé tout d'abord avec  $D^*$ . Les autres itérations n'ont pas été faites ; par conséquent, les valeurs de  $D_{n50}$  obtenues, présentées aux Figures 5.103 à 5.105, ne sont pas définitives.

En tenant compte des réserves ci-dessus, les résultats peuvent être discutés. Les impressions ainsi obtenues doivent néanmoins être vérifiées pour tout dimensionnement spécifique.

Bien qu'il ne s'agisse pas d'une mesure optimale puisqu'il n'y a que peu de formules disponibles, la fiabilité des différentes méthodes ( $U$ ,  $q$  ou  $H$ ) est plus ou moins exprimée par le coefficient de variation ( $\sigma_D / \mu_D$ ) et/ou par le domaine relatif ( $NUL-NLL$ )/ $\mu_D$  des résultats pour des valeurs constantes de  $h_b / (\Delta D_{n50})$ . La tendance générale des résultats est que les domaines relatifs sont d'environ le double des coefficients de variation. La valeur de  $\sigma_D / \mu_D$  obtenue à l'aide des **méthodes de la vitesse** est généralement inférieure à 30 % mais le « désaccord » entre les formules s'accroît pour  $h_b / (\Delta D_{n50}) < -1$ . Ceci prouve que les méthodes en  $U$  ne conviennent pas à un dimensionnement dans des conditions de régime d'écoulement de type « barrage haut », mais sont plus adaptées pour  $h_b / (\Delta D_{n50}) > 2$ .

L'applicabilité spécifique des **méthodes en  $q$**  pour le régime d'écoulement de type « barrage haut » (et pour  $h_b / (\Delta D_{n50}) < -2$ , en particulier) est marquée par les valeurs de  $\sigma_D / \mu_D$ , qui sont inférieures à 20 % pour  $h_b / (\Delta D_{n50}) < -2$ . Il faut en outre noter que, par exemple, le principe de Stephenson provient en réalité de la transformation d'un critère basé à l'origine sur la vitesse (critère de type Izbash).

Pour les régimes d'écoulement intermédiaires inférieurs, les **méthodes en  $H$**  présentent des variations de moins de 30 %. Dans une partie du régime de type « barrage haut » et dans les régimes intermédiaires supérieurs, les écarts ne sont que de 10 % environ, puis ils augmentent pour atteindre 40 % pour  $h_b / (\Delta D_{n50}) < -3$ . Il faut noter que les résultats obtenus avec le critère d'écoulement à travers l'ouvrage (Figure 5.102) peuvent devenir pertinents pour  $h_b / (\Delta D_{n50}) < -3$ .

Les différences entre les diverses **méthodes en  $H$**  dépendent en partie de la définition de  $H$  (hauteur locale, différence de niveau, hauteur de référence). En outre, les critères en  $H$  ont été obtenus à partir des critères en  $q$  ou des critères de vitesse initiaux (Knauss, p. ex.). Les résultats généraux suggèrent que les méthodes en  $H$  présentent généralement les meilleurs résultats pour  $-3 < h_b / (\Delta D_{n50}) < 2$ , bien que la Figure 5.99 ne convienne pas si  $h_b / (\Delta D_{n50}) < 0$ , intervalle pour lequel elle doit être remplacée par la Figure 5.99.

Pour finir, il faut souligner que les calculs ci-dessus ne sont en réalité pas très sophistiqués, puisque c'est simplement la hauteur d'eau à l'aval,  $h_b$ , qui est utilisée. Si, à la place de ce paramètre, on utilise des hauteurs plus spécifiques, généralement locales (p. ex.  $h_0$ , si sa valeur est connue), les résultats peuvent enregistrer une nette amélioration, en particulier lorsque l'on applique les méthodes en  $U$ , en  $\psi$  et en  $q$ .

Méthode de fermeture horizontale

• Critère de dimensionnement général

À partir d'une évaluation des fermetures de rivière (Olivier et Carlier, 1986), on peut conclure que les conditions lors de la fermeture finale peuvent être exprimées en fonction d'une valeur équivalente de  $U^2/(2g\Delta D_{n50})$ . Lorsqu'on distingue les fermetures « sans » et « avec » perte de matériau importante, les conditions associées semblent être approximativement  $U^2/(2g\Delta D_{n50}) = 1$  et 2, respectivement.

L'Encadré 5.26 présente les données issues d'essais sur modèles applicables à la fermeture horizontale, ainsi qu'une formule ajustée pour ces données.

**Encadré 5.26** Stabilité des enrochements de protection d'un talus – utilisation du critère en U

La formule ajustée, proposée ci-dessous, avec les données de la Figure 5.106 peut être reformulée selon la formule de stabilité générale donnée par l'Équation 5.123 (Section 5.2.1.8), en utilisant :

- $U = U_g$ , vitesse dans la passe de fermeture, dans la zone de dommage prévue (m/s);
- $\psi_{cr} = 0.03$  (-), pour la rugosité (dans C), on prend  $k_s = 4D$  (m);
- pour la hauteur d'eau  $h$ , on prend la hauteur d'eau locale  $h_2$  (m) dans la passe de fermeture.

Les définitions sont disponibles à la Section 5.1.2.3 et aux Figures 5.23 et 5.24. Lorsque l'on connaît la largeur de la passe,  $b$  (m), ainsi que le débit total,  $Q$  (m³/s), à travers la passe, la vitesse,  $U_g$  (m/s), à ce même endroit est calculée selon le principe de l'Équation 5.94 :  $U_g = \mu \sqrt{2g(h_1 - h_2)}$ . Pour la largeur,  $b$ , on prend la largeur moyennée sur la profondeur de la section transversale la plus avancée ( $b_t$  est la largeur minimale au pied) et, comme hauteur d'eau locale, on prend une hauteur « moyenne pondérée »  $z$  (m) au niveau de la zone de dommage prévue. La valeur de  $z$  est calculée à partir de la hauteur d'eau à l'amont,  $h_1$ , qui inclut les effets de remous, et la hauteur d'eau locale,  $h_2$  (m), dans la passe, à l'aide de l'Équation 5.238 :

$$z = (2 h_1 + h_2) / 3 \tag{5.238}$$

La hauteur d'eau locale,  $h_2$  (m), est soit la hauteur d'eau à l'aval,  $h_3$ , soit la hauteur de contrôle,  $h_{con}$ , d'après l'Équation 5.93. Pour compléter l'analyse de la Section 5.1.2.3 sur le coefficient de débit,  $\mu$  (-), la valeur de celui-ci peut également être utilisée en association avec la hauteur de contrôle,  $h_{con}$  (m), afin d'évaluer le débit total,  $Q$  (m³/s), d'après l'Équation 5.239.

$$Q = \mu_3 (b_0 + h_{con} \cot \alpha) h_{con} \sqrt{2 g (h_1 - h_{con})} \tag{5.239}$$

où  $\mu_3$  sert à prendre en compte les effets tridimensionnels. La valeur de  $\mu_3$  pour les données de Naylor (voir la Figure 5.29 dans la Section 5.1.2.3) est comprise entre  $\mu_3 = 0.75$  et  $\mu_3 = 1.09$ , avec une valeur moyenne de  $\mu_3 = 0.90$ .

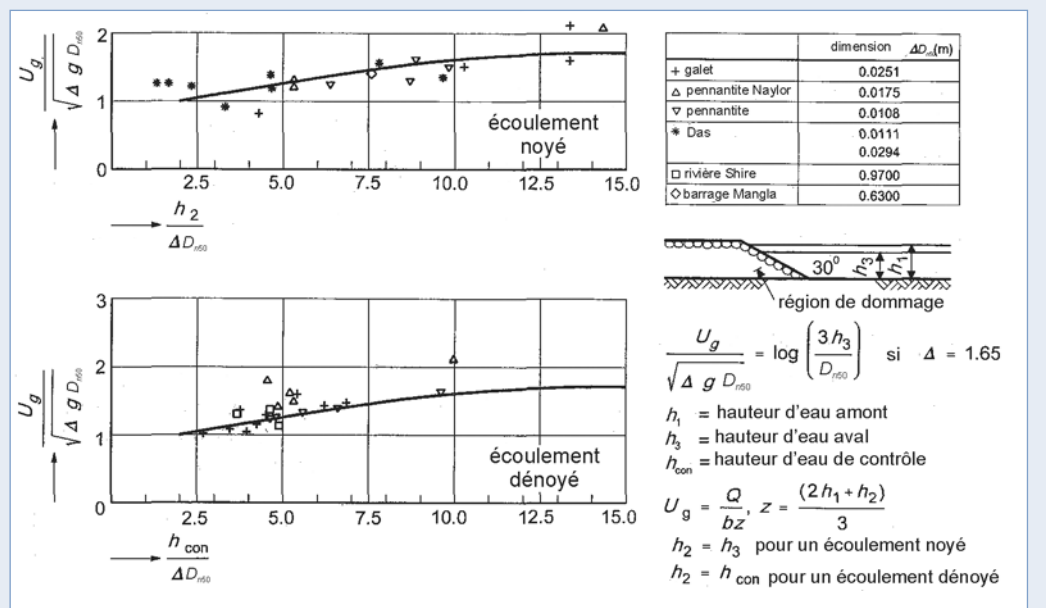


Figure 5.106 Stabilité des enrochements de protection d'un talus

Au premier abord, ces données montrent que l'on peut utiliser un critère de dimensionnement  $U/\sqrt{g\Delta D_{n50}} = 1$  à 2 pour la méthode de fermeture horizontale ce qui, en fonction du critère général en  $U$  (voir la Section 5.2.1.4) correspond à l'Équation 5.237 :

$$U^2/(2g\Delta D_{n50}) = 0.5 \text{ à } 2 \quad (5.237)$$

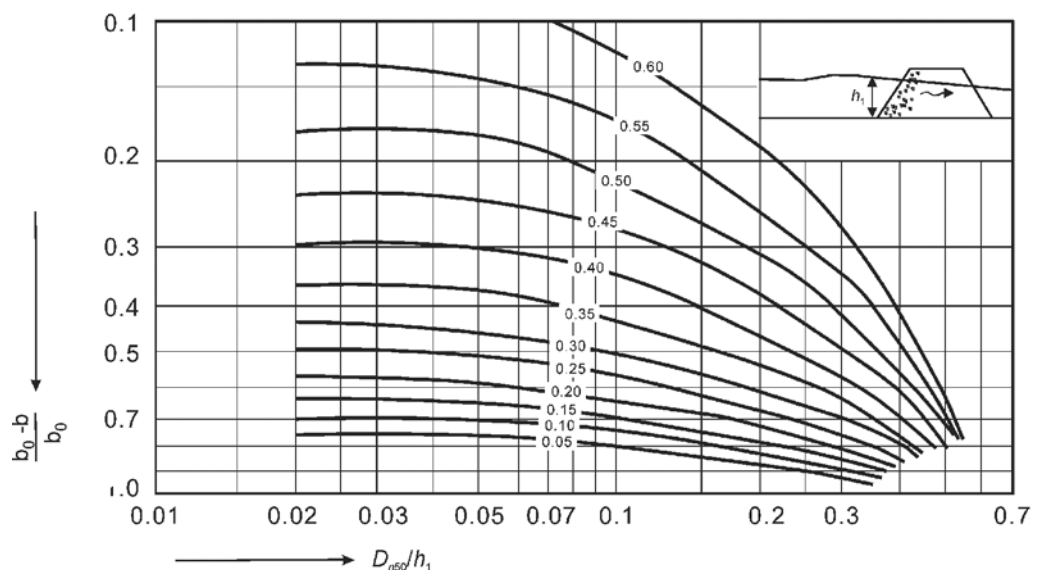
On peut remarquer que ceci étend légèrement le domaine donné par les Équations 5.120 et 5.121 (Section 5.2.1.4). À cause de la méthode de calcul itérative et des problèmes relatifs à la définition de la hauteur d'eau locale dans la section transversale, une méthode de dimensionnement basée sur la formule de l'Encadré 5.26 peut s'avérer assez peu pratique.

- **Marge entre stabilité totale et perte de matériaux**

Un dimensionnement économique peut autoriser un certain degré de perte d'encrochements contrôlée lors de la construction. En plus de l'utilisation de l'Équation 5.123 (à la Section 5.2.1.8), avec  $\psi_{cr} > 0.03$ , un autre critère de dimensionnement a été proposé par Das (1972). La Figure 5.107 présente le graphique de dimensionnement de base tiré de ces recherches, pour lequel les paramètres d'entrée sont définis comme suit :

- $h_1$  = hauteur d'eau directement en amont du barrage (m), pour les fermetures de rivières, incluant un éventuel effet de surélévation ou de remous (voir la Figure 5.107);
- $b_0$  = largeur totale (initiale) de la passe de fermeture (m);
- $b$  = largeur réelle de la passe de fermeture (m);
- $m$  =  $(b_0 - b)/b_0$ , phase relative de la fermeture (-), augmente de 0 à 1 pendant la construction tandis que l'ouverture  $b$  (m) diminue de  $b = b_0$  à  $b = 0$ ;
- $Fr_o$  = nombre de Froude de l'écoulement dans le chenal d'approche (-), défini par  $Fr_o = U_o/\sqrt{g h_o}$ , où  $U_o$  est la vitesse d'écoulement moyenne à l'amont (non-perturbée) (m/s), et  $h_o$  est la hauteur d'eau à l'amont (m).

La taille de l'encrochement ainsi obtenue est, pour des valeurs données de  $m$  et  $Fr_o$ , la taille nominale médiane adimensionnelle,  $D_{n50}/h_1$ , voir la Figure 5.107. L'Encadré 5.27 contient deux courbes qui illustrent les conséquences de l'acceptation d'un certain degré de perte de matériaux. La comparaison des données de Das avec les résultats des essais obtenus par Delft Hydraulics fait état d'une bonne concordance.

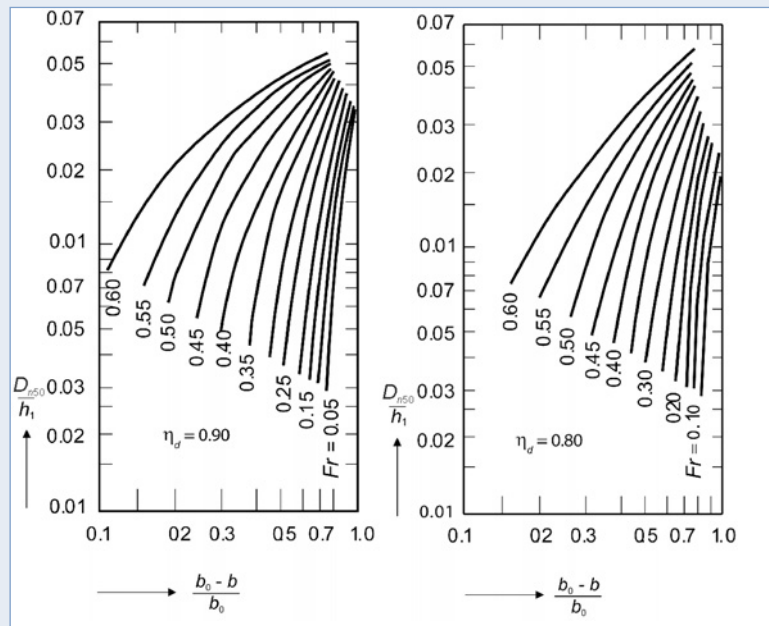


**NOTE :** les courbes sont tracées avec un nombre de Froude dans le chenal d'approche,  $Fr_o$ , constant

**Figure 5.107** Critère de dimensionnement selon Das (1972)

**Encadré 5.27** Influence de l'efficacité du déversement sur la taille de l'enrochement dans le cas d'une fermeture horizontale

Du fait de la force des courants dans la passe de fermeture, une partie du matériau déversé sera transportée par l'écoulement en dehors de la zone de déversement prévue. Cette partie du matériau est qualifiée de « perte » et il est possible de définir une efficacité de déversement,  $\eta_d$ , comme le ratio (en masse) entre la perte et la quantité totale de matériau déversé (mesurées sur des périodes de même durée). Le profil obtenu et l'attaque correspondante des courants affectent la stabilité des enrochements, comme cela apparaît dans la comparaison des courbes de dimensionnement établies pour  $\eta_d = 0.8$  et  $\eta_d = 0.9$ . Cette dernière valeur peut être considérée comme valeur de référence pratique marquant le début de pertes considérables, et s'applique également à la Figure 5.107. La comparaison montre qu'une augmentation de l'efficacité  $\eta_d$  de 0.8 à 0.9 ne peut se produire qu'au prix d'une augmentation de la taille de l'enrochement de 25 à 100 %. Les valeurs réelles dépendent de la phase relative de la fermeture et du nombre de Froude calculé en amont de l'ouvrage,  $Fr_o$  (voir la Figure 5.108).



**Figure 5.108** Influence de l'efficacité du déversement sur la taille de l'enrochement dans le cas d'une fermeture horizontale

**Problèmes liés à la fermeture**

- **Stabilité des ouvrages de fermeture en enrochement dans les zones soumises à la marée**

Les approches de dimensionnement mentionnées ci-dessus sont avant tout valables pour les ouvrages de fermeture en enrochement construits en rivière. Dans les estuaires, il faut tenir compte de l'influence et des effets horizontaux (courants) et verticaux (niveaux d'eau) de la marée lors de la conception et de la construction de ces ouvrages. Tant que la face avant n'est soumise à aucune déformation causée par une attaque unilatérale des courants pendant une moitié du cycle des marées, il est possible d'en évaluer la stabilité à l'aide de l'une des équations de dimensionnement évoquées ci-dessus. La condition critique en termes de débit, de différence de niveau ou de vitesse doit être évaluée, quel que soit le sens de l'écoulement. S'il advient cependant que la face avant du barrage se déforme, des mesures spécifiques s'imposent, dans la mesure où l'on peut également s'attendre à une érosion du fond. En l'absence de protection de fond, cette situation peut entraîner une forte érosion locale et des pertes considérables de matériaux près du parement du barrage, au moment des courants contraires.

Le Chapitre 7 développe plus en détail le sujet spécifique de la stabilité du parement des barrages dans des conditions de marée.

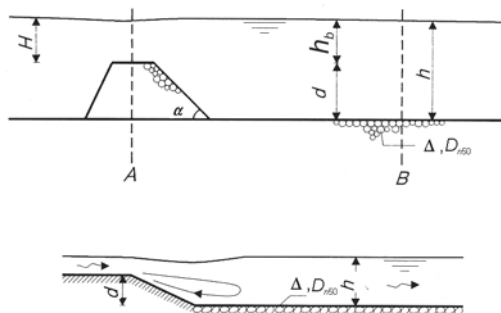
- **Protection aval**

Dans un environnement alluvial, une protection de fond est nécessaire des deux côtés du barrage de fermeture pour éviter qu'il ne soit miné. Une fosse d'affouillement se creusera à l'aval de la



protection de fond. Pour garantir la stabilité de l'ouvrage, cette fosse d'affouillement doit être maintenue à une distance suffisante du barrage. Pour obtenir des précisions concernant l'apparition de la fosse d'affouillement et la longueur de la protection de fond nécessaire, il convient de se reporter aux publications spécialisées, telles que le *Scour Manual* (guide sur l'affouillement, Hoffmans et Verheij, 1997).

La protection du fond doit, quant à elle, empêcher que les matériaux constitutifs du fond ne soient emportés (rôle de filtre). La Section 5.4.3.6 présente les critères de dimensionnement permettant d'assurer cette fonction de filtre. Dans la présente section, seul le dimensionnement de la couche supérieure de la protection du fond est abordé (Figure 5.109).



**Figure 5.109** Schéma explicatif d'une protection de fond

La conception de la protection de fond à l'aval (dimension de l'enrochement et étendue de la protection) dépend du type d'ouvrage et de la phase de la fermeture (verticale :  $d/h$ , horizontale :  $b/b_0$ ). Plus on s'éloigne de la passe de fermeture, plus on peut s'attendre à ce que la taille requise de l'enrochement diminue. Ceci est lié aux principales interactions hydrauliques avec le barrage donnant les vitesses locales,  $U$  (m/s), et un niveau de turbulence,  $r$  (-). La Section 7.2.6 (Figure 7.10) présente un exemple de configuration d'écoulement typique mesuré au cours des essais en laboratoire.

Pour analyser la stabilité de manière pratique, il est possible d'utiliser le critère général en  $U$  de l'Équation 5.129 à la Section 5.2.1.9. Avec une protection de fond horizontale ( $k_{sl} = 1$ ) et en l'absence de houle ( $k_w = 1$ ), il ne reste que les effets de la turbulence à prendre en compte. Hormis la détermination (précise) des vitesses locales,  $U$ , le principal problème consiste à définir une valeur du facteur de turbulence (ou de perturbation)  $k_t$ .

**NOTE :** pour ce qui est de la dimension requise de l'enrochement, on considère que  $D_{n50} \propto k_t^2$  (voir la Section 5.2.1.3). Le facteur  $k_t$  dépend de la configuration spécifique de l'écoulement, ce qui, dans la pratique, signifie que, lors des essais sur modèles,  $k_t$  peut être déterminé en fonction de la distance à l'aval,  $x$  (m), ou adimensionnelle,  $x/d$  (-), et de la géométrie de l'ouvrage,  $d/h$  (-),  $b/b_0$  (-).

À l'aide des résultats de ces essais sur modèles sur une fermeture mixte (diminution progressive de la distance séparant deux musoirs de barrage sur un seuil), on a déterminé différentes valeurs indicatives de  $k_t$ . Les définitions de  $h$ ,  $b$  et  $b_0$  se trouvent à la Figure 5.109 ainsi qu'aux Figures 5.23 et 5.24 de la Section 5.1.2.3. Les **phases de construction** étudiées étaient :  $d/h = 30\%$  à  $300\%$  (seuil ; fermeture verticale) et :  $1-b/b_0 = 0\%$  à  $75\%$  (musoirs ; fermeture horizontale). Les valeurs de  $k_t$  tendent à augmenter de  $k_t = 1.7$  pour les seuils les plus bas ( $d/h \approx 30\%$ ) à  $k_t = 2.2$  pour les seuils plus élevés ( $d/h \approx 90\%$ ). Il est surprenant de constater que l'effet de la phase horizontale de la fermeture (rapprochement des musoirs) sur la stabilité de la protection de fond est minime. Les écarts par rapport aux valeurs de  $k_t$  mentionnés ci-dessus étaient inférieurs ou égaux à  $10\%$ . Pour les barrages plus élevés ( $d/h > 100\%$ ), toutefois, la dispersion augmente considérablement et on constate même des valeurs de  $k_t < 1$  (pour une phase de fermeture horizontale de  $75\%$ ).

En ce qui concerne les **variations de  $k_t$  à l'aval**, il a été découvert que la stabilité augmente effectivement lorsque la distance (adimensionnelle)  $x/d$  s'accroît. À une distance de  $x/d \approx 15$ , la stabilité (en fonction de la hauteur à l'amont  $H/(\Delta D_{n50})$ ) **augmente** de  $10\%$  environ, pour  $d/h = 30\%$ , à  $100\%$ , pour  $d/h = 90\%$ . Dans la mesure où  $k_t$  est lié à  $\sqrt{H}$  (voir la Section 5.2.1.6), on peut supposer que ces pourcentages correspondent à une **diminution** de la valeur de  $k_t$  d'un



facteur de 0.95 et 0.70 pour  $d/h = 30\%$  et  $90\%$ , respectivement, par rapport à la valeur mesurée juste à l'arrière du barrage.

- **Stabilité de la protection de fond par rapport à la stabilité du barrage**

Les essais en laboratoires ont donné une indication de la stabilité de la protection de fond par rapport à celle du barrage. Si la même taille d'enrochement est utilisée pour le fond et pour le barrage, on définit un coefficient de débit,  $F_q$  (-), donné par l'Équation 5.240.

$$F_q = \frac{q_b}{q_d} \quad (5.240)$$

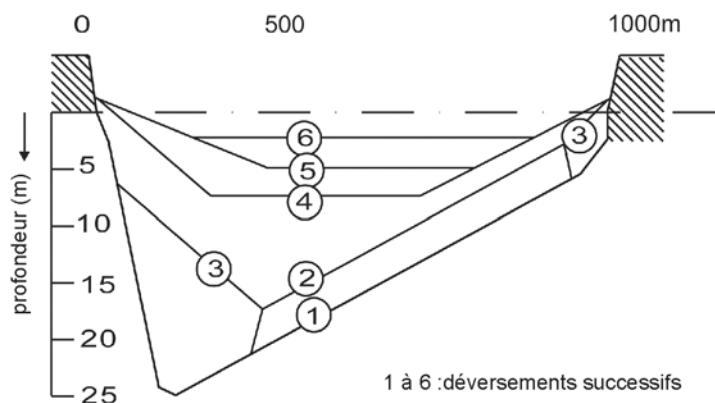
où  $q_d$  = débit critique au niveau du barrage ( $\text{m}^2/\text{s}$ ) et  $q_b$  = débit critique au niveau de la protection de fond ( $\text{m}^2/\text{s}$ ).

En réalité, on peut interpréter  $F_q$  comme un coefficient de sécurité relatif pour la protection de fond. Il faut en outre noter que, si on utilise un critère de débit, pour la taille requise de l'enrochement on a  $D_{n50} \propto q^{2/3}$ . Les essais ont mis en évidence des valeurs (dispersées) de  $F_q$  comprises entre 1 et 2, ces valeurs ayant tendance à augmenter pour une hauteur  $d/h$  du barrage ou du seuil supérieure. C'est pourquoi la tendance générale est que la protection de fond est plus stable que celle du barrage, en particulier si ce dernier est élevé.

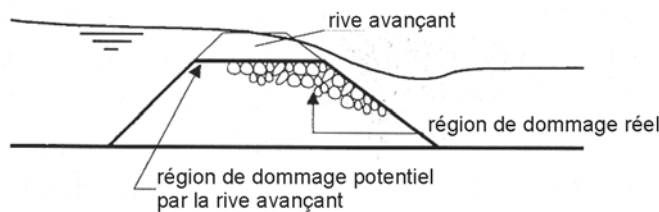
Pour les configurations d'écoulement spécifiques (écoulement concentré du type jets), il faudra peut-être vérifier les estimations préliminaires basées sur les informations données ci-dessus par des essais sur modèles.

- **Effets 3D**

Comme on peut le constater sur les sections transversales de fermeture verticale présentées à la Figure 5.110, il n'existe pas de situation purement bidimensionnelle dans la pratique. Il faut en revanche prendre en compte les effets tridimensionnels, par exemple dus à l'influence d'approches convergentes, de culées, d'extrémités adjacentes de couches d'enrochement non-horizontales, etc. En règle générale, on peut dire que la résistance à l'érosion diminuera du fait de l'augmentation des vitesses locales et de la turbulence. À partir des mesures effectuées par Delft Hydraulics (Akkerman, 1982), il a été conclu que les effets 3D qui se produisent sont mineurs. Aucune influence négative n'a été observée sur la stabilité de l'enrochement de la fermeture horizontale en progression ou de la crête de la fermeture verticale (voir la Figure 5.111). À partir d'une étude sur une fermeture horizontale classique (Naylor, 1976) et de mesures de résistance autour d'un cylindre vertical (Hjorth, 1975), on a conclu que la zone de dommage potentiel due à une fermeture horizontale en progression ou à une obstruction de l'écoulement se trouve en amont du rétrécissement. La Figure 5.111 montre que, dans le cas des études menées par Delft Hydraulics, la zone de dommage réelle est située sur la ligne de crête à l'aval ou sur le talus intérieur. On peut s'attendre à ce que, pour des hauteurs d'eau relativement plus importantes, par exemple pour  $h_b/(\Delta D_{n50}) > 4$  (écoulement de type « barrage bas »), les effets 3D ne soient plus négligeables. Ils peuvent être prépondérants dans le cas de fermeture mixte ou dans la situation classique de fermeture horizontale.



**Figure 5.110**  
Exemple de fermeture verticale en conditions réelles



**Figure 5.111** Effets 3D mineurs

- **Stabilité et érosion de la protection de fond**

En cas de dépassement du seuil de stabilité de la protection de fond (p. ex.  $U_{cr}$ ,  $\psi_{cr}$ ), cette structure commence à s'éroder. L'évolution de la profondeur d'érosion peut être décrite en définissant une vitesse d'affouillement,  $\alpha U$  (m/s); voir également la Section 5.2.1.9 et Hoffmans et Verheij (1997).

Si l'on se reporte à l'Équation 5.131 (Section 5.2.1.9), on peut raisonnablement s'attendre à une certaine correspondance entre  $\alpha$  et le facteur  $K$  (-), qui apparaît dans  $K U$  (m/s). En réalité,  $\alpha$  et  $K$  transforment tous deux la vitesse d'approche moyenne,  $U$  (m/s), en « vitesse effective »  $\alpha U$  ou  $K U$  (m/s). Il faut également remarquer que le facteur de turbulence,  $k_r$ , est une composante majeure du facteur  $K$ .

Les relations concernant trois types de structures (fermetures horizontales partielles) entourées d'une protection de fond, ont fait l'objet d'une étude (Ariëns, 1993):

- musoirs de barrages en enrochement
- musoirs de batardeaux
- pieux verticaux (piles de ponts, p. ex.).

L'évaluation des résultats des essais a montré que l'utilisation des **vitesses locales** ( $U_g$  dans la passe d'une fermeture horizontale, p. ex.) combinée à un facteur  $K$  (local) donne des valeurs de  $K$  relativement cohérentes. La vitesse locale peut être obtenue en appliquant simplement le principe de continuité de l'écoulement entre la zone amont et la fermeture. Bien que les valeurs déterminées pour  $K$  fassent apparaître la dispersion expérimentale habituelle (en partie due aux différences de paramètres tels que la taille des particules, les dimensions de l'ouvrage, la hauteur d'eau, etc.), il est possible d'identifier certaines variations (voir le Tableau 5.59).

**NOTE:** lorsque le principe de l'Équation 5.131 est appliqué avec la vitesse d'approche non-perturbée,  $U$  (m/s), « sans ouvrage », les valeurs trouvées pour  $K$  et  $\alpha$  sont parfois considérablement plus élevées et toujours plus dispersées. Il semble donc préférable d'utiliser les vitesses locales (si celles-ci peuvent être déterminées).

**Tableau 5.59** Stabilité ou facteurs en  $K$  pour différents types d'ouvrages

Type d'ouvrage	Ratio de blocage (%)	$K$ avec $U_g$ (-)	$K$ avec $U$ (-)
Batardeau	15	2	3.5 à 5
Batardeau	10 à 30	1.5 à 2	4 à 6
Musoir de barrage à talus	70 à 90	1 à 2	2 à 3
Pieu (diamètre non $\ll$ hauteur d'eau)	10 à 20	1.5 à 2.5	5 à 6
Pieu (diamètre $\ll$ hauteur d'eau)	$< 10$	1	1 à 3

## 5.2.4 Réponse structurelle liée à la glace

### 5.2.4.1 Introduction

Dans les zones froides situées au large des côtes, les ouvrages maritimes doivent résister à la glace qui exerce généralement des actions souvent aussi importantes – voire plus – que celles de la houle et des courants. Pendant de nombreuses années, les ouvrages les plus usuels construits dans les eaux envahies par les glaces étaient des ponts. Depuis la découverte de pétrole en Alaska dans les années 1960, l'intérêt pour les questions liées à la glace, ainsi que l'expérience dans ce domaine, ont fortement progressé. De nombreuses îles artificielles ont été bâties avec succès et il est très probable que de nouvelles évolutions verront le jour dans les zones froides situées au large des côtes.

Outre les îles artificielles, il est possible de bâtir d'autres types d'ouvrages tels que des murs de quais, des digues portuaires, des caissons, des phares, des éoliennes etc. Cette section abordera principalement les ouvrages à talus de grande taille, construits en enrochement.

L'enrochement utilisé dans les environnements marins froids doit être capable de résister aux forces induites à la fois par la houle et par la glace. Le dimensionnement de revêtements et de digues en enrochement capables de résister à l'action de la houle ou des courants est plutôt bien maîtrisé. Bien que l'enrochement naturel ait été utilisé avec succès dans l'Arctique pendant des années, les conditions environnementales et les forces de la glace qui s'appliquent sur chaque bloc d'enrochement protecteur sont moins bien comprises que les forces induites par la houle.

Dans cette section, les recommandations sont présentées sous forme d'exemples et reposent sur des publications et des codes qui ont été établis et utilisés au cours des dernières décennies. Le contenu du présent guide ne peut pas être suffisamment détaillé pour couvrir intégralement le sujet des actions dues à la glace. Pour obtenir des règles de dimensionnement supplémentaires, il est donc souhaitable de consulter des experts en interactions entre les ouvrages et la glace.

### 5.2.4.2 Actions dues à la glace

L'un des problèmes majeurs qui se posent au cours du dimensionnement d'ouvrages situés au large des côtes dans des eaux envahies par les glaces est la détermination des différents cas de charges dues à la glace (voir la Section 4.5). La glace apparaît sous de nombreuses formes : glace de première année ou glace cristalline, glace empilée, moellon de glace, iceberg, petite plaque de glace flottante. Chaque forme ou chaque combinaison de formes exerce une action différente sur l'ouvrage. Les mécanismes de rupture de l'ouvrage varient en fonction de l'interaction qui se produit entre la glace et l'ouvrage. La glace, quant à elle, peut se briser de différentes manières : écrasement, flexion, flambage et cisaillement.

Il existe trois mécanismes de base suivant lesquels la poussée des glaces peut s'exercer sur un ouvrage :

- rupture locale de la glace devant l'ouvrage (charge-limite) ;
- forces motrices de l'environnement s'exerçant sur l'élément de glace (force-limite) ;
- énergie cinétique associée à l'impact d'un élément de glace isolé (énergie-limite).

La force d'écrasement du champ proche est appelée « approche de la charge-limite » tandis que la force de rupture du champ éloigné est appelée « approche de la force motrice-limite ». La force réelle exercée sur l'ouvrage et associée à l'impact de glace quasi-statique ou en mouvement très lent ne dépassera pas la moindre des deux. Au cours de la saison des eaux libres, il faut prendre en considération l'influence des grandes plaques de glace flottante. En cas d'impact, cette énergie peut être dissipée via plusieurs mécanismes : rupture de la glace, énergie potentielle, rotation et translation, etc. Ces mécanismes ne sont pas nécessairement exclusifs et peuvent se produire simultanément. Pour les calculs de la force motrice-limite et du mouvement-limite, se reporter à Gerwick (1990).

Les algorithmes relatifs aux actions dues à la glace contiennent toujours un paramètre de « résistance ». Trois modes de rupture s'appliquent à l'interaction entre la glace cristalline et les ouvrages de grande envergure : la flexion, l'écrasement et l'amoncellement de moellons de glace. À la base, l'action de la glace dépend des imperfections locales (fissures), du rapport de la largeur de l'ouvrage à l'épaisseur de la glace, du volume d'eau fortement salée, de la température et de la vitesse de déformation. Les résistances de la glace sont habituellement les suivantes : résistance à la flexion : 0.1 à 1 MN/m<sup>2</sup>, résistance à l'écrasement : 1 à 10 MN/m<sup>2</sup> et l'amoncellement de moellons de glace est associé à des valeurs intermédiaires. Pour tout renseignement concernant les dernières évolutions dans les calculs des résistances de la glace, se reporter au code du CSA (CSA, 2004).

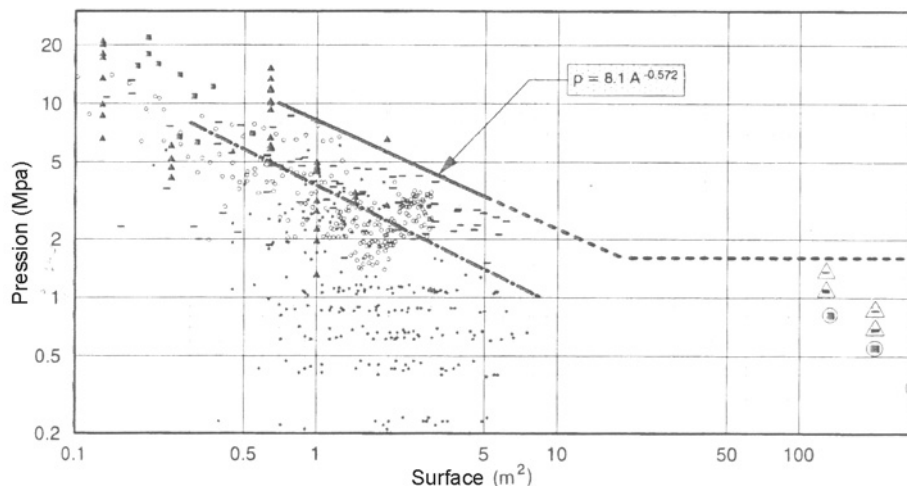
### Force d'écrasement

Sur les ouvrages verticaux, la glace se brise en s'écrasant, c'est donc la résistance à la compression de la glace qui prédomine. La force par mètre de largeur  $F_{S;H;écrasement}$  (kN/m) sur de grands ouvrages situés au large des côtes, exercée par l'écrasement de la glace est calculé à l'aide de l'Équation 5.241 :

$$F_{S;H;écrasement} = p t_{glace} \quad (5.241)$$

où  $t_{glace}$  = épaisseur de la glace (m) et  $p$  = pression d'écrasement effective (kN/m<sup>2</sup>), voir API (1995).

Pour le dimensionnement, la force divisée par la surface apparente définit la pression d'écrasement effective  $p$  (kN/m<sup>2</sup>). Les mesures *in situ* de Masterson (1993) – entre autres – ont permis d'obtenir une courbe représentant la pression en fonction de la surface, illustrée à la Figure 5.112.



**Note :** la courbe inférieure donne la moyenne de toutes les données et la courbe supérieure est une courbe de dimensionnement classique (Masterson, 1993)

**Figure 5.112** Pression d'écrasement de la glace en fonction de la surface – courbe de prédiction et données *in situ*

### Force de flexion

Lorsque de la glace en mouvement rencontre un ouvrage à talus, elle se brise en fléchissant pendant la première interaction. Les forces de la glace qui s'exercent au cours de ce processus induisent des forces verticales et des forces horizontales sur l'ouvrage. Croasdale *et al.* (1994) ont proposé un récapitulatif très complet d'une méthode en 2D simple et en 3D améliorée permettant de calculer les forces dues à la glace sur des ouvrages à talus. Allyn (1982) a suggéré que si l'on empêche la rupture vers le bas, la force motrice locale est limitée par un écrasement au sommet de la couche de glace, associé à des forces de flexion et des forces axiales. Pour cette situation, Allyn a proposé une expression simple (voir l'Équation 5.242) pour la force horizontale par mètre de largeur  $F_{S;H;flexion}$  (kN/m) :

$$F_{S;H;flexion} = 0.5t_{glace} (\sigma_c - \sigma_t) \quad (5.242)$$

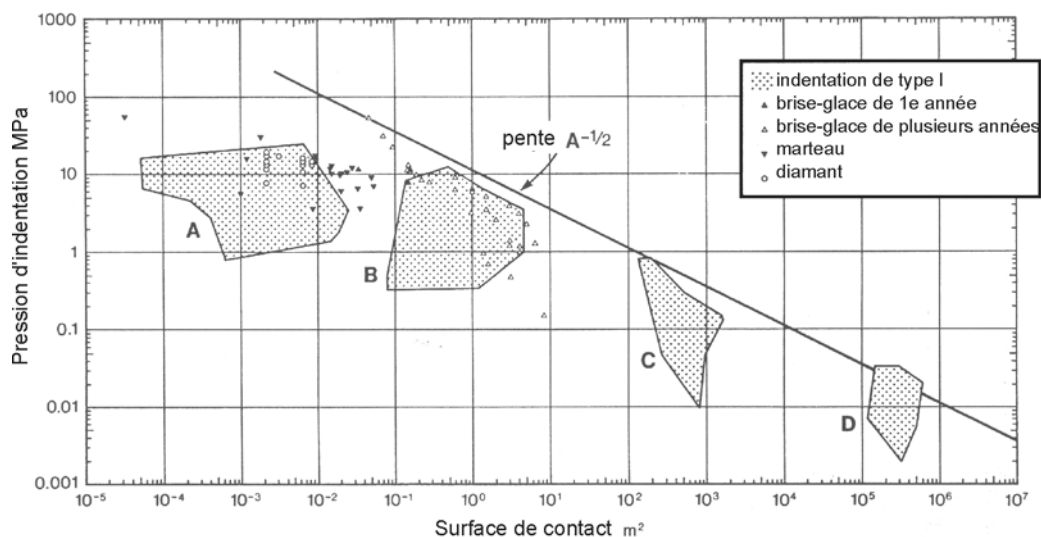
où  $\sigma_c$  = résistance à l'écrasement ( $\text{kN/m}^2$ ) et  $\sigma_t$  = résistance à la traction ( $\text{kN/m}^2$ ). Les valeurs classiques sont:  $\sigma_c = 1.5 \text{ MN/m}^2$  et  $\sigma_t = 0.75 \text{ MN/m}^2$ , par conséquent, pour de la glace de 1 m d'épaisseur, la valeur de  $F_{S;H;flexion}$  est d'environ 400  $\text{kN/m}$ .

### Force d'amoncellement de moellons de glace

Après la première interaction, le mouvement permanent de la glace flottante en direction d'ouvrages à talus imposants occasionnera un empilement et une remontée de la glace sur le talus. En eau peu profonde, la rupture de la couche de glace peut entraîner un amas de fragments de plaque ou de moellons de glace échoués. Les amoncellements de moellons de glace constituent une forme de rupture mixte qui se produit sur des ouvrages à talus rugueux, tels que les revêtements et les digues en enrochement.

Les ouvrages étroits tels que les pieux tendent à avoir de faibles rapports de longueur et, par conséquent, des pressions globales plus élevées. Pour ce qui est des rapports de longueur de  $B/d_c < 10$  (où  $B$  est la largeur (m) et  $d_c$  est la hauteur de la surface de contact (m)), la pression moyenne de la glace dépend principalement de la surface de contact,  $A$  ( $\text{m}^2$ ). Les ouvrages larges, telles que les digues portuaires, ont généralement des rapports de longueur élevés et la pression de la glace qui en résulte (à l'origine des amoncellements de moellons de glace) dépend du rapport de longueur et de la surface de contact. Sanderson (1986) a présenté des données d'une telle pression d'indentation comme fonction de la surface de contact uniquement (Figure 5.113). Les données incluent tous les types de pressions de rupture de la glace obtenues à partir d'essais en laboratoire, d'essais *in situ* et de modélisations. La Figure 5.113 indique une tendance à la diminution de la pression lorsque la surface de contact,  $A$  ( $\text{m}^2$ ), augmente. Cette tendance a été attribuée à une rupture non-simultanée. On peut concevoir que différents mécanismes de rupture, comme la flexion, peuvent contribuer à cette tendance décroissante de la courbe représentant la pression en fonction de la surface. L'Équation 5.243 donne la relation entre la force d'amoncellement-limite supérieure par mètre de largeur  $F_{S;H;moellons}$  ( $\text{kN/m}$ ) et la surface  $A$  ( $\text{m}^2$ ).

$$F_{S;H;moellons} = \frac{10000}{\sqrt{A}} \quad (5.243)$$



**Figure 5.113** Tendance générale de la pression de rupture de la glace en fonction de la surface de contact relative; voir Sanderson (1986). A: zone des données obtenues à partir des essais en laboratoire; B: essais *in situ* à moyenne échelle; C: îles et ouvrages à échelle réelle dans l'Arctique, D: modèles à échelle mésoscopique

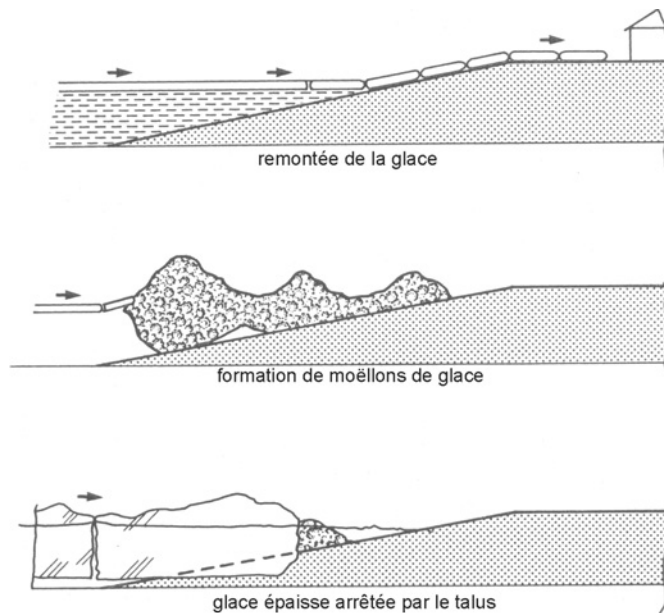
### 5.2.4.3 Interaction de la glace avec les revêtements et les digues en enrochement

On sait que la glace peut exercer des forces importantes sur les ouvrages situés au large des côtes et il y a d'autres enjeux majeurs liés à la glace et à ses effets sur la protection des talus, dont :

- la remontée de la glace sur le talus d'un ouvrage jusqu'à la zone de travail;
- la formation de moellons de glace sur les talus d'un ouvrage;
- l'interaction entre des éléments de glace immergés et les talus sous-marins.

Les trois points ci-dessus sont illustrés par la Figure 5.114 (voir Croasdale *et al.*, 1988). Pour ce qui est de la réponse structurelle à la glace des revêtements et des digues en enrochement, on peut identifier plusieurs mécanismes de rupture :

- rupture de l'arête;
- rupture globale active;
- rupture par glissement total;
- décapitation.



**Figure 5.114**

Problèmes liés à la glace, qui affectent la protection des talus et le dimensionnement des rives dans l'Arctique; voir Croasdale (1988)

La stabilité du talus et de l'ouvrage peut être décrite par l'Équation 5.244 :

$$F_S \leq F_R \Rightarrow \frac{F_R}{F_S} \geq 1.0 \quad (5.244)$$

où  $F_S$  = action de dimensionnement et  $F_R$  = capacité portante (résistance) / résistance passive / résistance au glissement.

Il est souhaitable d'appliquer un principe de sécurité aux codes en vigueur, en ayant recours à des coefficients de sécurité appropriés.

#### Rupture de l'arête

La rupture de l'arête est souvent une rupture locale de quelques blocs d'enrochements individuels. Les charges locales peuvent être bien plus élevées que les charges globales et peuvent être aggravées par l'hétérogénéité de certains talus. Les charges sont alors déterminées par la taille des blocs, le gradient et la rugosité du talus, l'épaisseur et la résistance à la flexion de la glace. La rupture de l'arête peut être induite par des forces résultant de la montée de la glace sur le talus ou des forces de flexion (voir Croasdale, 1994; et Allyn, 1982).

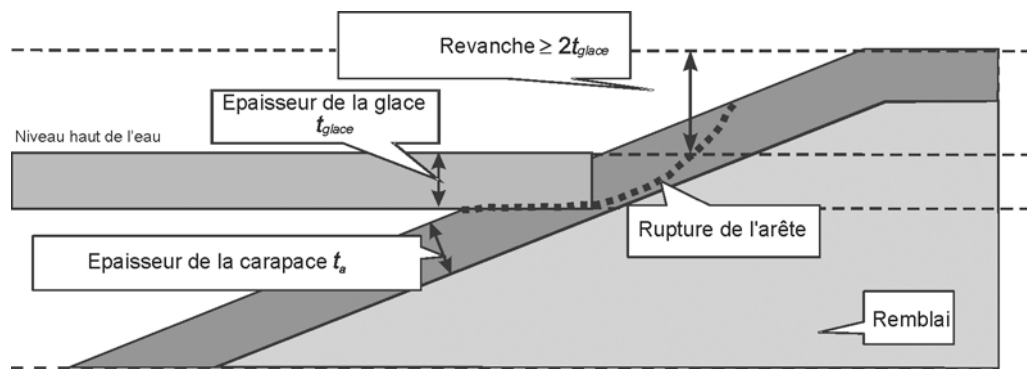


La résistance du talus en enrochement  $F_{R;H;arête}$  (kN/m) peut être calculée à l'aide de l'Équation 5.245, qui donne la relation entre cette résistance et la résistance passive de la carapace de l'ouvrage :

$$F_{R;H;arête} = 0.5 \rho_r g (1 - n_v) h^2 K_p \quad (5.245)$$

où  $\rho_r$  = masse volumique apparente de l'enrochement naturel (t/m<sup>3</sup>),  $n_v$  = porosité de la couche (-),  $h$  = valeur maximum soit du diamètre nominal médian de l'enrochement  $D_{n50}$  (m), soit de l'épaisseur nominale de la glace  $t_{glace}$  (m), et  $K_p$  = coefficient de résistance passive (-).

Le coefficient de résistance passive est une fonction de l'angle de frottement interne de l'enrochement et de la raideur du talus. Sa valeur réelle peut être calculée à partir d'équations analytiques; elle est de l'ordre de 20. En cas d'imbrication des blocs, la résistance passive s'accroît. Pour les digues à crête abaissée, la résistance passive est limitée. Si l'on souhaite que la résistance passive soit maximale, il faut que la revanche de la crête  $R_c$  soit au moins égale à deux fois l'épaisseur nominale de la glace au-dessus du niveau des hautes eaux, et l'épaisseur de la carapace primaire doit être supérieure à l'épaisseur nominale de la glace  $t_{glace}$  (voir la Figure 5.115).



**Figure 5.115** Revanche minimale de la crête liée à une rupture de l'arête; voir Lengkeek (2003)

### Rupture globale active

La rupture globale active peut être comparée à la rupture de stabilité du talus d'une digue de protection. Du fait d'une combinaison de charges verticales et horizontales, le plan de rupture part de la ligne de glace et s'étend jusqu'au pied à l'arrière de la digue. La rupture se manifeste généralement sur au moins la largeur du profil en travers de la digue. Dans ce cas de figure, la force horizontale peut être calculée à partir de la Figure 5.113. La résistance peut être calculée en déterminant le poids du corps effectuant un glissement ainsi que le frottement et l'imbrication le long des cercles ou des plans de glissement. Ce calcul est toutefois assez complexe. Il est donc recommandé de procéder à une analyse par éléments finis (FEM), dont l'Encadré 5.28 (Figure 5.116) propose un exemple.

### Rupture totale par glissement sur la fondation

Lorsque de nombreux moellons de glace se sont accumulés devant la digue, la charge due à la glace est répartie sur le talus. Associé à un fond marin médiocre, le plan de glissement se trouve juste sous la digue. La rupture se produit normalement sur une longueur d'ouvrage au moins supérieure à la largeur du profil en travers de la digue. Ceci est dû à la distribution des charges et de la résistance au cisaillement des côtés adjacents. À un stade ultime, la glace finit par pousser la digue dans son intégralité. Dans ce cas, la force horizontale peut être calculée à partir de la Figure 5.113. La résistance  $F_{R;H;glissement}$  (kN/m) peut être calculée en déterminant le produit du poids total de la digue par la résistance mobilisable du matériau de fondation (Équation 5.246) ou en procédant à une analyse par éléments finis, dont l'Encadré 5.28 (Figure 5.117) propose un exemple.

Pour un sous-sol non cohésif, la résistance  $F_{R;H;glissement}$  (kN/m) peut être déterminée en prenant le produit du poids (m<sup>3</sup>/ml) de la partie de l'ouvrage sur laquelle la glace exerce une charge par le frottement du sous-sol/du fond marin, soit  $\tan \varphi_{sol}$  (-).



Pour un sous-sol composé de particules fines cohésives, il faut déterminer la résistance du sol **non-drainé**  $F_{R;H;glissement}$  (kN/m). Il s'agit du produit entre l'aire de l'empreinte ( $m^2/ml$ ) et la cohésion non-drainée du sous-sol sous l'ouvrage  $c_u$  ( $kN/m^2$ ).

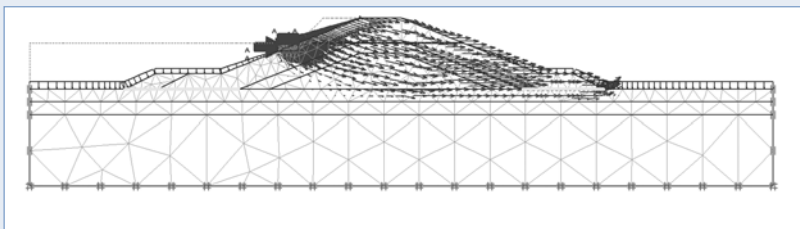
$$F_{R;H;glissement} = \begin{cases} (\rho_b g A_{sup} + (\rho_b + n_v \rho_w - \rho_w) g A_{im}) \tan \varphi_{sol} & \text{pour un sol non-cohésif} \\ c_u B & \text{pour un sol cohésif} \end{cases} \quad (5.246)$$

où

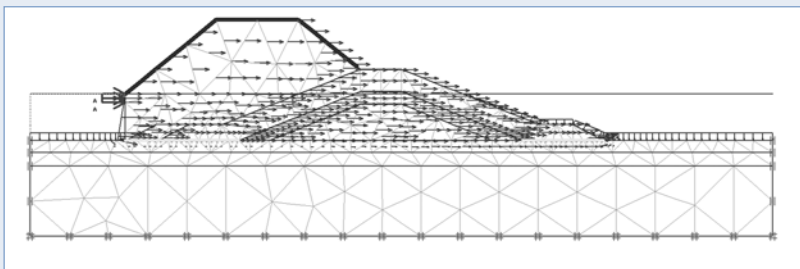
- $\rho_b$  = densité du système d'encrochements à sec de l'ouvrage ( $t/m^3$ ),  $= \rho_r (1-n_v)$ ;
- $\rho_r$  = masse volumique apparente de l'encrochement ( $t/m^3$ );
- $\rho_w$  = masse volumique de l'eau de mer ( $t/m^3$ );
- $n_v$  = porosité de la couche (-);
- $A_{sup}$  = surface du profil en travers de la partie supérieure sèche de l'ouvrage, volume de la partie supérieure de la digue par mètre linéaire ( $m^3/ml$ );
- $A_{im}$  = surface du profil en travers de la partie immergée de l'ouvrage ( $m^3/ml$ );
- $B$  = aire de l'empreinte ( $m^2/ml$ );
- $\varphi_{sol}$  = angle de frottement interne du sol/du fond marin ( $^\circ$ );
- $c_u$  = cohésion non-drainée du sous-sol sous l'ouvrage.

**Encadré 5.28** Exemples d'évaluation de la stabilité en cas de charges dues à la glace, à l'aide d'une analyse par éléments finis

L'évaluation des actions dues à la glace sur les revêtements et les digues en encrochement peut être effectuée à l'aide d'un modèle numérique, tel que la méthode aux éléments finis (FEM). Ci-dessous, les Figures 5.116 et 5.117 présentent les résultats de deux exemples de calculs; le premier concerne une force horizontale associée à une force verticale et le second une force horizontale associée à un amoncellement important de moellons de glace.



**Figure 5.116** Exemple de modélisation aux éléments finis servant à calculer la résistance d'une digue à une force horizontale et verticale des glaces, à l'origine d'une rupture globale active; voir Lengkeek (2003).



**Figure 5.117** Exemple de modélisation aux éléments finis servant à calculer la résistance d'une digue à une force horizontale et à un amoncellement important de moellons de glace sur le talus, illustrant une rupture globale active; voir Lengkeek (2003)

### Décapitation

La décapitation de l'ouvrage peut se produire sur des digues à crête abaissée dont la crête est gelée lors des hivers rigoureux. Dans ce cas, la force horizontale peut être calculée à partir de la Figure 5.113. La résistance peut être déterminée grâce au poids de la crête en glissement ainsi qu'au frottement et à l'imbrication des blocs le long du plan de glissement. La localisation exacte du plan de glissement peut être définie à l'aide d'analyses de pénétration du gel. La décapitation n'est susceptible de se produire que lorsque la crête est très fortement rigidifiée par le gel au-dessous du niveau moyen de l'eau.

#### 5.2.4.4 Protection de talus

La principale différence en matière de protection de talus dans les zones froides situées au large des côtes est la présence de glace. Celle-ci a des effets positifs et des effets négatifs. D'un côté, la présence de glace limite le climat de la houle et l'érosion. De l'autre, la glace peut endommager la protection du talus et peut y monter et endommager les installations de surface. Les digues conçues pour résister à l'attaque de la houle sont souvent capables de résister aux actions de la glace. Toutefois, l'équilibre est délicat à obtenir entre la faible rugosité requise pour favoriser la flexion de la glace (afin de minimiser l'action de la glace et le mouvement des enrochements individuels) et la forte rugosité requise pour dissiper l'énergie de la houle.

Jusqu'à la rédaction du présent guide (2005), les constructions au large dans la zone Arctique étaient principalement situées en eau peu profonde. Les ouvrages les plus rentables sont constitués de matériaux granulaires protégés par un enrochement naturel, des blocs de béton préfabriqués, des matelas de blocs de béton et des sacs de sable.

À la surface, l'enrochement peut être soumis à des contraintes normales et de cisaillement. Ces contraintes engendrent une rotation qui déloge les blocs d'enrochement. Il est donc souhaitable que la surface de l'enrochement soit relativement lisse et que la couche d'enrochement soit bien ancrée. Les enrochements anguleux tendent à se rapprocher les uns des autres et à s'imbriquer.

Le coefficient de frottement de la glace sur les talus en enrochement est compris entre 0.1 et 0.5. Il est évident que des surfaces en enrochement plus lisses réduisent la contrainte de cisaillement. Un autre inconvénient des talus rugueux présentant une surface relativement importante de blocs individuels est le risque que de la glace très rigide détache l'enrochement et l'éloigne du site.

L'expérience de la glace et des digues en enrochement a permis de définir plusieurs constatations empiriques (voir McDonald, 1988; Wuebben, 1995 et MacIntosh, 1995):

- la surface de l'enrochement doit être relativement lisse et la couche en enrochement doit être fermement ancrée;
- il est préférable d'éviter d'utiliser de l'enrochement à granulométrie étalée (ou du rip-rap), et d'opter pour de gros blocs standard (voir le Chapitre 3);
- la longueur des enrochements doit respecter la norme européenne EN 13383;
- pour une glace d'environ 0.7 m d'épaisseur, il faut utiliser une blocométrie lourde standard de 300 à 1 000 kg ou plus;
- en règle générale, s'il y a des variations importantes du niveau de l'eau et si l'on s'inquiète de la possibilité que certains enrochements individuels soient arrachés, la taille médiane nominale des enrochements  $D_{n50}$  (m) doit être supérieure à l'épaisseur maximale de la glace  $t_{glace;max}$  (m);
- le talus de la carapace doit être inférieur à 30° afin de minimiser la contrainte de cisaillement;
- les talus situés sous la surface de l'eau doivent être moins raides que les talus au-dessus de la surface de l'eau, afin de favoriser l'amoncellement de moellons de glace et d'éviter la remontée de la glace sur le talus.

L'expérience avec les blocs d'enrochement en béton préfabriqué a démontré qu'une surface rugueuse et poreuse est préférable pour la dissipation de l'énergie de la houle. Elle minimise le run-up et, en général, le volume de béton nécessaire. Dans un environnement froid situé au large des côtes, d'autres formes de rupture de la carapace sont possibles. Le mouvement d'épaisses plaques de glaces induit un risque de « fragmentation » des blocs d'enrochement (rupture progressive de l'arête). La réponse initiale à ce problème de fragmentation serait d'essayer de rendre la surface plus lisse en utilisant des blocs imbricables ancrés, plutôt que des Dolos ou des Tétrapodes, etc. Collins (1988) a effectué une analyse de la performance des grands blocs en béton préfabriqués.

Les matelas de blocs de béton, constitués de blocs de béton préfabriqués reliés entre eux, ont été utilisés dans la Mer de Beaufort (Alaska). Leur performance à ce jour indique qu'une carapace-matelas est un moyen efficace d'assurer la protection des talus et du pied dans un environnement froid situé au large des côtes. Parmi les avantages potentiels, on peut citer :

1. Faible poids par unité de surface.
2. Résistance à la glace.
3. Capacité à s'adapter aux changements dans le sol de fondation.
4. Agencement et retrait modulaires et rapides.

On en conclut qu'une carapace constituée d'un matelas de blocs de béton convient à des endroits exposés, mais des recherches supplémentaires sont nécessaires pour déterminer les modes de rupture, la stabilité hydraulique ainsi que la durabilité à long terme. Leidersdorf (1988) a fait l'inventaire des connaissances dont on dispose sur les matelas de blocs de béton.

Les dispositifs de protection des talus constitués de grands sacs de toile remplis de sable ou de galets (d'une capacité de 1.5 à 3 m<sup>3</sup>, habituellement), sont utilisés avec succès pour contrôler l'érosion sur des îles de galets artificielles. Les protections de talus constituées de sacs de sable conviennent à des ouvrages à courte durée de vie situés au large des côtes, parce qu'une carapace constituée de sacs de sable est susceptible d'être endommagée par l'action de la glace en hiver et de la houle en été. Gadd (1988) a étudié le dimensionnement et la construction des protections de talus en sacs de sable.

#### 5.2.4.5 Codes

Les codes qui s'appliquent aux ouvrages dans des zones froides situées au large des côtes présentent d'importantes différences dans leurs méthodes et dans leurs contenus. Quatre pays disposent actuellement de codes relatifs à la zone arctique : le Canada (ACN), les États-Unis (API), la Russie (SNIP, VSN) et la Norvège (code norvégien). Le code ACN a récemment été révisé (ACN 2004) et, à l'heure de la rédaction de ce guide (2005), un nouveau code ISO est en préparation.

Les codes ACN et API ont été mis au point et appliqués, au cours des précédentes décennies, pour le dimensionnement et la construction d'ouvrages situés au large des côtes. Les codes énumèrent une vaste gamme de modèles modernes permettant de calculer la charge due à la glace à partir de tous types d'éléments de glace. Ils suivent la méthode de dimensionnement par états-limites. Les facteurs de charge et de résistance ont été calibrés pour un niveau de fiabilité explicite. En comparaison, les codes SNIP et VSN semblent faire peu de propositions de dimensionnement en présence de glace.

## 5.3 MODÉLISATION DES INTERACTIONS HYDRAULIQUES ET DE LA RÉPONSE STRUCTURELLE

La conception des ouvrages hydrauliques nécessite une évaluation des conditions aux limites hydrauliques (p. ex. niveaux d'eau, houle et courants), souvent effectuée à l'aide de mesures *in situ* et de modèles numériques. Ces points sont présentés au Chapitre 4. Les conditions aux limites hydrauliques sont utilisées comme informations de base pour la conception d'ouvrages hydrauliques. Les études de définition des ouvrages hydrauliques reposent souvent sur des formules empiriques. Les Sections 5.1 et 5.2 présentent les formules utilisées pour déterminer les interactions hydrauliques avec les ouvrages ainsi que leur réponse structurelle. Ces formules ont un domaine de validité limité et ne permettent pas, dans certains cas, d'obtenir des estimations suffisamment précises. En effet, la géométrie de l'ouvrage que l'on conçoit peut être différente de celles des ouvrages ayant servi à l'élaboration des formules empiriques, ce qui introduit des incertitudes inacceptables dans les estimations relatives aux interactions hydrauliques et à la réponse structurelle. C'est pourquoi il faut disposer d'informations supplémentaires, obtenues à partir de mesures sur modèles physiques ou de modèles numériques. Cette section présente brièvement certains aspects fondamentaux relatifs aux modèles réduits (physiques) et aux modèles numériques modélisant les interactions hydrauliques et la réponse structurelle des ouvrages en enrochement (y compris ceux comportant des blocs artificiels). Les aspects relatifs au dimensionnement géotechnique des ouvrages en enrochement sont traités plus loin, à la Section 5.4.

### 5.3.1 Types de modèles et modélisation

La *modélisation* en tant qu'outil de dimensionnement peut être définie comme une représentation de la réalité sous une forme qui permet d'effectuer une observation et/ou des mesures précise(s) de phénomènes présentant un intérêt pour la performance de l'ouvrage et de son environnement.

La représentation des phénomènes hydrauliques s'effectue matériellement, sous forme de modèles réduits ou physiques, ou numériquement, sous forme de modèles numériques. Ces deux types de modélisation sont présentés ci-dessous. Les processus et phénomènes hydrauliques qui s'appliquent aux ouvrages en enrochement et qui peuvent faire l'objet d'une modélisation sont les niveaux d'eau, les courants, la houle, la réflexion, le run-up, le franchissement et la transmission de la houle, l'affouillement, les efforts, la stabilité des carapaces, des barrages en enrochement et de certaines parties d'ouvrages constituées d'enrochement naturel.

#### Modèles réduits ou physiques

Les modèles réduits ou physiques représentent le phénomène physique dans une situation actuelle ou future à une échelle inférieure à la réalité. Le **facteur d'échelle**,  $n$ , d'un paramètre  $X$  se définit comme le rapport entre sa valeur réelle (= prototype) et sa valeur dans le modèle :  $n_X = X_p/X_m$ . Dans la plupart des modèles, on utilise de l'eau et du matériau rocheux pour simuler la réalité, mais les exigences spécifiques d'échelle ayant trait à la densité du matériau employé peuvent conduire à utiliser d'autres matériaux, tels que du polystyrène, du béton ou du fer, pour représenter le sable ou les enrochements naturels, par exemple. En règle générale, les modèles réduits ne permettent de représenter que certains phénomènes de façon satisfaisante, les autres ne pouvant être reproduits correctement, ce qui induit des effets d'échelle. On choisit généralement l'échelle du modèle de façon à minimiser les effets d'échelle sur le phénomène concernant directement le dimensionnement de l'ouvrage, afin que le modèle réduit puisse fournir des informations précises. La modélisation à échelle réduite n'en est pas moins complexe, nécessite un équipement sophistiqué et une mise en place expérimentale. Il faut ainsi veiller à réaliser les essais appropriés (p. ex. techniques de génération de la houle, méthodes de réduction des effets d'échelle, techniques d'analyse), mais aussi à analyser et interpréter correctement les résultats obtenus pour en extraire les informations nécessaires.

#### Modèles numériques

Les modèles numériques reposent sur la description des phénomènes physiques à l'aide (de systèmes) d'équations mathématiques. Celles-ci sont ensuite résolues numériquement, pour chaque paramètre étudié, par un programme informatique.

De nombreux modèles numériques destinés à des applications hydrauliques comportent des équations de continuité et de mouvement ou d'énergie. Les modèles de ce type simulent par exemple le mouvement de l'eau ou l'interaction entre l'eau et les ouvrages hydrauliques. D'autres types de modèles numériques sont conçus autour de solutions analytiques et/ou de formules empiriques représentant un phénomène, par exemple, les formules relatives à la stabilité des enrochements (voir la Section 5.2.2). Il existe également des modèles assimilant une grande quantité de données disponibles pour obtenir une estimation des paramètres de dimensionnement nécessaires, par exemple la modélisation par réseau neuronal artificiel; se reporter notamment à Mase *et al.* (1995), Van Gent et Van den Boogaard (1999) ou Pozueta *et al.* (2005).

Toute erreur dans la schématisation ou le choix des maillages de calcul risque de s'accompagner d'effets numériques. Si certains sont faciles à identifier, d'autres peuvent s'avérer difficiles à repérer. Ainsi les problèmes d'instabilité sont évidents et peuvent être corrigés en ajustant le maillage et/ou l'intervalle de temps. Les inexactitudes du modèle peuvent être mises en évidence en modifiant les conditions aux limites, par exemple, ou par comparaison avec d'autres cas similaires, mais cela nécessite généralement le savoir-faire d'un spécialiste.

En règle générale, un modèle numérique ne prend en compte qu'un nombre limité de phénomènes (marée, courant, houle, run-up, franchissement de la houle et morphologie). Seul le respect des critères suivants permet d'obtenir des résultats fiables :

- la description mathématique des phénomènes étudiés (équations, géométrie, bathymétrie, paramètres physiques, conditions initiales, conditions aux limites) doit être suffisamment précise ;
- la précision numérique doit être suffisante (pour limiter les différences entre les équations mathématiques et les équations discrétisées) ;
- le post-traitement et l'interprétation des résultats doivent être exacts ;
- le modèle numérique doit avoir été calibré correctement ;
- le modèle numérique doit avoir fait l'objet d'une validation suffisante.

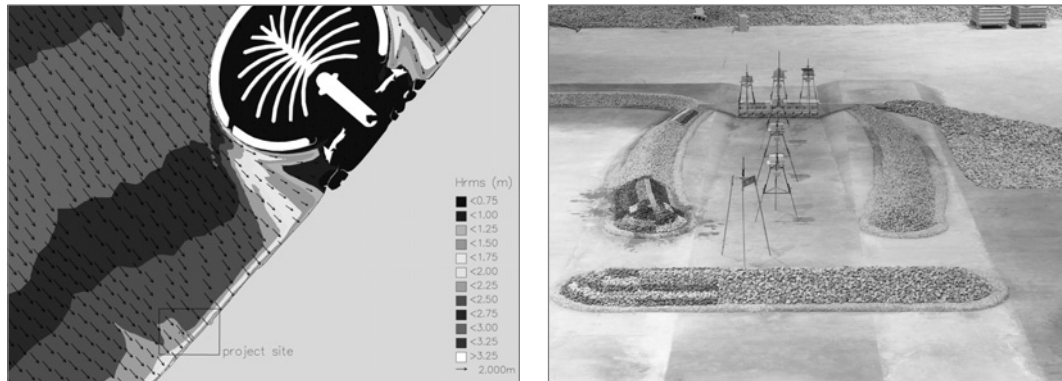
Il existe une grande variété de modèles numériques présentant des degrés de qualité très divers. La mise au point d'un modèle numérique fiable est une tâche complexe qui nécessite un savoir-faire dans différents domaines. Il faut savoir que les processus de dimensionnement s'appuient parfois sur des modèles numériques ayant fait l'objet d'une validation insuffisante, ou que des modèles validés de façon adéquate sont appliqués au-delà de leur domaine de validité. Il faut veiller à analyser et interpréter correctement les résultats obtenus pour extraire les informations appropriées.

### Choix d'un modèle adapté

Les modèles réduits et les modèles numériques sont utilisés pour des problèmes de natures différentes. Différents facteurs déterminent le type de modèle le plus adapté : taille du modèle, complexité de mise en place, précision, effets d'échelle, effets de schématisation, effets numériques, durée nécessaire à chaque simulation, effets 2D ou 3D, turbulence, etc. Dans les cas où les deux types de modèles peuvent être utilisés, il faut faire le choix le plus approprié. Dans d'autres cas, il est possible d'utiliser une combinaison des deux modèles pour obtenir les informations nécessaires. Ainsi, le modèle numérique global d'une zone étendue peut fournir les conditions aux limites utilisables dans un modèle réduit précis d'une zone de moins grande envergure, pour laquelle les informations détaillées s'obtiennent à partir du modèle réduit plutôt que du modèle numérique. Par exemple, les conditions de houle à proximité des ouvrages côtiers proviennent souvent d'une modélisation numérique, tandis que l'analyse de la stabilité de l'ouvrage s'effectue à l'aide d'un modèle réduit, voir la Figure 5.118.

Les avantages que présentent les modèles réduits sont notamment la possibilité d'une observation directe, d'un enregistrement (audio-) visuel, la présence d'effets 3D, des effets de schématisation relativement limités et une modélisation précise de la stabilité des talus en enrochement (plus précise que pour les modèles numériques). Parmi les avantages que présentent les modèles numériques figurent la possibilité de modéliser des zones plus étendues, l'absence d'effets

d'échelle, et la possibilité d'effectuer de nombreux calculs pour différentes situations. Dans les deux types de modélisation, l'interprétation des résultats est d'une importance capitale car elle en assure l'utilisation adéquate. Cela nécessite de connaître les processus en jeu, les hypothèses retenues, les techniques utilisées (expérimentales, mathématiques et numériques) ainsi que les questions auxquelles il faut répondre.



**Figure 5.118** Utilisation d'un modèle spectral de la houle pour obtenir le climat de houle sur le site de projet (à gauche). Les climats de houle déterminés par calcul peuvent servir de conditions aux limites dans une modélisation physique 3D (à droite).

Les modèles réduits comme les modèles numériques nécessitent également de tester la précision d'une manière ou d'une autre, afin d'améliorer la fiabilité des prédictions. Il faut faire une nette distinction entre le **calibrage** et la **validation** d'un modèle numérique :

**Calibrer** un modèle numérique signifie l'ajuster (p. ex. au moyen de paramètres de réglage) de sorte que les données du modèle recourent suffisamment les données du prototype ou celles obtenues à partir des mesures effectuées sur modèle réduit. Le modèle reproduit ainsi correctement une situation donnée spécifique du prototype ou du modèle réduit. Il faut veiller à ne pas utiliser le modèle calibré au-delà de son domaine de validité, déterminé d'après la théorie ou une connaissance empirique.

**Valider** un modèle numérique signifie reconstituer une autre situation connue sans ajuster davantage les paramètres du modèle. La validation est essentielle puisqu'à lui seul, le calibrage n'est pas une garantie de fiabilité suffisante.

Un modèle numérique calibré et validé peut être considéré comme apte à fournir des prévisions relatives aux variations futures des conditions hydrauliques. Néanmoins, ce modèle ne représentera jamais exactement tous les phénomènes physiques, mais seulement leurs principaux aspects, sélectionnés par le concepteur.

Il incombe donc à celui-ci de choisir le modèle adapté au problème à résoudre. Le fait de disposer de données *in situ* précises joue également un rôle dans le processus de sélection finale d'un modèle. Le choix s'effectue selon les critères suivants (qui doivent donc être connus) :

- phénomènes à quantifier (y compris les éventuelles interactions entre l'ouvrage et les phénomènes étudiés) ;
- données disponibles (conditions aux limites, bathymétrie) ou à collecter (à partir de dossiers existants ou de mesures) ;
- limites et précision des outils disponibles, allant des simples formules de dimensionnement aux modèles existants (domaine de validité et incertitudes qu'ils comportent) ;
- étendue et précision des informations nécessaires à la conception et à la construction ;
- ressources disponibles (temps et moyens financiers).

Enfin, le concepteur doit être capable d'interpréter de façon appropriée les résultats provenant du modèle, qui seront utilisées lors du dimensionnement.



### 5.3.2 Modélisation à échelle réduite

Les modèles réduits (souvent appelés modèles physiques) servent généralement à simuler la performance hydraulique et/ou les réponses structurelles. On a recours à des modèles réduits pour la plupart des situations relatives aux ouvrages en enrochement. Pour minimiser l'influence des effets d'échelle, il arrive que l'on effectue des modèles à grande échelle en canal à houle de grandes dimensions (hauteur de houle de l'ordre de  $H_s = 1$  m).

Pour bien des ouvrages en enrochement, il est possible de déterminer les conditions aux limites hydrauliques à l'aide de modèles numériques; toutefois il est généralement impossible d'évaluer la performance hydraulique et la réponse structurelle en se servant de modèles numériques. Il faut vérifier la performance hydraulique et la réponse structurelle des ouvrages (dimensionnés de manière préliminaire) à l'aide de modèles réduits, puisque les méthodes de dimensionnement empiriques utilisent des équations simplifiées élaborées à partir d'ajustements de mesures effectuées dans des conditions variées et sur différents ouvrages. Les modèles réduits peuvent aussi servir à évaluer les conditions aux limites hydrauliques ou à valider les modèles numériques ainsi que les relations empiriques.

Les modèles physiques sont des modèles représentant la réalité, souvent désignés par le terme « prototype ». On observe des effets de modélisation et d'échelle, et les méthodes expérimentales sont susceptibles d'introduire des inexactitudes. Il est donc nécessaire que les essais soient effectués par des personnes expérimentées, capables d'éviter les écueils courants, tant lors de la réalisation des essais que pendant l'analyse des mesures. Il ne faut pas omettre de tenir compte des limites éventuelles des modèles réduits et des techniques de mesure.

La plupart des modèles réduits sont conçus pour des protections côtières subissant les assauts de la houle, telles que des digues ou des perrés. Les coûts induits par ces ouvrages imposants sont généralement si élevés que la modélisation physique en devient rentable. C'est la raison pour laquelle la majeure partie de cette section est consacrée à la modélisation des ouvrages côtiers. Les paragraphes suivants traitent de modèles consacrés principalement aux courants.

#### 5.3.2.1 Ouvrages côtiers

La houle est généralement à l'origine des principales actions exercées sur les ouvrages côtiers. Pour en savoir plus sur la modélisation des courants, se reporter à la Section 5.3.2.2. On a recours aux modèles physiques des ouvrages côtiers lorsque les phénomènes hydrauliques générés par la houle ou les réponses structurelles sont complexes, mal représenté(e)s par les méthodes empiriques et/ou impossibles à décrire de façon suffisamment précise à l'aide de la modélisation numérique. La Figure 5.119 fournit un exemple de situation de ce type. Les essais bidimensionnels (2D) réalisés en canal à houle constituent une solution rapide et relativement peu coûteuse pour mettre au point et optimiser le dimensionnement des coupes en travers soumises à une houle d'incidence normale. Les modèles tridimensionnels (3D) peuvent être utilisés pour le dimensionnement de plans masses (p. ex. plan masse d'un port) ou quantifier la performance de détails 3D (p. ex. musoirs en enrochement des digues). Les modèles physiques doivent être suffisamment grands pour empêcher ou minimiser les effets d'échelle tels que l'influence de la tension superficielle ou l'impact de l'écoulement laminaire à l'intérieur des ouvrages perméables.



**Figure 5.119** À gauche : modèle physique 3D d'un projet de protection côtière complexe destiné au District Central de Beyrouth, comprenant notamment une digue immergée et des caissons. À droite : détail des capteurs de pression installés sur l'un des caissons.



Lors de la conception d'un modèle de ce type, il est primordial d'identifier clairement les phénomènes ou les réponses à modéliser, et ceux qui ne le seront pas ou présenteront des erreurs ou des approximations. Les phénomènes les plus fréquemment mesurés dans ce type de modèles sont les suivants :

- mouvement de la carapace (dimensionnement final, phase de construction, voir la Section 5.2) ;
- franchissement de la houle (voir la Section 5.1) ;
- actions hydrauliques exercées sur l'ouvrage (c'est-à-dire la hauteur de la houle devant celui-ci) ;
- forces et pressions subies par l'ouvrage ou ses parties constitutives ;
- pénétration de la houle dans l'enceinte du port.

### Houle

Une modélisation précise de la houle est indispensable. Il faut appliquer à l'ouvrage une action de la houle réaliste, qui représente le champ de houle réel. Il existe pour cela certaines techniques de génération de la houle pointues.

Il faut tout d'abord appliquer une distribution spectrale adaptée de la houle aléatoire, par exemple un spectre JONSWAP, un spectre TMA ou tout autre spectre énergétique de la houle (voir la Section 4.2.4).

Ensuite, pour s'assurer que l'action exercée sur l'ouvrage est réaliste, la totalité de la houle que l'ouvrage réfléchit en direction du batteur à houle doit être absorbée précisément par celui-ci (réflexion de la houle sur le batteur inférieur à 5 %). Sans cette absorption, la houle réfléchie par l'ouvrage est ensuite réfléchie de nouveau par le batteur et se propage une fois de plus en direction de l'ouvrage, alors que dans la réalité cette houle réfléchie est redirigée vers le large. Cela se traduit par un accroissement de l'énergie de la houle au niveau de l'ouvrage par rapport aux niveaux énergétiques observés en réalité. En outre, il se produit parfois à l'intérieur des canaux et des bassins à houle des phénomènes de résonance non-conformes à la réalité et dus à l'inefficacité du système d'absorption, ce qui empêche le champ de houle de ressembler à la réalité. On considère de nos jours que les canaux à houle dénués de système d'absorption de la houle ne sont pas appropriés pour l'étude de la performance hydraulique des digues et des ouvrages de haut de plage. L'absorption de la houle (également connue sous le nom de « compensation active de la réflexion ») est réalisée lorsqu'un batteur à houle détecte le niveau d'eau juste devant lui, et rectifie sa position de façon à obtenir le niveau d'eau nécessaire, absorbant ainsi la totalité de la houle incidente. Le système d'absorption de la houle doit réagir rapidement, sinon le batteur répondra trop tard à la houle réfléchie, les vagues à compenser se propageront déjà en direction de l'ouvrage, faussant ainsi les mesures. Un système de sondes doit être installé au pied de l'ouvrage pour obtenir les caractéristiques de la houle incidente à partir des niveaux d'eau mesurés, en éliminant la houle réfléchie par l'ouvrage.

Enfin, il est important de savoir si les techniques de génération de la houle utilisées sont du 1<sup>er</sup> ordre ou 2<sup>nd</sup> ordre. Les techniques du 1<sup>er</sup> ordre génèrent une houle sinusoïdale. Les vagues formées dans la réalité ou dans les canaux et les bassins à houle ne sont pas sinusoïdales, et la formation de houle de ce type peut occasionner certaines perturbations indésirables de la houle. Il est possible de réduire ce risque en utilisant des techniques de génération de la houle du 2<sup>nd</sup> ordre, qui non seulement génèrent des vagues de forme non-sinusoidale (*forme de Stokes*), mais garantissent également que les groupes de vagues sont produits correctement, de façon à ce qu'aucune vague longue indésirable n'apparaisse dans le bassin ou le canal à houle.

L'étude de l'agitation à l'intérieur d'un port nécessite une modélisation précise des musoirs en enrochement des digues. Les houles dans la réalité sont généralement courtes plutôt que longues (voir les définitions à la Section 4.2.4.2.). Il est donc capital, pour ce type d'études, de pouvoir générer une certaine distribution directionnelle afin de reproduire ce type de houle courte. Le batteur à houle doit donc être capable de produire de la houle courte pour de telles études.

Pour obtenir une modélisation correcte de la houle au pied de l'ouvrage, il est souvent nécessaire de modéliser une partie de la bathymétrie devant l'ouvrage, comprise entre les eaux relativement profondes et le pied de l'ouvrage côtier. Cette modélisation peut être effectuée avec un fond fixe. Dans des conditions de déferlement de la houle devant l'ouvrage, le fond devant l'ouvrage doit être modélisé précisément sur au moins une longueur d'onde à partir du pied de l'ouvrage et en direction du large. En conditions d'eau profonde un fond horizontal fixe est souvent considéré comme suffisant pour obtenir les conditions de houle adéquates au pied de l'ouvrage.

### Choix de l'échelle

L'ouvrage que l'on teste doit, de toute évidence, ressembler au prototype. L'échelle de réduction d'ouvrages côtiers se situe généralement entre 1/2 et 1/60<sup>ème</sup>. Néanmoins, ce n'est pas l'échelle de réduction qui détermine l'étendue des effets d'échelle, mais plutôt la hauteur de la houle et le diamètre des enrochements dans le modèle. On évalue généralement la stabilité des carapaces des ouvrages côtiers à l'aide de hauteurs significatives de la houle supérieures à  $H_s = 0.05$  m, avec une houle de dimensionnement de préférence supérieure à  $H_s = 0.1$  m. Des hauteurs de houle plus réduites induisent généralement des effets d'échelle indésirables. Aucune distorsion spatiale du modèle (échelles verticales et horizontales différentes) n'est autorisée puisque la stabilité des enrochements dépend directement de la pente du talus de l'ouvrage. C'est souvent l'espace disponible qui détermine la limite supérieure des échelles spatiales. La modélisation de la propagation de la houle, du large à la côte, nécessite un espace suffisant. Il faut respecter certaines règles de réduction pour modéliser les phénomènes physiques de façon adéquate. L'échelle de réduction des longueurs, notamment, est fixe du fait de ces contraintes, et l'échelle de réduction géométrique  $n_L$  se situe généralement dans une fourchette de 2 à 60. D'après la condition de Froude, à savoir que le nombre de Froude  $Fr = U/\sqrt{gh}$  du modèle doit être égal à celui du prototype, on détermine l'échelle de réduction du temps (voir la Section 5.3.1.) comme suit:  $n_T = \sqrt{n_L}$ . Cette relation est nécessaire pour comparer les périodes de houle du modèle et du prototype. Le paramètre de stabilité,  $H_s/(AD_n)$ , doit également présenter des valeurs identiques dans le modèle et dans le prototype. Cela permet d'obtenir l'échelle de réduction applicable à la masse  $M$  des blocs d'enrochement,  $n_M$ . L'Équation 5.247 présente la relation suivante:

$$n_M = \frac{M_p}{M_m} = n_L^3 \frac{\rho_{a,p}}{\rho_{a,m}} \left( \frac{\Delta_m}{\Delta_p} \right)^3 \quad (5.247)$$

où  $\rho_{a,m}$  et  $\rho_{a,p}$  sont les masses volumiques du bloc d'enrochement naturel ou préfabriqué du modèle et du prototype, respectivement, et  $\Delta_p$  et  $\Delta_m$  représentent les densités relatives déjaugées du bloc d'enrochement du prototype et du modèle, respectivement.

Il faut veiller à ce que la disposition des blocs de carapace (enrochement naturel ou artificiel) du modèle soit la plus représentative possible de la réalité/du chantier. Ce point est particulièrement important dans le cas de blocs artificiels imbriqués. Lors des essais sur une carapace, la structure du pied et la perméabilité du noyau doivent également être identiques à celles du prototype. Le matériau du noyau étant généralement relativement petit dans les essais à échelle réduite, l'écoulement dans le noyau du modèle risque de devenir un écoulement interstitiel laminaire tandis qu'il s'agit, dans la réalité, d'un écoulement interstitiel turbulent. Il faut ajuster le diamètre du matériau de noyau pour obtenir les gradients hydrauliques désirés à l'intérieur de l'ouvrage, notamment dans les cas où la transmission de la houle à travers le noyau est importante. On peut par exemple utiliser dans le modèle un matériau de noyau légèrement plus gros que celui qui a été calculé d'après l'échelle de réduction géométrique,  $n_L$ , ou choisir une granulométrie différente pour le matériau de noyau avec une teneur plus réduite en matériau de faible diamètre dans le modèle (p. ex. voir Hughes, 1993).

### Domage

Il existe plusieurs façons de mesurer le dommage. Le nombre de blocs d'enrochement artificiel ou naturel déplacés peut être obtenu visuellement, généralement à l'aide de techniques photographiques. Le pourcentage de blocs d'enrochement déplacés qui effectivement ont changé de place peut être déterminé par l'Équation 5.102 (voir la Section 5.2.1.2):  $N_{déplacé}/N_t \times 100\%$ , où  $N_t$  = nombre de blocs d'enrochement. Cette méthode est souvent plus facile si l'on peint des bandes colorées d'une certaine largeur (p. ex. de 2 à 4 fois supérieure à  $D_{n50}$ ) sur le modèle.

On peut également mesurer le profil du talus avant et après chaque essai. La différence détermine le niveau de dommage ( $S_d = A_e / D_{n50}^2$ , où  $A_e$  = zone érodée du talus, voir la Section 5.2.1.2).

La première méthode s'utilise généralement pour les blocs d'enrochement artificiel, tandis que les deux techniques peuvent être employées dans le cas des blocs d'enrochement naturel, avec toutefois une préférence pour la seconde. L'inconvénient de la première méthode est que la quantité totale de blocs est plus importante pour un talus long (eaux profondes ou crête élevée) que pour un talus court. À nombre égal de blocs déplacés, le talus long présente un niveau de dommage relativement faible par rapport au talus court, alors qu'en réalité le dommage autour du niveau de l'eau est identique dans les deux cas. Afin de minimiser cet effet, on évalue généralement le dommage dans une zone spécifique située autour du niveau de l'eau au repos. Un dommage de l'ordre de 5 % est souvent considéré comme acceptable pour les talus en enrochement naturel. Dans tous les cas, on considère généralement comme inacceptable une situation dans laquelle la couche filtre est exposée à l'action de la houle du fait de blocs d'enrochement déplacés.

Étant donné l'importance de la butée de pied de l'ouvrage comme support de la carapace, les dommages subis par la butée de pied font souvent partie intégrante des programmes d'essais. L'analyse de la butée de pied s'effectue généralement avec un niveau d'eau inférieur à celui de la carapace.

Outre le déplacement de blocs individuels, on observe également parfois un tassement et un balancement des blocs. Ces phénomènes peuvent également être analysés en photographiant le même endroit avant et après chaque essai, ce qui permet d'identifier les mouvements de blocs sans extraction de la carapace d'après les différences observées entre les deux clichés. Idéalement, cette méthode doit être complétée par des observations effectuées pendant les essais, étant donné que dans le cas de balancement de blocs, il n'est pas toujours possible d'identifier ces mouvements sur les clichés.

L'analyse de la résistance structurelle des blocs d'enrochement individuels ne peut être effectuée au moyen d'essais à échelle réduite, car la résistance du béton, qui n'est pas ramenée à l'échelle, est bien supérieure à la réalité. Cela signifie que les blocs déplacés ou présentant un balancement peuvent se briser dans la réalité, alors qu'ils restent intacts dans le modèle. La résistance des blocs d'enrochement artificiel, en particulier des blocs imbriqués, doit être analysée suivant des méthodes autres que les modèles à échelle réduite. Les blocs artificiels se balançant ou déplacés dans un modèle réduit indiquent néanmoins que la résistance structurelle des blocs individuels nécessite une attention particulière.

### Instruments de mesure

Lors des essais effectués sur les digues en enrochement, on mesure au minimum la hauteur de la houle incidente au pied de l'ouvrage (niveau de la surface de l'eau) ainsi que la quantité de blocs d'enrochement qui ont bougé. Ces deux aspects représentent l'action et le dommage subis par l'ouvrage, respectivement. La quantité d'enrochements déplacés est souvent mise en évidence en colorant les blocs d'enrochement de façon à ce qu'ils forment des bandes de couleur spécifique, ce qui permet d'identifier facilement tout mouvement de blocs. La largeur des bandes colorées a une incidence sur le nombre d'éléments détectés, certains mouvements d'enrochements risquant de passer inaperçus si on utilise de larges bandes. On utilise généralement des bandes d'une largeur allant de 2 à 4 éléments.

On dispose de nombreuses techniques pour mesurer les paramètres nécessaires. La hauteur de houle peut être mesurée à l'aide de sondes qui fonctionnent par ondes sonores ou électromagnétiques, de résistance électrique entre deux fils parallèles, de la pression de fond, etc. Il est parfois très difficile de mesurer les profils des talus des ouvrages. Il faut donc avoir recours à des logiciels de traçage de profil ou à des scanners laser. La pression peut être mesurée à l'aide de différents types de capteurs de pression (p. ex. sur les éléments en béton en crête des talus en enrochement). Les capteurs modernes, basés sur des principes piézo-électriques, peuvent être très petits. De très hautes fréquences de quelques kHz peuvent être mesurées. En outre, la totalité des forces subies par les ouvrages ou leurs éléments constitutifs peut être mesurée au moyen d'un portique.

### Analyse des mesures

Le signal de la houle doit être suffisamment long pour qu'une bonne estimation spectrale du signal soit possible (au moins plusieurs centaines de périodes de houle, de préférence plusieurs milliers). Normalement la durée des essais (plus de 1000 vagues) suffit à fournir des informations satisfaisantes pour caractériser le champ de houle (p. ex. hauteur de la houle  $H_s$  et période de la houle  $T_{m-1,0}$ , voir la Section 4.2.2). Les houles de consignes peuvent être à corriger suivant la réflexion de la houle sur l'ouvrage modélisé. Il existe des instruments de mesure de la distribution directionnelle de la houle servant à déterminer le spectre directionnel (et la distribution directionnelle) de la houle en bassins à houle.

Des essais effectués à plusieurs reprises dans des conditions de houle parfaitement identiques peuvent déboucher sur des résultats légèrement différents, ayant trait notamment à la mesure des débits de franchissement de la houle et/ou du nombre de blocs déplacés. Cela s'explique souvent par de faibles disparités observables au niveau de la carapace, étant donné que la position et l'orientation de chaque bloc ne peuvent être identiques d'un essai à l'autre. C'est également le cas dans la réalité. C'est la raison pour laquelle les résultats doivent être interprétés par des ingénieurs expérimentés en ouvrages côtiers, au fait des facteurs à l'origine de cette dispersion des résultats et capables de prendre en compte, lors du dimensionnement, les incertitudes relatives à ces aspects. De ce fait, l'équipe chargée de la modélisation physique et les concepteurs doivent tous prendre part aux essais effectués sur les modèles physiques et à l'analyse précédant l'étape finale de dimensionnement.

La stabilité du pied, c'est-à-dire du fond situé juste devant l'ouvrage, doit être évaluée à l'aide d'un modèle à fond mobile, étant donné que le matériau constitutif du fond présente généralement un diamètre bien inférieur à celui de l'enrochement (voir plus loin sous le titre « Modèles à fond mobile »).

#### 5.3.2.2 Ouvrages fluviaux et estuariens

Les principales actions exercées sur les ouvrages fluviaux sont généralement dues aux courants plutôt qu'à la houle. On applique généralement un courant uniforme représentant des conditions extrêmes telles qu'une marée de vive-eau ou une surcote. Les ouvrages modélisés sont par exemple les barrages mobiles, les piles de pont, les épis, les barrages anti-tempête ou les ouvrages de fermeture à différents stades de construction.

Les phénomènes fréquemment mesurés sont les suivants :

- réponse structurelle des ouvrages (p. ex. vibration d'une vanne de vidange) ;
- stabilité d'un fond ou d'une protection de talus (voir la Figure 5.120 à titre d'illustration) ;
- érosion d'un matériau de fond ;
- résistance (perte de charge) d'un ouvrage.

Bien des aspects relatifs à la modélisation physique des problèmes liés au courant sont comparables à ceux des ouvrages côtiers subissant les assauts de la houle. Les principales différences sont indiquées ci-dessous.

#### Choix de l'échelle

Dans les cas où le courant est fort, l'écoulement est toujours turbulent dans la réalité (prototype). C'est la raison pour laquelle le nombre de Reynolds,  $Re$  (-), doit être suffisamment élevé pour assurer la turbulence de l'écoulement dans le modèle, soit approximativement  $Re = Uh/\nu > 1000$ , où  $U$  est la vitesse du courant moyennée sur la profondeur (m/s),  $h$  est la hauteur d'eau (m) et  $\nu$  est la viscosité cinématique ( $m^2/s$ ). Le plus souvent, le fond est rugueux, donc le nombre de Reynolds des particules doit être lui aussi suffisamment élevé  $Re_* = u_* D/\nu > 100$ , où  $u_*$  représente la vitesse de cisaillement (m/s) et  $D$  désigne le *diamètre de rugosité* ou le diamètre caractéristique du matériau de fond (m). Lorsque les élévations de la surface libre sont importantes, c'est-à-dire

lorsque le nombre de Froude  $Fr = U / \sqrt{g h}$  est grand, celui-ci doit présenter la même valeur dans le modèle et dans le prototype. Si le nombre de Froude du prototype est inférieur à 0.2, par exemple (p. ex. surface libre plane), celui du modèle doit lui aussi être inférieur à 0.2. Pour représenter le profil vertical du courant, il faut que la rugosité (c'est-à-dire le nombre de Chézy, voir les Équations 4.131 à 4.133) présente la même valeur dans le modèle et dans le prototype. Il est généralement préférable d'éviter toute distorsion des modèles pour effectuer des analyses précises de l'écoulement.

Si la simulation d'un objet en condition d'écoulement très fort nécessite un profil logarithmique du courant bien défini (voir la Section 4.3.2.4 pour la description et la définition), il faut s'assurer que le canal n'est pas trop étroit. L'écoulement s'accompagne toujours de courants secondaires. Ceux-ci deviennent relativement faibles au centre des canaux d'une largeur environ 5 fois supérieure à la hauteur d'eau. Le fetch amont doit être au moins 40 fois supérieur à la hauteur d'eau pour que le profil logarithmique puisse se développer.



**Figure 5.120** Vue de dessus de l'installation utilisée pour évaluer la stabilité de la protection du fond du barrage anti-tempête de Maeslant, aux Pays-Bas (réalisation : WL | Delft Hydraulics pour le Maeslantkering et le Rijkswaterstaat)

### Mesures

À l'heure actuelle, on mesure généralement les vitesses d'écoulement à l'aide de techniques Doppler, qui reposent sur la réflexion d'ondes électromagnétiques ou sonores. Ces procédés permettent d'obtenir, à partir d'un volume de mesure d'environ  $1 \text{ cm}^3$ , deux ou trois composantes de la vitesse; ils utilisent une sonde qui entrave l'écoulement, ce qui implique que ces mesures ne peuvent être effectuées à proximité d'un mur ou d'une surface libre, mais également qu'il est impossible de réaliser des mesures avec des hautes fréquences. Ces données peuvent servir à déterminer la vitesse moyenne ainsi que le degré de turbulence.

Les mesures non-intrusives peuvent être effectuées à l'aide de techniques plus sophistiquées. La Vélocimétrie à Laser Doppler permet de réaliser des mesures très précises avec des hautes fréquences. Avec la Vélocimétrie par Imagerie de Particules, il est possible d'obtenir des champs d'écoulement entiers. Il peut s'agir de champs d'écoulement de surface, dans lesquels les traceurs sont appliqués à la surface de l'eau, ou de coupes du champ d'écoulement, dans lesquelles une illumination intense par nappe Laser permet de visualiser les particules de poussières dans l'écoulement.

Lorsqu'on mesure le dommage subi par un fond ou par une protection de talus, des bandes com-



posées d'enrochements colorés permettent, comme dans le cas des ouvrages côtiers, d'observer les déplacements des enrochements. Ces bandes sont souvent très larges (environ dix fois le diamètre, ou plus). Il ne faut pas oublier que plus elles sont larges, plus les mouvements du matériau du fond risquent de passer inaperçus.

### Modèles à fond mobile

L'étude des profondeurs d'affouillement nécessite parfois de recourir à un modèle à fond mobile. Il s'agit d'un modèle nécessitant des moyens humains importants et relativement difficiles à mettre en œuvre. Les modèles à fond mobile doivent avoir une durée de mise en œuvre relativement longue (p. ex. un ou plusieurs jours) pour laisser au fond le temps de s'adapter à l'écoulement. En outre, le choix de l'échelle de réduction des sédiments est une tâche complexe. Le **paramètre de mobilité**,  $\theta = u_*^2/(\Delta g D)$  où  $D$  = diamètre médian des grains, doit être le même dans le modèle et dans le prototype. Ceci est contraire à la similitude de Froude. C'est la raison pour laquelle les vitesses d'écoulement (et les variations des niveaux de la surface libre) devront être plus importantes dans le modèle que dans le prototype. Si seul un charriage de fond est observé, il est plus facile d'obtenir des résultats raisonnables qu'en présence supplémentaire de matériaux en suspension.

À cause des effets d'échelle, les essais réalisés sur des modèles à fond mobile ne permettent généralement pas d'obtenir de bons résultats quantitatifs. Néanmoins, la turbulence y est souvent mieux modélisée que dans un modèle numérique. C'est la raison pour laquelle ces modèles à fond mobile peuvent s'utiliser dans le cadre d'études comparatives, par exemple, pour déterminer quelle configuration permettra d'obtenir la profondeur d'affouillement la plus réduite possible.

## 5.3.3 Modélisation numérique

Les techniques de modélisation de la houle, de l'interaction entre la houle et les ouvrages, des courants et des niveaux d'eau sont traitées séparément dans les sous-sections suivantes.

### 5.3.3.1 Ouvrages côtiers

Il convient tout d'abord de noter que, pour être utile, tout exercice visant à évaluer les caractéristiques de la houle en vue d'un dimensionnement doit être précédé d'un ajustement adéquat du **niveau d'eau** associé (voir les Sections 4.2.2 et 4.2.5) et éventuellement des **courants marins** (voir la Section 4.2.3).

Il faut ensuite distinguer deux grands types de modélisation de la houle : les modèles à **phases moyennées** et les modèles **avec résolution de phases**, qui font l'objet d'une brève description à la Section 4.2.4.10.

Les paragraphes suivants mettent en évidence deux problèmes de natures différentes : la modélisation de la transformation de la houle du large au pied de l'ouvrage, et la modélisation des interactions entre la houle et l'ouvrage.

#### Modélisation numérique de la propagation de la houle du large au pied de l'ouvrage

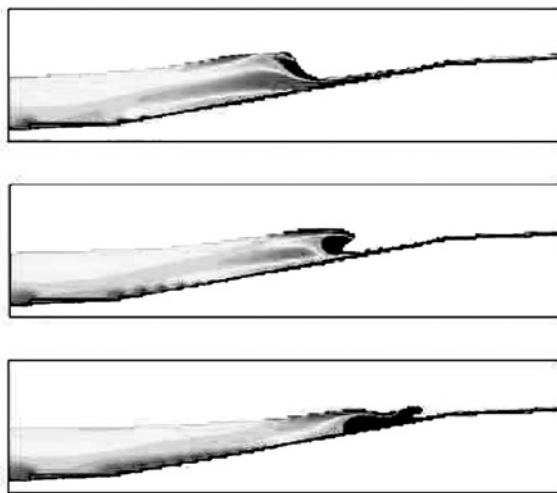
Pour modéliser la **transformation de la houle** du large jusqu'au pied de l'ouvrage (zones littorales et estran), on peut avoir recours soit aux modèles à **phases moyennées**, soit aux modèles **avec résolution de phases**, en fonction de l'étendue de la zone étudiée, du type de résultats que l'on pense obtenir, etc.

#### Modélisation numérique de l'action de la houle sur et dans l'ouvrage

**Seuls les modèles avec résolution de phases** peuvent être utilisés pour modéliser les interactions entre la houle et l'ouvrage (run-up et run-down des vagues sur une digue, déferlement sur le talus en enrochement, franchissement, calcul du débit et de la pression à l'intérieur de la carapace, des sous-couches et du noyau, etc.).

Depuis le début des années 1990 et jusqu'à la rédaction du présent guide, des progrès considérables ont été observés dans le domaine des modèles numériques utilisés pour représenter les interactions entre la houle et les ouvrages maritimes, bien que la plupart de ces modèles restent des modèles de recherche, uniquement applicables aux cas bidimensionnels dans le plan vertical (2DV). De récentes publications dans le domaine de la R&D ont favorisé l'émergence de plusieurs approches de modélisation ; pour une typologie détaillée, voir notamment Losada (2001) :

- **les modèles basés sur des équations moyennées sur la profondeur** : ces modèles permettent de résoudre les équations non-linéaires en eaux peu profondes ou les équations étendues de type Boussinesq sur un maillage de calcul fixe. Le mécanisme de déferlement ne peut être résolu par ce type d'équations intégrées sur la profondeur, mais les principaux effets du déferlement de la houle peuvent être inclus à l'aide de termes supplémentaires appropriés ayant trait à la dissipation de l'énergie. Ces modèles peuvent servir à représenter le run-up de la houle sur les talus et à obtenir une estimation des taux de franchissement. L'écoulement à l'intérieur de la digue perméable peut également être calculé à l'aide d'équations modifiées tenant compte de la porosité du milieu (p. ex. voir Van Gent (1994) ou Cruz *et al.* (1997)) ;
- **les modèles basés sur les équations non-hydrostatiques d'Euler ou de Navier-Stokes** : les publications spécialisées proposent deux principales méthodes de réalisation de cette approche. La première consiste à résoudre les équations relatives à l'étendue d'eau étudiée, en prenant pour hypothèse que la surface libre peut être décrite au moyen d'une fonction à valeur unique des coordonnées horizontales. Comme les modèles moyennés sur la profondeur, ceux-ci ne permettent pas de représenter la houle en phase de pré-déferlement, mais il est possible d'inclure les effets du phénomène de déferlement. Les modèles basés sur les équations non-hydrostatiques apportent quelques améliorations à la résolution de la dépendance verticale de l'écoulement par rapport aux modèles moyennés sur la profondeur, mais au prix d'un accroissement de la durée de calcul nécessaire. La seconde approche consiste à travailler sur un maillage de calcul (généralement) fixe couvrant à la fois l'étendue d'eau et une couche d'air située au-dessus de la surface de l'eau. Les équations relatives au mouvement de l'eau sont résolues. Dans chaque cellule du maillage, on utilise une variable, appelée *volume de fluide* (Volume of fluid, VOF), qui décrit la quantité d'eau. On résout une équation de transport pour faire en sorte que le VOF se déplace avec l'écoulement. Combinée à des procédés de traçage de la surface libre, cette technique permet une modélisation précise des phénomènes de pré-déferlement et de déferlement de la houle, y compris certaines formes d'entraînement d'air, d'éclaboussures, etc. (Lin et Liu, 1999). Il est également possible de modéliser les jets et les lames d'eau franchissant (séparés du plan d'eau principal). On peut citer parmi les modèles de type VOF : SKYLLA (Van Gent *et al.*, 1994, Van Gent, 1995), VOFbreak (Troch et de Rouck, 1999) et COBRAS (Liu *et al.*, 2000). La Figure 5.121 montre un exemple d'application de ce type de modèle ;



**Figure 5.121**

Déferlement de houle sur un talus, calculé à l'aide de SKYLLA  
(d'après Doorn et Van Gent, 2004).

- **les modèles basés sur une approche lagrangienne** : ces modèles sont eux aussi capables de résoudre les équations d'Euler ou de Navier-Stokes, mais dans un contexte purement lagrangien. L'étendue d'eau est représentée comme un ensemble de particules, et les équations sont exprimées sous la forme de forces d'interaction entre ces particules. Il n'est pas nécessaire



d'utiliser un maillage de calcul. Cette technique est appelée *Smoothed Particle Hydrodynamics* (SPH). Comme le procédé VOF, la méthode SPH permet de modéliser des situations très complexes (jets, déferlement de houle, franchissement, etc.). La communauté scientifique manifeste un intérêt grandissant pour ce procédé, et il existe à présent des applications consacrées aux interactions entre la houle et les ouvrages; voir p. ex. Hayashi *et al.* (2001), Monaghan *et al.* (2003) et Gotoh *et al.* (2004). La plupart de ces modèles sont encore à l'étude. Au moment de la rédaction de ce guide, ils doivent être considérés comme un complément aux essais effectués sur des modèles physiques, plutôt que comme une solution alternative.

#### Autres modèles numériques

Lorsqu'un phénomène est trop complexe pour être schématisé sous la forme d'un système d'équations utilisables, susceptibles d'être formulées et résolues, on dispose d'alternatives pratiques telles qu'un modèle empirico-numérique ou un modèle à réseau neuronal basé sur des données empiriques. Les modèles empirico-numériques sont conçus autour d'une ou plusieurs formule(s) empirique(s) établissant un lien entre les paramètres d'entrée connus et le paramètre de dimensionnement désiré. Les modèles à réseau neuronal reposent sur une interpolation sophistiquée au sein des données sur lesquelles ils se fondent. Cet ensemble doit être utilisé avec précaution pour éviter une extrapolation excessive au-delà du domaine de validité des données sur lesquelles se fonde le réseau neuronal, tandis que la qualité des résultats obtenus dépend largement de celle des données de départ (p. ex. voir Mase *et al.* (1995), Van Gent et Van den Boogaard (1999) ou Pozueta *et al.* (2005) pour connaître certaines applications de cette technique dans le domaine du génie côtier).

Si l'on applique les formules à un intervalle de valeurs d'entrée, ces modèles peuvent constituer un substitut pratique aux modèles mathématiques classiques. Un exemple est le modèle BREAK-WAT, basé sur les formules empiriques relatives à la stabilité statique et dynamique des enrochements subissant l'action de la houle (Section 5.2.2.6).

#### 5.3.3.2 Ouvrages fluviaux et estuariens

Deux principaux types de modèles numériques peuvent être utilisés lors du dimensionnement des ouvrages en enrochement. Les modèles à grande échelle peuvent permettre d'obtenir les valeurs moyennes d'écoulement (p. ex. vitesse moyenne d'écoulement  $U$  et hauteur d'eau  $h$ ) sur une couche d'enrochement, par exemple dans la passe de fermeture d'un estuaire, ou entre deux culées de pont. Généralement, dans ces modèles, une dimension spatiale au moins n'est pas résolue (modèles 2D ou 1D). L'écoulement observé à proximité directe des ouvrages est très complexe, et il peut être nécessaire d'utiliser des modèles 3D précis si l'on ne dispose d'aucune formule empirique exacte. À l'heure actuelle, on préfère encore avoir recours aux essais réalisés sur modèles physiques. La modélisation numérique présente néanmoins certains avantages :

- les valeurs calculées sont connues d'un bout à l'autre du domaine de calcul;
- le coût induit par les calculs est généralement plus faible que celui des essais sur modèles physiques.

Ainsi, avec l'accroissement des capacités de calcul et les progrès des techniques numériques, il est désormais plus facile de calculer ces écoulements complexes. La fin de cette section décrit brièvement certains procédés de pointe utilisables pour le calcul de ces écoulements complexes.

Selon le type de modèle utilisé (1D, 2D ou 3D), les résultats obtenus par modélisation numérique de l'écoulement sont généralement les suivants :

- débits,  $Q$  ( $m^3/s$ ) ou  $q$  ( $m^2/s$ );
- vitesse d'écoulement moyennée sur la profondeur,  $U$  (m/s), ou locale,  $u$  (m/s);
- hauteurs d'eau,  $h$  (m);
- contrainte de cisaillement (au niveau du fond),  $\tau$  ( $kN/m^2$ );
- composantes variables de la vitesse en régime turbulent,  $u'$  (m/s).

Les besoins du concepteur dépendront de l'application. Ainsi, à titre de valeurs d'entrée d'une formule empirique relative à l'affouillement observé au niveau d'une pile de pont circulaire sur un fond plat (Section 5.2.3), seules les valeurs  $U$  et  $h$  sont nécessaires, alors que l'étude de la stabilité des enrochements derrière le musoir d'un épi (Sections 5.2.1 et 5.2.3) peut également nécessiter une évaluation de  $u'$  et de la variation de  $u$  sur la hauteur (Section 4.3.2.5). En outre, il est souvent essentiel de connaître la vitesse et la hauteur d'eau pendant la phase de construction des ouvrages en enrochement (conditions de travail, détermination de l'endroit où les blocs déversés atteignent le fond).

### Modélisation à grande échelle

On peut utiliser des modèles numériques couvrant de vastes étendues pour obtenir les conditions générales d'écoulement ( $U$  et  $h$ ) à proximité des ouvrages en enrochement. Les conditions aux limites éloignées du site de construction sont généralement les mêmes avant et après la construction d'un ouvrage; c'est pourquoi un modèle calibré sur la situation d'écoulement avant la construction peut permettre de savoir ce que deviendra l'écoulement près de l'ouvrage une fois la construction achevée. Les différences entre les modèles numériques appliqués aux rivières et ceux conçus pour les estuaires sont en principe limitées. À titre d'exemple, on peut citer le mode de détermination du mouvement des marées pendant les différents stades de construction des ouvrages de fermeture dans un estuaire; voir la Figure 4.18 à la Section 4.2.3.3 et la Section 7.2.2. L'ordre présenté ci-dessous explique la façon dont il faut considérer un problème donné. Il convient tout d'abord de déterminer s'il est possible de répondre à la question à l'aide d'un modèle simple (0D ou 1D). Le recours à des modèles plus sophistiqués et nécessitant davantage de temps (modèles 2D ou 3D) est à envisager uniquement si le modèle simple ne permet pas d'obtenir une réponse suffisamment précise. Tous les modèles mentionnés dans cette section utilisent un modèle de turbulence qui permet de calculer l'écoulement moyen sans résoudre les variations de l'écoulement dues à la turbulence. Le modèle de turbulence permet toutefois d'obtenir une estimation de l'intensité de la turbulence.

La modélisation effectuée en vue du dimensionnement des ouvrages de fermeture destinés à un estuaire nécessite d'intégrer, à titre de conditions aux limites préliminaires, l'influence de la marée sur la hauteur d'eau ainsi que le climat de houle. Il est désormais possible de modéliser numériquement le système de fermeture d'un estuaire avec les modèles suivants (ou une combinaison des modèles):

- modèle de conservation de la masse (0D), voir la Section 4.2.3.3;
- modèle en réseau (1D);
- modèle 2D;
- modèle 3D.

Les **modèles de conservation de la masse** sont les plus simples; ils sont basés sur la résolution du mouvement à l'entrée de l'estuaire (embouchure), sans tenir compte des termes d'inertie et en prenant pour hypothèse que la surface de l'eau dans l'estuaire est horizontale. Ce type de modèle ne s'applique qu'aux estuaires courts (par rapport à la longueur d'onde). Les conditions aux limites sont la marée en mer, la surface de l'estuaire (qui dépend du niveau de l'eau), ainsi qu'une estimation du coefficient de débit. Les principaux résultats obtenus sont la courbe des marées (hauteur d'eau) dans l'estuaire et la courbe de débit à l'embouchure (voir la Section 4.2.3.3).

Le champ d'application des **modèles en réseau** n'est, quant à lui, pas limité aux estuaires courts, et comprend également les rivières (à marées). Les voies d'eau sont schématisées sous la forme d'un réseau de biefs (représentant les tronçons qui conduisent l'écoulement) et de hauts-fonds ou bancs et de plaines d'inondation qui sont traités comme des zones de stockage. Ces modèles reproduisent également les ondes de marée, ainsi que les réflexions, ce qui permet d'obtenir les courbes de niveau  $h$  et de débit  $Q$  des différents tronçons (voies d'eau, hauts-fonds/plaines d'inondation). SOBEK et WAQUA sont des exemples de ces modèles 1D de l'écoulement en rivière et en estuaire. Les modèles 1D peuvent être utilisés pour les zones d'une longueur supérieure ou égale à 1 km (mesurant jusqu'à 1 000 km). La taille de maille est généralement de 100 m

ou plus. Ces modèles ne s'appliquent qu'aux estuaires dans lesquels la dilution de l'eau de mer dans l'eau douce est homogène (voir la Section 4.2.3.3), bien que l'on admette parfois des différences de densité longitudinale.

Les situations caractérisées par des conditions d'écoulement complexes (non-uniformes) nécessitent absolument l'usage d'un modèle 2D ou 3D précis. Bien souvent néanmoins, le concepteur devra faire appel au jugement de l'ingénieur pour interpréter les résultats d'un modèle 1D. Il pourra, notamment, réaliser une estimation du coefficient de débit de la passe de fermeture aux différents stades de construction d'un barrage de fermeture (voir les Sections 5.1.2.3 et 7.2.2).

Il faut avoir recours aux modèles 2D dans les cas où il est nécessaire d'inclure les distributions verticales ou horizontales des niveaux d'eau, la structure et/ou la direction du courant. Il s'agit soit de modèles 2DV (calcul du plan vertical dans le sens du courant, en règle générale) soit de modèles 2DH (plan horizontal). Dans un **modèle 2DH**, la surface d'un estuaire, par exemple, est divisée en un certain nombre de mailles qui, ensemble, couvrent la géométrie globale. Il peut s'agir d'un maillage orthogonal (présence éventuelle de mailles tronquées au niveau des limites), curvilinéaire ou non-structuré. Le modèle permet d'obtenir les hauteurs d'eau et les vecteurs de vitesse moyennée sur la profondeur pour les différentes mailles. La taille de maille des modèles 2DH est déterminée dans une large mesure par les variations géométriques de l'étendue d'eau étudiée. On peut utiliser, dans ces modèles, des tailles de maille relativement grandes (400 m pour les mers côtières, p. ex.). Il convient néanmoins, pour les autres applications (à proximité d'une passe de fermeture, p. ex.), que la taille des mailles soit comprise entre 1 et 10 m.

Les **modèles 2DV** s'utilisent lorsque les principales variations se produisent dans le plan vertical (écoulement au-dessus d'une tranchée ou d'une carapace de conduite, p. ex.). Si le nombre de Froude est bas, la surface de l'eau peut parfois être fixe (hypothèse du « rigid lid »). La résolution spatiale horizontale doit être de l'ordre de la hauteur d'eau.

Il est nécessaire d'utiliser des **modèles 3D** en présence de gradients de vitesse (ou autres) 3D élevés et de variations directionnelles, observés dans les deux plans d'écoulement, et qui doivent être résolus. Pour minimiser la durée de calcul nécessaire, on suppose généralement que la distribution de pression est hydrostatique (c'est le cas dans les progiciels Delft3D et MIKE 3, notamment). Cela signifie que les accélérations verticales sont, par convention, négligeables. Ces modèles sont donc toujours incapables de résoudre de très fortes variations géométriques, puisque les accélérations verticales auront un rôle à jouer. Les distributions de salinité ou les ralentissements de l'écoulement seront néanmoins résolus. On utilise généralement entre 10 et 50 couches verticales environ, ce qui signifie que la largeur des mailles 3D est d'ordinaire bien supérieure à la hauteur.

### Conditions aux limites

Les limites relatives au débit entrant et sortant d'un modèle sont déterminées d'après la géométrie horizontale. Ces conditions doivent être établies à une distance suffisante de la zone étudiée (barrage de fermeture, aménagement fluvial, etc.) afin de réduire l'influence éventuelle des inexactitudes inhérentes aux conditions aux limites sur les conditions hydrauliques à proximité de la zone étudiée. Cette influence a trait aux aspects suivants :

- incohérences dans les conditions aux limites, dues à des inexactitudes relatives aux données *in situ* ;
- erreurs d'interpolation liées à l'insuffisance des données *in situ* ;
- réflexions parasites au niveau des frontières.

Le premier point fait notamment référence à des composantes de l'écoulement importantes (non-conformes à la réalité) induites au niveau des limites par des écarts (p. ex. de l'ordre de  $10^{-2}$  m) entre des niveaux d'eau voisins liés à l'imprécision des relevés effectués. Les limites doivent donc être suffisamment éloignées de la zone étudiée pour que ces composantes de l'écoulement deviennent minimales (p. ex. sous l'effet de la dissipation présente dans le système). Les modèles emboîtés (Section 4.3.5) permettent d'éviter les incohérences au niveau des conditions aux limites. Pour des frontières forcées par la marée, les conditions aux limites peuvent être données en termes de composantes harmoniques (p. ex.  $O_1$  ou  $M_2$ , voir la Section 4.2.2).

### Modélisation des courants à proximité des ouvrages

Les modèles mentionnés ci-dessus permettent de réaliser une estimation du courant moyenné sur la profondeur près d'un ouvrage. Néanmoins, la structure de l'écoulement peut devenir très complexe à proximité immédiate d'un ouvrage (c.-à-d. au niveau de la protection du fond ou des berges). Il se produit des mouvements en spirale et des accélérations, la turbulence n'est pas en équilibre, et la surface libre ainsi que la géométrie peuvent présenter des gradients élevés. C'est la raison pour laquelle on utilise encore souvent des règles de dimensionnement empiriques pour l'évaluation finale de la stabilité des couches de protection en enrochement (p. ex. facteurs  $k_t$  et  $k_h$  de la formule de Pilarczyk, voir la Section 5.2.3.1). Il est bien souvent impossible de déterminer avec précision l'action de l'écoulement. Il faut donc calculer avec précision l'écoulement près des ouvrages en vue du dimensionnement des fonds ou des talus en enrochement. En matière d'écoulement à surface libre à proximité des ouvrages, les accélérations verticales et la turbulence jouent un rôle majeur. Il faut pour cela résoudre l'intégralité des équations 3D sans l'hypothèse de la pression hydrostatique, ce qui nécessite des outils de calcul sophistiqués. Il faut également faire un autre choix fondamental: déterminer si la turbulence est modélisée et l'écoulement moyen calculé (p. ex. à l'aide d'un modèle  $k-\Sigma$ ), ou si la turbulence est (partiellement) résolue, ce qui fait l'objet des paragraphes suivants.

### Modèles à turbulence moyennée

À l'heure actuelle, les modèles totalement 3D sans hypothèses de pression hydrostatique sont encore peu utilisés dans la pratique du génie civil, bien qu'ils se répandent à mesure que les capacités de calcul augmentent. Des progiciels capables de résoudre l'écoulement et de modéliser la turbulence en 3D ont été développés pour des applications industrielles, principalement pour des situations d'écoulement confiné sans surface libre. CFX, PHOENIX et FLUENT en sont des exemples. Calibrés correctement, les modèles présentent une ressemblance satisfaisante avec l'écoulement moyen et fournissent une estimation de l'énergie cinétique de la turbulence. Ces progiciels proposent une option de surface libre qui peut devenir instable.

Ces progiciels permettent d'obtenir une estimation raisonnable de la contrainte de cisaillement des écoulements en accélération. La stabilité des enrochements situés dans ces zones peut être évaluée à l'aide du critère de Shields. Il est plus difficile en revanche d'étudier les endroits caractérisés par un ralentissement de l'écoulement (dans lesquels sont souvent observés les dommages les plus sévères). Les caractéristiques de la turbulence, tout d'abord (généralement représentées par son énergie cinétique), ne sont pas toujours très bien calculées. En outre, même si ces calculs sont corrects, un problème se pose, à savoir qu'il existe très peu d'outils permettant de traduire les données 3D relatives à la turbulence en une estimation de la stabilité du matériau (de protection) du fond. À cet effet, quelques modèles ont été élaborés récemment pour convertir l'écoulement moyen et l'intensité de la turbulence, obtenus à partir des calculs 3D, en une mesure de l'action de l'écoulement sur le fond (par ordre croissant de sophistication: Hoffmans et Akkerman (1999); Jongeling *et al.* (2003); Hofland (2005)). Ces modèles peuvent servir à prédire les dommages subis d'après un calcul de l'écoulement en 3D. Bien que ces outils soient prometteurs, ils ne doivent pas être utilisés lors du dimensionnement final. Néanmoins ils peuvent déjà permettre, par exemple, de mieux comprendre la forme des dommages des protections du fond ou du talus ayant fait l'objet d'une étude préliminaire.

### Simulation des grandes échelles

La simulation des grandes échelles (Large Eddy Simulation - LES) permet de résoudre la turbulence à grande échelle dans le temps et dans les trois dimensions spatiales. On peut donc obtenir les caractéristiques de la turbulence (et de l'écoulement moyen) avec un degré de précision accru, au prix de durées de calcul encore plus longues et d'une réduction des domaines. À l'heure actuelle, la LES s'utilise principalement dans le cadre de la recherche. Il est généralement impossible d'appliquer cette technique aux situations réelles en raison de la complexité de la géométrie des applications existantes. Cela pourrait néanmoins être amené à changer dans un futur proche, du fait de l'augmentation des vitesses de calcul.

Dans certains écoulements (peu profonds), de grands tourbillons plats se détachent des obstacles (p. ex. épis et digues). Ce phénomène joue parfois un rôle essentiel dans le développement de l'écoulement moyen et de la turbulence. Il est alors possible de recourir à une combinaison entre un modèle 2DH et un modèle de LES 3D : la LES horizontale (« HLES »). Ce type de modélisation ne résout que la turbulence en 2D horizontal avec des échelles de longueur supérieures à la hauteur d'eau. Pour les variations sur la hauteur, on prend pour hypothèse un profil de vitesse logarithmique. Ces modèles sont déjà employés dans certaines applications de génie civil (p. ex. Delft3D). Les calculs peuvent être effectués pour des domaines de la taille de deux champs d'épis.

## 5.4 CONCEPTION GÉOTECHNIQUE

L'étude et l'évaluation géotechniques des ouvrages hydrauliques comprennent deux volets :

- **les reconnaissances géotechniques** permettant d'obtenir un modèle géotechnique de l'ouvrage et de sa zone d'influence (voir la Section 4.4), auxquelles s'ajoute une analyse des matériaux de construction, notamment des enrochements, afin de disposer d'informations sur les propriétés des matériaux, qui seront utilisés comme carapace, noyau, etc. dans les ouvrages hydrauliques (voir le Chapitre 3);
- **la conception géotechnique** de l'ouvrage, qui recouvre à la fois l'étude préliminaire, le dimensionnement et la conception finale, ainsi que des procédures de validation établies d'après le modèle géotechnique et les propriétés de l'enrochement utilisé.

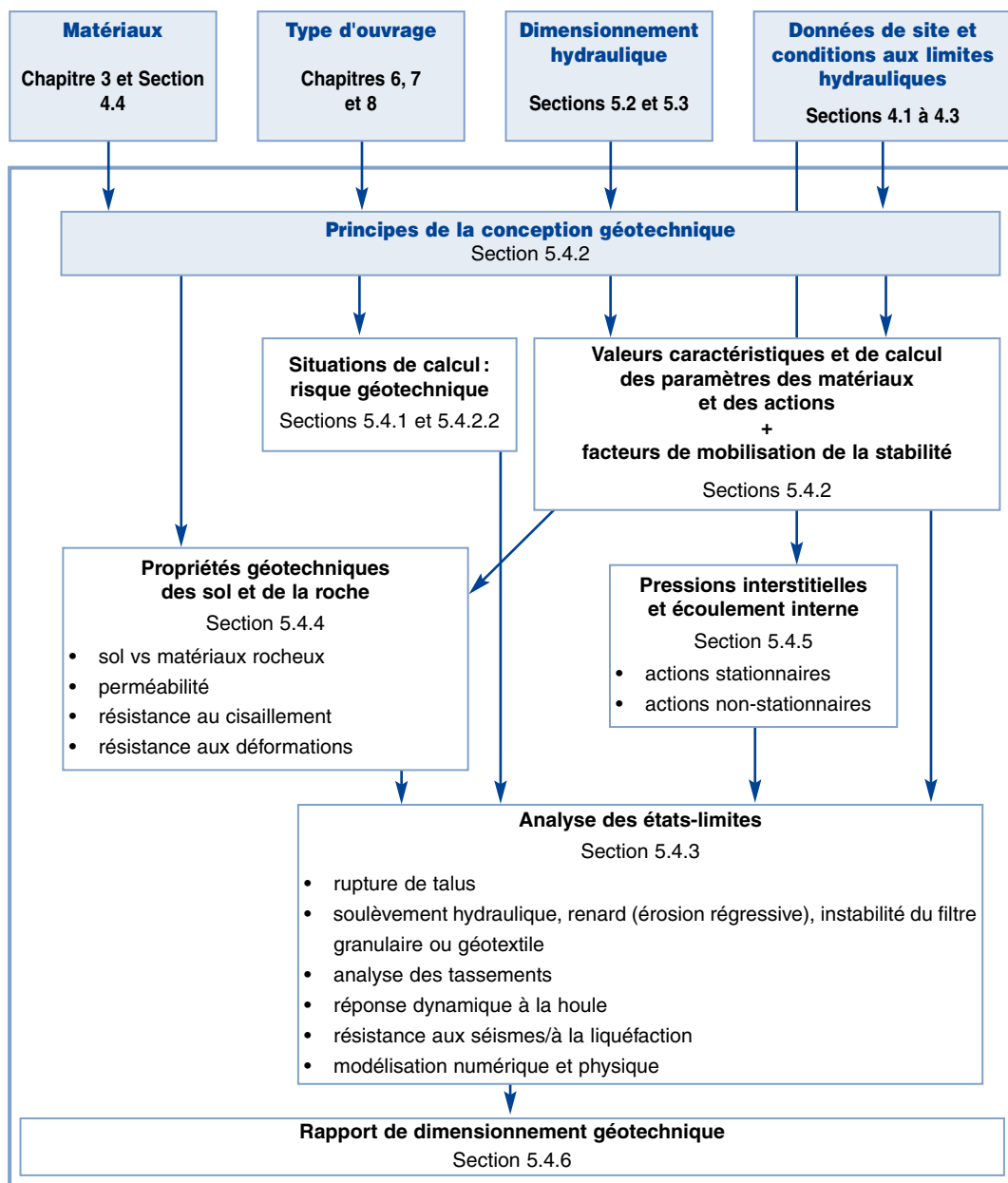
Cette section est consacrée à la conception des ouvrages hydrauliques comportant des enrochements. Le lecteur pourra, s'il souhaite accéder aux principales données de base, se reporter à certains ouvrages pédagogiques tels que *Soil mechanics* (La mécanique des sols) (Craig, 2004); *A guide to soil mechanics* (Mieux comprendre la mécanique des sols) (Bolton, 1979); *Soil mechanics in engineering practice* (La mécanique des sols dans la pratique du génie civil) (Terzaghi et al., 1996).

Les ouvrages hydrauliques présentant une partie spécifique en béton ou en acier (p. ex. mur de couronnement en béton) nécessitent également d'effectuer des études géotechniques, hydrauliques et structurelles. Cette section n'aborde que le volet géotechnique. Des données géotechniques pertinentes doivent être utilisées lors des analyses hydrauliques et structurelles.

**NOTE:** cette section repose sur les recommandations formulées dans les Eurocodes. Dans le cas des projets élaborés dans des régions situées hors de l'Europe, il sera nécessaire de se référer aux normes et aux prescriptions nationales. Par ailleurs, même au sein de l'Union européenne, les recommandations données dans les Eurocodes doivent être complétées par les normes nationales, lorsque celles-ci s'appliquent.

Les études géotechniques sont nécessaires pour éviter la rupture ou les déformations excessives de l'ouvrage ou de ses fondations. La conception géotechnique doit être effectuée par des ingénieurs qualifiés et expérimentés. La Section 5.4.1 énumère les risques géotechniques à prendre en compte. La Section 5.4.2 présente les principes de la conception géotechnique. La Section 5.4.3 analyse les états-limites ultimes et les états-limites de service, qui doivent être étudiés lors de la conception des ouvrages hydrauliques. Les méthodes d'analyse et de calcul de la stabilité et du tassement en présence d'actions statiques et sismiques sont ensuite passées en revue, de même que les conditions liées à la maîtrise de l'érosion et au dimensionnement du filtre. La Section 5.4.4 est consacrée aux propriétés géotechniques des sols, des enrochements et des remblais, utilisées lors de la conception. Les spécificités de la réponse en termes de pressions interstitielles aux actions hydrauliques font l'objet de la Section 5.4.5. Les informations qui doivent être archivées à l'issue du processus de conception géotechnique sont énumérées à la Section 5.4.6.

La Figure 5.122 illustre l'ensemble des aspects géotechniques traités dans cette section, et fait également apparaître l'interdépendance entre ces différents aspects. En outre, les liens existants entre la présente section et d'autres sections de ce guide sont indiqués dans le logigramme de la Figure 5.122.



**Figure 5.122** Aspects de la conception géotechnique

### 5.4.1 Risques géotechniques

Mal conçus, les ouvrages hydrauliques peuvent subir des ruptures, des tassements excessifs ou une érosion induite par l'écoulement ou la houle. Ces phénomènes sont parfois dus à la résistance insuffisante du sol ou de l'ouvrage en enrochement, à leur déformabilité, à de mauvaises conditions de circulation interne de l'eau ou encore à des actions extérieures agressives.

Les différents types d'ouvrages présentés dans ce guide sont soumis à des actions de natures diverses, et seront donc confrontés à des problèmes spécifiques. Les risques géotechniques peuvent néanmoins être résumés comme suit pour tous les types d'ouvrages :

- rupture par manque de capacité portante du sol;
- instabilité du talus en enrochement;
- tassement différentiel ou généralisé excessif;
- rupture du talus induite par les actions hydrauliques (houle, courant, différence de charge et gravité);



- érosion des particules fines induite par l'action hydraulique dans le cas d'un fonctionnement insuffisant du filtre, ce qui risque d'entraîner une rupture du talus (grand glissement) ou le tassement de celui-ci;
- rupture du talus des fosses d'affouillement et des ouvrages adjacents;
- liquéfaction du sous-sol induite par la houle;
- tassement différentiel se produisant sous l'effet du poids propre et lié à la compression du remblai et du sous-sol;
- liquéfaction du sous-sol d'origine sismique;
- tassement d'origine sismique.

Les ouvrages maritimes et côtiers (digues portuaires, protections de haut de plage, brise-lames, revêtements, épis) peuvent subir des ruptures en cours de construction (ou même en service), notamment sur des sols vaseux et mous caractérisés par une faible capacité portante, ou des tassements généralisés, localisés ou différentiels excessifs. Il faut donc procéder, lors de la conception, aux vérifications suivantes :

- analyse de la stabilité du sol sur lequel reposent les fondations et de l'ouvrage aux différentes phases de la construction, en tenant compte des mécanismes de rupture connus (rupture par dépassement de la capacité portante et rupture le long d'une surface de glissement);
- analyse de la stabilité de l'ouvrage achevé en conditions de tempête et de séisme extrêmes;
- analyses du tassement général et différentiel, à la fois durant la phase de construction et sur le long terme;
- vérification de la stabilité hydraulique de l'ouvrage, notamment de la stabilité du filtre, de l'érosion interne et du renard (ou érosion régressive), de l'effet des sous-pressions et de l'effet de la poussée d'Archimède.

Le tassement estimé devra être compensé par une augmentation de la hauteur de l'ouvrage.

Ces vérifications doivent également être effectuées pour tous types d'ouvrages de fermeture et de barrages-réservoirs, ainsi que pour les ouvrages des voies navigables intérieures, tels que les digues contre les crues, notamment.

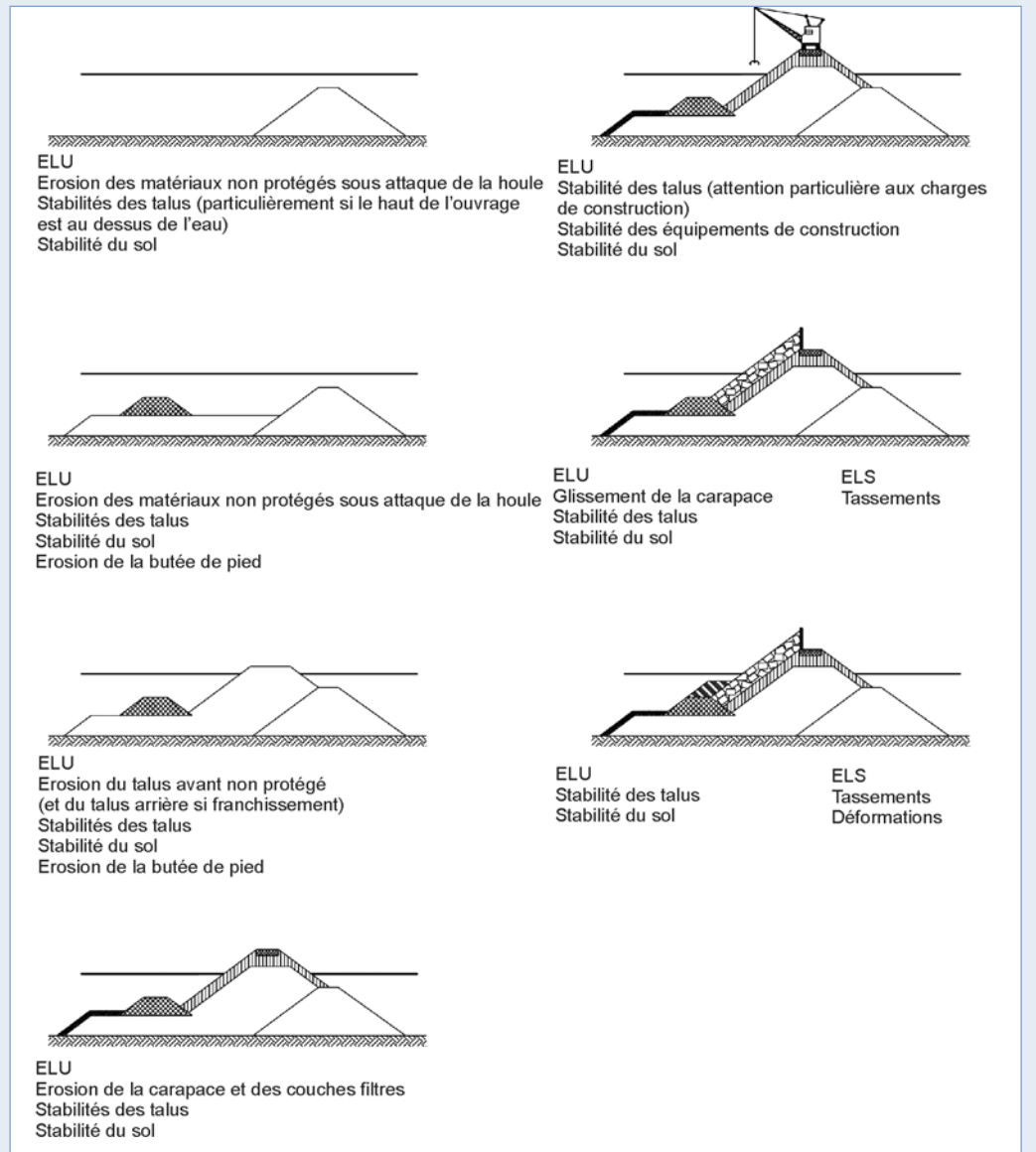
Les protections de berges faites d'enrochement naturel ou de gabions peuvent présenter des déformations excessives, des instabilités locales, des tassements différentiels, une rupture par manque de capacité portante, des ruptures par glissement du talus, un glissement plan sur la base (Degoutte et Royet, 1999; Royet *et al.*, 1992). Elles doivent donc être conçues avec soin, selon les formules de stabilité et les méthodes de calcul du tassement applicables.

La situation finale de l'ouvrage n'est pas nécessairement la plus critique, et il faut prêter une attention particulière à l'identification et à la description de l'ensemble des situations critiques, susceptibles de survenir au cours des travaux de construction décrits à l'Encadré 5.29. L'analyse des situations transitoires de l'ouvrage s'inscrit pleinement dans la procédure de conception géotechnique standard.



**Encadré 5.29** Exemples des états-limites à étudier à chaque stade de la construction d'une digue portuaire

La Figure 5.123 présente les phases successives de la construction d'une digue portuaire en enrochement (les quatre premières apparaissent dans la colonne de gauche, et les trois dernières dans la colonne de droite), chacune étant accompagnée des situations critiques caractéristiques en termes de risques géotechniques – il s'agit des états-limites à analyser.



**Figure 5.123** Différents états-limites à étudier en vue de la construction d'une digue portuaire en enrochement

**Notes :**

1. ELU = état-limite ultime, qui désigne le comportement en conditions extrêmes, et définit généralement la capacité de l'ouvrage à résister à des actions extrêmes (voir la Section 5.4.2.3);
2. ELS = état-limite de service, qui fait référence à la performance de l'ouvrage en conditions normales, et représente habituellement la fonction que ce dernier est censé assurer (voir la Section 5.4.2.3);
3. La notion de « stabilité des sols » comprend la capacité portante, la liquéfaction, etc.; il faut prêter attention non seulement au comportement à court terme de l'ouvrage (p. ex. pendant la mise en place des matériaux), mais également à son comportement à long terme;
4. Le terme « stabilité des talus » recouvre les ruptures localisées et généralisées survenant au niveau des talus, telles que les grands glissements, les parties de la carapace qui glissent et la rupture de l'ouvrage et/ou de son talus.

**5.4.2 Principes de la conception géotechnique**

La conception géotechnique des ouvrages hydrauliques en enrochement repose sur une analyse de la stabilité et sur une étude des déformations visant à limiter les risques énumérés à la Section

5.4.1. Ces analyses se fondent sur la mise en œuvre de l'approche dite aux états-limites, élaborée à la fin du 20<sup>ème</sup> siècle pour harmoniser le dimensionnement des structures de bâtiments et de ponts au niveau européen. Cette approche devrait à l'avenir influencer l'évolution du processus de conception géotechnique de tous les types d'ouvrages. Le nouveau format du système de validation n'a pas modifié les bases de la conception géotechnique, les méthodes de calcul et le mode d'évaluation des paramètres du sol et de la roche.

La vérification de la conformité de l'ouvrage est nécessaire à différents stades de la construction et de la vie de l'ouvrage. La décision de séparer les analyses ayant trait à la déformation et celles consacrées à la stabilité conduit à l'organisation du processus de validation géotechnique tel que présenté dans les sections suivantes.

### 5.4.2.1 Généralités

Il faut procéder à une analyse géotechnique pour toutes les situations critiques, définies comme des situations de calcul (voir la Section 5.4.2.2). Pour chaque situation de calcul, il faut identifier et déterminer les types et l'intensité des actions ainsi que les propriétés physiques et mécaniques des sols et de la roche à prendre en compte. Ces paramètres diffèrent généralement pour les états-limites de service (ELS) et pour les états-limites ultimes (ELU) (voir la Section 5.4.2.3).

La stabilité et/ou l'acceptabilité des mouvements estimés ou de déformations estimées du sol et de l'ouvrage sont ensuite évalué(e)s pour chaque situation de calcul. La stabilité est vérifiée **en comparant les actions à la résistance**. Les mouvements et les déformations sont comparés aux valeurs limites liées à l'exploitation de l'ouvrage. Les calculs sont basés sur *les valeurs de calcul* des actions et des propriétés des sols et de la roche, déterminées à partir des valeurs caractéristiques (voir la Section 5.4.2.4). La sécurité de l'ouvrage est garantie en **comparant les valeurs augmentées des actions et les valeurs diminuées des résistances** (voir la Section 5.4.2.5).

### 5.4.2.2 Situations de calcul géotechnique

#### Définitions et exemple

La situation de calcul géotechnique est définie par la géométrie du sol et de l'ouvrage, les valeurs des paramètres mécaniques et physiques des sols et de la roche, et les valeurs des actions.

Le choix des différentes situations de calcul pour un projet donné est lié à l'enchaînement des phases de construction et aux événements susceptibles de se produire au cours de la durée de service de l'ouvrage. L'Encadré 5.29 donne un exemple des situations de calcul identifiées lors de la construction d'une digue. En règle générale, lors des travaux, les situations géométriques les plus critiques se produisent à la fin de chaque étape de construction, par exemple lorsque le fond d'une excavation est atteint, au moment de l'achèvement d'un remblai. Il n'est pas nécessaire de vérifier toutes les situations critiques. Il arrive que certaines analyses soient couvertes par d'autres: l'expérience a par exemple montré que c'est durant la construction que la stabilité d'un ouvrage bâti sur sol mou est la plus critique.

#### Propriétés des sols et des matériaux rocheux

Les paramètres géotechniques du sol et des matériaux rocheux sont déterminés à partir des différentes reconnaissances géotechniques (voir la Section 4.4) et, pour les enrochements, à partir des reconnaissances en carrière (Chapitre 3 et Section 5.4.4). Leurs valeurs mesurées sont généralement dispersées et ne peuvent être utilisées directement dans les calculs. On a alors recours à des estimations sécuritaires des valeurs moyennes. La méthode utilisée pour déterminer ces valeurs moyennes dépend du type et de la géométrie de l'ouvrage à l'étude.

La Section 5.4.4 propose des informations sur les paramètres géotechniques. La Section 5.4.3 présente quant à elle les méthodes d'analyses utilisées.

### Actions appliquées sur les ouvrages hydrauliques

- **actions permanentes** (p. ex. poids propre, hauteur moyenne du niveau d'eau);
- **actions variables** (actions limitées dans le temps liées à l'exploitation de l'ouvrage telles que la charge de circulation, les variations de la hauteur d'eau induites par la marée, la baisse du niveau d'eau dans un tronçon de canal lors de travaux de maintenance, la pression de la glace dans les régions froides);
- **actions accidentelles** (p. ex. choc de navires, tsunami, changement brusque de la hauteur d'eau due à une rupture de barrage, pression de la glace dans les régions tempérées);
- **actions sismiques**, étudiées suivant les règles établies dans l'Eurocode 8.

Les actions peuvent être soit des actions géotechniques, qui proviennent directement de ou sont transmises à travers les sols ou les matériaux rocheux, soit des actions directement exercées sur un ouvrage en acier ou en béton, sans aucune interférence du comportement du sol ou des matériaux rocheux. Différentes actions peuvent s'exercer sur un ouvrage de façon simultanée ou en combinaisons spécifiques, qui doivent être spécifiées par des règlements ou par le maître d'ouvrage.

Les actions de nature non-géotechnique sont définies aux Sections 4.1 à 4.3. Les actions géotechniques sont évaluées d'après des calculs spécifiques basés sur les propriétés des sols et des matériaux rocheux, tel que l'expliquent les Sections 5.4.2.4, 5.4.2.5 et 5.4.4.

Pour un ouvrage et un site donnés, il faut évaluer la probabilité que se produisent les différentes actions introduites dans chaque combinaison, et limiter l'analyse aux combinaisons d'événements présentant une probabilité d'occurrence suffisamment élevée. Ainsi, la combinaison d'un impact de navire et de conditions de houle extrêmes est certainement impossible en termes d'ELS, mais peut être envisagée dans le cadre des ELU.

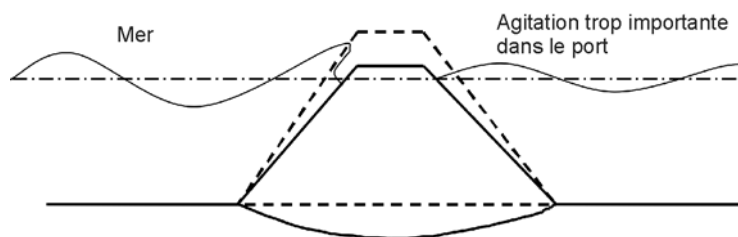
#### 5.4.2.3 État-limite ultime et état-limite de service

##### État-limite de service (ELS)

Au cours de leur durée de vie, les ouvrages hydrauliques doivent satisfaire à une série de conditions rassemblées sous le nom *état-limite de service*. Ces critères garantissent que l'ouvrage fonctionne conformément aux attentes du client; ils comprennent :

- la stabilité de l'ouvrage;
- le maintien des déformations ou des déplacements du sol et de l'ouvrage à un niveau acceptable, tel que l'illustre la Figure 5.124.

En général, la nécessité de limiter la déformation et le déplacement de l'ouvrage suffit à en assurer la stabilité. L'évaluation des conditions de déformation et de déplacement est donc suffisante pour les ELS.



**Figure 5.124** Exemple d'ELS: le tassement de la crête d'une digue induit, certains jours de l'année, un franchissement de la houle excessif

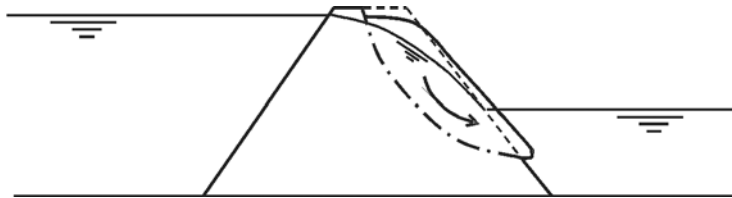
### État-limite ultime (ELU)

Les ouvrages hydrauliques sont exposés à des actions permanentes et à des actions de service qui peuvent être connues ou contrôlées; c'est ce type d'actions que prennent en compte les ELS. Mais il peut se produire des situations plus agressives, liées à des événements rares, dont le maître d'ouvrage décide de ne pas tenir compte lors de la vérification relative à l'ELS et ce, généralement pour des motifs d'ordre économique. Ces situations peuvent être liées:

- à des **événements extrêmes** tels que des inondations ou des conditions de houle de dimensionnement exceptionnelles;
- à des **événements accidentels** tels que des chocs de navires.

Il est généralement admis que ces événements endommagent l'ouvrage. L'exploitation de la structure peut être interrompue et des réparations, voire une reconstruction peuvent s'avérer nécessaires. De tels dommages comprennent la rupture ou des déformations et des déplacements excessifs, définis en tant qu'états-limites ultimes (ELU). Les ELU se définissent généralement en termes de stabilité, mais certaines limites de déformations ou de déplacements peuvent également être prises en compte. La Figure 5.125 présente un exemple d'ELU relatif à une élévation du niveau d'eau exceptionnelle, susceptible d'affecter la stabilité du talus aval d'un barrage.

Une part importante de l'évaluation des ouvrages géotechniques consiste à s'assurer que la probabilité de ces ELU est suffisamment réduite.



**Figure 5.125** Exemple d'ELU: rupture du talus aval à forte pente entraînant la rupture de tout le barrage, suite à une variation extrême du niveau d'eau.

La Section 5.4.3.1 fournit des précisions concernant les ELS et les ELU.

#### 5.4.2.4 Valeurs caractéristiques et valeurs de calcul

On ne connaît généralement pas précisément la valeur des actions  $F_i$  et des propriétés physiques et mécaniques des sols et des matériaux rocheux  $X_j$  pour des situations de calcul données. Les actions peuvent être induites par des phénomènes naturels variants stochastiquement, tels que les effets du vent ou de la houle, ou par des actions variables de service variables. Les propriétés des sols et des matériaux rocheux doivent être déterminées avec un degré de fiabilité approprié en se basant sur les reconnaissances géotechniques effectuées sur site.

Le dimensionnement s'intéresse aux valeurs représentatives des actions et des propriétés des matériaux, appelées *valeurs caractéristiques*. Celles-ci sont généralement obtenues en procédant à une estimation sécuritaire des valeurs moyennes des propriétés des sols et des matériaux rocheux. La détermination des moyennes est effectuée dans un volume ou une surface dépendant du mécanisme de rupture ou de la fondation de l'ouvrage. On utilise les notations suivantes:

- $X_{i;k}$  désigne la valeur caractéristique de la  $i^{\text{ème}}$  propriété d'un matériau;
- $F_{j;k}$  désigne la valeur caractéristique de la  $j^{\text{ème}}$  action.

Les dimensionnements sont réalisés avec les *valeurs de calcul* des actions et des propriétés des matériaux. Ces valeurs sont calculées à partir des valeurs caractéristiques pour rendre compte des exigences de sécurité (voir la Section 5.4.2.5). On utilise les notations suivantes:

- $X_{i;d}$  désigne la valeur de calcul de la  $i^{\text{ème}}$  propriété d'un matériau;
- $F_{j;d}$  désigne la valeur de calcul de la  $j^{\text{ème}}$  action.

### Détermination des valeurs caractéristiques

La majeure partie des données géotechniques utilisées dans le dimensionnement des ouvrages hydrauliques provient des résultats des essais correspondant à un volume limité de sol. Ce volume peut être très réduit ou au contraire relativement important par rapport à la masse de sol impliquée dans l'interaction entre le sol et l'ouvrage. Lorsque le volume de sol testé est réduit, des variations de ces paramètres peuvent exister dans la masse de sol impliquée dans le comportement de l'ouvrage. Dans ce cas, la valeur significative de ce paramètre est sa valeur moyenne à l'échelle de l'ouvrage. À l'inverse, lorsque le volume testé est important par rapport aux phénomènes géotechniques impliqués dans l'interaction entre le sol et l'ouvrage, les variations des valeurs mesurées ont un impact important pour le projet, et la valeur caractéristique doit être évaluée directement à partir des résultats des essais.

La détermination des valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques doit tenir compte de la dimension des essais et des ouvrages, mais le mode d'évaluation de la valeur caractéristique dépend du type et de la quantité de données disponibles. L'Eurocode 7 mentionne deux approches distinctes : les valeurs caractéristiques peuvent soit être évaluées directement, soit être obtenues par analyse statistique :

- la **première approche consiste en une évaluation directe** de la valeur caractéristique, qui constitue le mode classique de définition des valeurs employées par les ingénieurs géotechniciens pour la conception des ouvrages : il s'agit d'évaluer de façon sécuritaire une valeur raisonnablement défavorable. Les valeurs caractéristiques peuvent être estimées de la même façon que les paramètres géotechniques l'étaient jusqu'à présent (dans les méthodes de calcul traditionnelles) ;
- la **seconde approche est une analyse statistique**, réalisable dès lors que l'on dispose de suffisamment de données pour qu'une analyse statistique soit possible. Baguelin et Kovarik (2001) suggèrent d'utiliser une approche simplifiée basée sur le fait que la valeur caractéristique est nécessairement supérieure à la valeur la plus basse du paramètre et inférieure à sa valeur moyenne. La valeur caractéristique est égale à la valeur la plus basse lorsque le comportement de l'ouvrage dépend d'une valeur *locale* (vis-à-vis de la taille de la zone testée) de ce paramètre. Elle est égale à la moyenne lorsque l'ouvrage est très grand comparé à la taille de la zone testée et à l'échelle de variabilité du sol. Il est donc suggéré de déterminer tout d'abord la valeur minimale et la valeur moyenne du paramètre de sol, puis de tenir compte de la variabilité spatiale du sol à l'échelle de l'ouvrage. Cette approche est retenue dans ROSA 2000 (CETMEF, 2001) pour déterminer les valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques utilisés pour le dimensionnement des digues, berges et protections de talus des fleuves et des voies d'eau, et le dimensionnement des protections de talus sous certains ouvrages de quai. L'Encadré 5.30 présente les méthodes et les paramètres servant à déterminer les valeurs caractéristiques des propriétés du sol.

Étant donné que les dimensions des ouvrages en enrochement sont souvent très imposantes, il est essentiel de tenir compte des variations éventuelles des propriétés du sol dans l'emprise de la zone concernée par la construction.

**Encadré 5.30** Détermination des valeurs caractéristiques des paramètres de sol par analyse statistique

Un coefficient d'incertitude statistique, lié au nombre d'observations effectuées à l'aide de la distribution de Student, est utilisé pour calculer les deux fractiles de la distribution des résultats des essais (fractile à 0 % pour la valeur la plus basse et fractile de 50 % pour la valeur moyenne). Baguelin et Kovarik (2001) suggèrent d'évaluer la valeur moyenne inférieure  $X_{m25\%}$  à 25 % de risque (de non-dépassement) à l'aide des valeurs du coefficient d'incertitude  $k_\alpha$  (-) données au Tableau 5.60.

**Tableau 5.60** Valeurs de  $k_\alpha$  en fonction du nombre de résultats de tests

Nombre de résultats de tests	2	3	4	5	6	8	10	20	30	100
Valeur de $k_\alpha$	0.71	0.47	0.39	0.33	0.30	0.25	0.22	0.15	0.12	0.07

L'estimation de moyenne désirée est ensuite calculée d'après la valeur moyenne  $\mu_x$  et de l'écart-type  $\sigma_x$  observés sur l'échantillon de données, à l'aide de l'Équation 5.248 :

$$X_{m25\%} = \mu_x - k_\alpha \sigma_x \quad (5.248)$$

Baguelin et Kovarik (2001) proposent d'évaluer la valeur basse  $X_{b5\%}$  à 5 % de risque (de non dépassement) en suivant la même méthode, à l'exception des valeurs du coefficient d'incertitude ; ces valeurs  $k_\beta$  sont données au Tableau 5.61.

**Tableau 5.61** Valeurs de  $k_\beta$  en fonction du nombre de résultats de tests

Nombre de résultats de tests	2	3	4	5	6	8	10	20	30	100
Valeur de $k_\beta$	7.73	3.37	2.63	2.33	2.18	2.00	1.92	1.76	1.73	1.64

La valeur la plus basse à 5 % de risque est ensuite déterminée à l'aide de l'Équation 5.249.

$$X_{b5\%} = \mu_x - k_\beta \sigma_x \quad (5.249)$$

Pour tenir compte de la **variabilité spatiale** des propriétés du sol, on utilise le principe de réduction de l'écart-type. Des études théoriques ont montré que l'effet de l'auto corrélation spatiale des propriétés du sol peut être modélisé par une réduction de l'écart type des données issues des essais, comme fonction des dimensions de l'ouvrage et de l'importance du volume de sol testé lors de chaque essai. Baguelin et Kovarik (2001) suggèrent que le coefficient de réduction de l'écart-type doit être pris en tant que racine carrée de l'estimation du ratio de la distance d'auto corrélation à la valeur de l'aire ou du volume impliquée dans l'interaction entre le sol et l'ouvrage ou dans le mécanisme de rupture. Le Tableau 5.62 donne des valeurs-types de la distance d'auto corrélation.

**Tableau 5.62** Distances d'auto corrélation types

Degré d'auto corrélation	Horizontalement	Verticalement
Élevé	15 m	2 m
Normal	10 m	1 m
Faible	5 m	0.5 m

**5.4.2.5** Calcul de la sécurité lors du dimensionnement géotechnique appliqué aux ELU

Le contrôle de la sécurité se fonde sur une analyse de la stabilité dans laquelle une ou plusieurs combinaisons d'effets d'actions  $\sum_i E_{i;d}$  doivent être inférieures ou égales aux combinaisons de résistances correspondantes  $\sum_j R_{j;d}$ .

$$\sum_i E_{i;d} \leq \sum_j R_{j;d} \quad (5.250)$$

Il existe deux méthodes permettant de déterminer les valeurs de calcul des effets des actions  $E_{i;d}$  et des résistances  $R_{j;d}$  de l'Équation 5.250 d'après les valeurs caractéristiques des actions  $F_{i;k}$  et des propriétés des matériaux (sol et roche)  $X_{j;k}$ , respectivement.

La **première méthode** introduit la sécurité **au niveau de  $F$**  (valeur des actions) **et de  $X$**  (valeur des propriétés des matériaux) en appliquant **des coefficients de sécurité partiels,  $\gamma_F$  et  $\gamma_X$** , aux valeurs caractéristiques des actions et des propriétés des matériaux, respectivement. Ces relations sont présentées dans les Équations 5.251 et 5.252.

$$F_{i;d} = \gamma_F F_{i;k} \quad (5.251)$$

$$X_{j;d} = \frac{X_{j;k}}{\gamma_X} \quad (5.252)$$

Les effets des actions et les résistances sont ensuite calculés à l'aide des méthodes standard (voir la Section 5.4.3), ce qui est représenté en termes généraux par les Équations 5.253 et 5.254.

$$E_{i;d} = f_i(F_{i;d}) \quad (5.253)$$

$$R_{j;d} = g_j(X_{j;d}) \quad (5.254)$$

où  $f_i$  et  $g_j$  désignent respectivement une fonction de ( $F$ ) et une fonction de ( $X$ ).

La **seconde méthode** introduit la sécurité **au niveau de  $E$**  (effet des actions, sollicitations) **et de  $R$**  (résistance résultant des propriétés des matériaux) en appliquant **des coefficients partiels,  $\gamma_E$  et  $\gamma_R$** . Les effets des actions et les résistances sont donc tout d'abord calculés à l'aide des Équations 5.255 et 5.256:

$$E_{i;k} = f_i(F_{i;k}) \quad (5.255)$$

$$R_{j;k} = g_j(X_{j;k}) \quad (5.256)$$

Les valeurs de calcul de l'effet des actions et des résistances sont ensuite déterminées à partir de leurs valeurs caractéristiques en utilisant  $\gamma_E$  et  $\gamma_R$ . Les Équations 5.257 et 5.258 présentent les relations entre les valeurs de calcul et les valeurs caractéristiques respectives des actions et des résistances.

$$E_{i;d} = \gamma_E E_{i;k} \quad (5.257)$$

$$R_{j;d} = \frac{R_{j;k}}{\gamma_R} \quad (5.258)$$

Les valeurs des coefficients partiels  $\gamma_F$ ,  $\gamma_X$ ,  $\gamma_E$  et  $\gamma_R$  dépendent des actions ou des paramètres du sol/de la roche, et font l'objet de la Section 5.4.2.7. L'utilisateur est libre de choisir l'une ou l'autre de ces méthodes. Il faut noter que ce choix peut également dépendre des normes nationales; ainsi en Europe il devra respecter l'Eurocode adéquat.

La seconde méthode consiste à utiliser les valeurs caractéristiques (représentatives) des paramètres dans la totalité des calculs de stabilité. La sécurité est donc regroupée dans l'Équation finale 5.259.

$$\sum_i E_{i;d} \leq \sum_j R_{j;d} \quad \text{ou} \quad \sum_i \gamma_E E_{i;k} \leq \sum_j \frac{R_{j;k}}{\gamma_R} \quad (5.259)$$

Dans les cas simples, où l'effet résultant d'une action (une force ou un moment) est comparé à une résistance (une force ou un moment), l'Équation 5.259 peut être transformée en l'Équation 5.260:

$$E_k \leq \frac{R_k}{\gamma_R \gamma_E} \quad \text{ou} \quad E_k \leq \frac{R_k}{F} \quad (5.260)$$

où  $F = \gamma_F \gamma_R =$  coefficient de sécurité classique utilisé en ingénierie géotechnique (-).



### 5.4.2.6 **Contrôle de l'aptitude au service pour les ELS**

Les critères relatifs à l'aptitude au service d'un ouvrage (ELS) sont généralement exprimés sous forme de valeurs limites de déplacement (tassement, principalement), de déplacements relatifs ou de déformations. L'ensemble de valeurs limites correspondant fait partie du cahier des charges du projet et doit être établi ou accepté par le propriétaire de l'ouvrage.

Il est nécessaire de procéder à une analyse du tassement ou une analyse action-déformation pour vérifier directement les critères de déplacements et de déformations à respecter. Ces calculs se basent sur les valeurs caractéristiques des actions (en ELS) et des propriétés de déformation des matériaux (tous les coefficients partiels étant égaux à 1).

Si les estimations des déformations sont impossibles ou trop difficiles à effectuer pour l'ouvrage à l'étude, le recours à une autre approche est considéré comme acceptable pour limiter les tassements ou les déformations du sol ou de l'ouvrage ; cette alternative consiste à réduire les actions exercées sur l'ouvrage à une fraction de la charge de rupture estimée dans l'analyse de stabilité. Dans la pratique, les analyses de stabilité sont effectuées à l'aide de *coefficients de mobilisation*, et non de coefficients de sécurité. La valeur de ces coefficients de mobilisation est supérieure à celle des facteurs partiels employés pour l'analyse de la stabilité en ELU.

**NOTE:** ces analyses utilisent les combinaisons des actions propres aux ELS, qui peuvent différer de celles utilisées pour les analyses en ELU. La Section 5.4.2.7 ci-dessous propose des valeurs de coefficients de mobilisation.

### 5.4.2.7 **Suggestions de valeurs pour les coefficients de sécurité et les coefficients de mobilisation**

Il faut commencer par vérifier quelles sont les réglementations applicables dans un pays donné, les Eurocodes laissant aux autorités nationales de chaque pays la responsabilité des choix liés à la sécurité. En l'absence de réglementations applicables à l'échelon national, l'EN 1997-1 (Annexe A, notamment) fournit les indications suivantes.

Les valeurs suggérées dans cette Annexe A pour les coefficients partiels et les coefficients de mobilisation correspondent aux procédures de dimensionnement présentées dans les différents chapitres de l'EN 1997-1. Il est recommandé au lecteur de se référer à ces chapitres et aux réglementations nationales qui complètent l'Eurocode 7.

L'EN 1997-1 définit deux cadres pour l'analyse des ELU : le premier comporte une double vérification des conditions de sécurité (approche 1) tandis que le second ne repose que sur une seule série de vérifications, que l'on peut effectuer de deux façons différentes (approches 2 et 3).

La différence entre les approches 2 et 3 est liée à la façon dont les coefficients partiels sont appliqués aux résistances : soit au niveau des paramètres du sol tels que la cohésion,  $c$  (kPa), l'angle de frottement interne,  $\varphi$  ( $^{\circ}$ ), et d'autres résultats d'essais effectués *in situ* et en laboratoire (voir la Section 4.4 ; ces paramètres sont également présentés à la Section 5.4.4 ou dans les guides de référence), soit au niveau des résistances obtenues par calcul, telles que la force de butée du sol exercée sur un ouvrage de soutènement, la résistance de fût ou la capacité portante en pointe ou en frottement des pieux, la résistance au cisaillement totale sur une surface de glissement potentielle, etc. Pour chaque situation de calcul et chaque équation de stabilité, on majore ensuite les effets des actions et on minore les résistances correspondantes avant de comparer les valeurs ainsi obtenues. En règle générale, on augmente de 10 % les actions permanentes défavorables tout en baissant de 10 % les actions permanentes favorables pour vérifier l'équilibre statique de l'ouvrage, considéré comme une structure rigide. Pour les ELU structurels ou géotechniques, on augmente de 35 % les actions permanentes défavorables et on applique aux valeurs caractéristiques des actions permanentes favorables un coefficient partiel égal à 1. Les coefficients partiels utilisés pour la solidité et les résistances sont ajustés en conséquence pour obtenir le niveau habituel de sécurité propre à chaque type d'ouvrage.

L'approche 1 repose sur l'utilisation parallèle de deux combinaisons de coefficients partiels: le premier ensemble de coefficients partiels sert à analyser les ELU géotechniques et structurels du point de vue de l'ingénierie des constructions, en majorant les actions tout en conservant les valeurs caractéristiques des résistances (combinaison 1), tandis que le second ensemble de coefficients partiels permet d'évaluer les ELU géotechniques et structurels du point de vue du génie géotechnique traditionnel, c'est-à-dire en diminuant les résistances tout en conservant les valeurs caractéristiques des actions (combinaison 2). L'EN 1997-1 donne plus de détails à ce sujet.

L'analyse visant à limiter le tassement des fondations superficielles constitue le seul cas où les coefficients de mobilisation sont couramment utilisés. Dans de nombreux pays l'usage courant est généralement de prendre un coefficient de mobilisation d'une valeur de 3 afin d'obtenir des valeurs de tassement limitées. Pour les autres types d'ouvrages, moins sensibles aux déformations, il est possible d'utiliser des valeurs plus réduites, dès lors que celles-ci sont basées sur une expérience locale comparable.

En France, les Recommandations pour le calcul des Ouvrages en Site Aquatique (ROSA 2000) (CETMEF, 2001) proposent également des ensembles de coefficients de sécurité partiels et de coefficients de mobilisation applicables à certains types d'ouvrages en enrochement. Ces recommandations se basent sur les versions précédentes des Eurocodes (normes « ENV »).

#### 5.4.2.8 Analyse probabiliste

Au lieu de l'approche semi-probabiliste présentée aux Sections 5.4.2.4 à 5.4.2.7, il est possible d'appliquer une analyse probabiliste qui introduit les fonctions de distributions statiques relatives aux propriétés des matériaux, aux actions et aux modèles de calcul. Cette analyse permet la détermination d'un risque statistique de dépassement de chaque état-limite. Voir la Section 2.3.3.3 ainsi que les références suivantes :

- *Breakwaters with vertical and inclined concrete walls* (AIPCN, 2003b);
- *Probabilistic design tools for vertical breakwaters* (Oumeraci *et al.*, 2001);
- *Analyse des digues à talus en enrochement* (AIPCN, 1993).

#### 5.4.3 Analyse des états-limites

L'extrême diversité de la nature et de l'état des sols et de la roche de la croûte terrestre, ainsi que la multiplicité des types d'ouvrages construits à partir du sol et de la roche, au-dessus ou à l'intérieur des sols et de la roche ont donné naissance à un ensemble de méthodes d'analyse complémentaires ou concurrentes, généralement basées sur des modèles et des paramètres physiques, mécaniques ou hydrauliques spécifiques. Le choix du modèle ou de la méthode d'analyse, qui dépend du type d'ouvrage étudié et du niveau de précision désiré, a un impact sur la façon dont les conditions géotechniques doivent être décrites. Les modèles géotechniques doivent notamment être adaptés aux méthodes de dimensionnement utilisées, c'est-à-dire au type d'ouvrage, de fondations, etc. Le dimensionnement géotechnique des ouvrages hydrauliques comprenant des matériaux rocheux, constitue donc un processus combiné de caractérisation du site et d'analyses mécaniques et hydrauliques.

Un modèle géotechnique inclut les données concernant le site et la géométrie de l'ouvrage, le sol et les matériaux rocheux ayant une incidence sur le projet, leur emprise dans le sol et leurs propriétés, exprimées conformément aux besoins associés à la méthode d'analyse choisie. Ces informations sont obtenues à partir des reconnaissances géotechniques (voir la Section 4.4). Le modèle géotechnique intègre les valeurs caractéristiques des propriétés physiques, mécaniques et hydrauliques du sol, des matériaux rocheux et des matériaux de remplissage, qui ont un impact sur le comportement du site et de l'ouvrage. Les différents types d'ouvrages existants sont, pour la plupart, utilisés depuis longtemps, ce qui a permis de capitaliser de nombreuses expériences quant à leur comportement et leur mode de vieillissement, de détérioration, voire de destruction. Afin de contrôler ces phénomènes et de concevoir des ouvrages résistants, sûrs et durables, des règles ou des modèles de calcul efficaces, et néanmoins simples, ont été mis au point, ils tiennent

compte des modes de déformations et de ruptures observés ainsi que des propriétés géotechniques des sols et des matériaux rocheux qui interviennent dans ces phénomènes. Ces règles ou modèles de calcul sont présentés aux Sections 5.4.3.2 à 5.4.3.7, tandis que les propriétés fondamentales du sol et des matériaux rocheux sont passées en revue à la Section 5.4.4.

### 5.4.3.1 Étude des états-limites

#### États-limites ultimes

Les États-limites ultimes se répartissent généralement en 5 catégories :

1. **Rupture interne ou déformation excessive de l'ouvrage** ou de ses éléments structurels, par exemple rupture du noyau d'une digue entraînant un mouvement inacceptable du mur de couronnement (voir la Section 5.4.3.2 concernant les actions hydrauliques ou induites par la houle, et la Section 5.4.3.5 concernant les actions sismiques).
2. **Rupture ou déformation excessive du sol**, par exemple insuffisance de la capacité portante du sol de fondation sur lequel repose l'ouvrage (voir la Section 5.4.3.3).
3. **Perte d'équilibre** de l'ouvrage ou du sol due à une sous-pression causée par la charge hydraulique ou à d'autres actions verticales ou horizontales induites par l'effet de la circulation de l'eau interstitielle, par exemple sous-pression d'un barrage lors du remplissage du bassin de retenue.
4. **Soulèvement hydraulique, renard, instabilité du filtre ou érosion interne** due aux gradients hydrauliques, à l'érosion du noyau de l'ouvrage du fait d'une différence de niveau d'eau (voir la Section 5.4.3.6).
5. **Perte d'équilibre statique** du sol et/ou de l'ouvrage, considéré comme un ensemble rigide.

Parfois, le phénomène de rupture concerne à la fois le sol et l'ouvrage, par exemple dans le cas d'une rupture de talus (grand glissement) se produisant à la fois à l'intérieur de l'ouvrage et dans le sol de fondation. Les pressions hydrauliques ont une influence décisive sur la stabilité de nombreux ouvrages hydrauliques (voir la Section 5.4.5).

#### États-limites de service

Les états-limites de service (ELS) désignent généralement les types de déplacements et de déformations suivants :

- le **tassement généralisé**, qui est la composante verticale du mouvement de translation de l'ouvrage dans son ensemble. Il abaisse la crête de l'ouvrage, ce qui accroît le risque de franchissement de la houle, crée de nouvelles zones d'impact de la houle, déforme les liaisons avec d'autres ouvrages, etc. ;
- le **déplacement horizontal**, qui est la composante horizontale du mouvement de translation de l'ouvrage dans son ensemble ;
- la **rotation** ou le **basculement** de l'ouvrage dans son ensemble, voir la Figure 5.126 ;
- le **tassement différentiel**, associé à la déformation de l'ouvrage lui-même. Parmi les conséquences du tassement différentiel figurent la déformation localisée de l'ouvrage, la dégradation du filtre ou encore les difficultés de manœuvre des grues et autres véhicules.

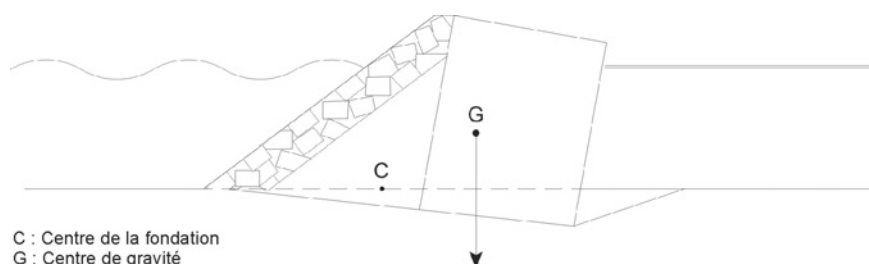


Figure 5.126 Rotation d'un ouvrage induite par une action excentrée

### 5.4.3.2 Rupture de talus (grand glissement) induite par les actions hydrauliques et par la gravité

#### Surface de glissement circulaire

La méthode courante de calcul de la stabilité des ouvrages en terre et en matériaux rocheux consiste à analyser la stabilité des blocs limitée par des surfaces de glissement. Cette méthode s'applique à la stabilité interne de l'ouvrage (stabilité de ses talus, notamment) et à sa stabilité d'ensemble (ou globale) lorsqu'il est situé sur ou près d'une pente et risque d'être déplacé par un glissement de terrain. Les surfaces de glissement peuvent avoir n'importe quelle forme, mais les analyses prennent généralement pour hypothèse une forme cylindrique ou plane. L'approche la plus couramment utilisée est la méthode de Bishop, qui nécessite l'utilisation de programmes informatiques. De nombreux guides consacrés à la mécanique des sols proposent des informations à ce sujet. Il est nécessaire de tenir compte de l'influence de tous les gradients hydrauliques éventuels (voir la Section 5.4.5).

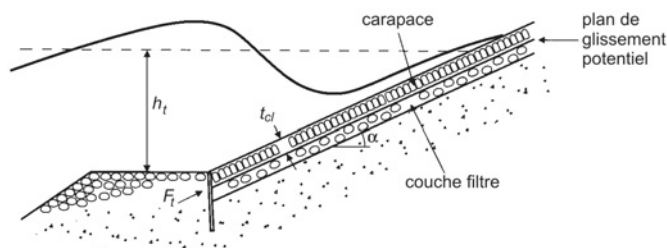
#### Glissement de la protection du talus sur une surface de glissement superficielle et droite

La protection du talus est généralement constituée d'une ou plusieurs couches parallèles à la surface du talus. Il peut se produire un glissement le long de l'une des interfaces séparant les couches lorsque les pressions interstitielles au niveau de ces interfaces sont supérieures aux pressions hydrauliques au niveau de la surface du talus. Ce phénomène peut notamment se produire au niveau de l'interface séparant un sous-sol ou une couche relativement perméable et une carapace relativement imperméable (voir les Figures 5.127 et 5.128).

L'analyse du glissement de la protection du talus sous l'effet des vagues levées par le vent ou induites par la navigation doit couvrir les aspects suivants :

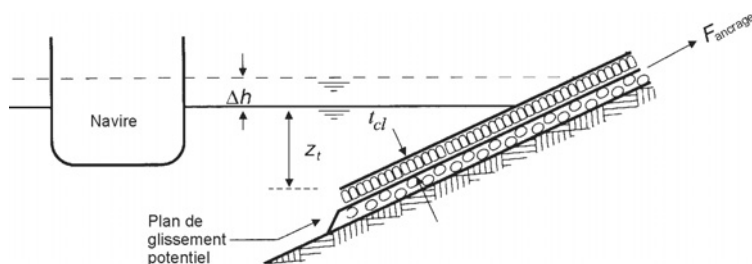
- l'estimation du run-down moyenné sur le revêtement qui, en présence d'un clapot, est inférieur au run-down local maximal (voir les Sections 5.1.1 et 5.1.2) ;
- l'estimation de la pression interstitielle juste en dessous de chaque interface, qui peut être influencée par la surélévation du niveau piézométrique interne (voir la Figure 5.152 et l'Encadré 5.39) ;
- l'estimation de l'angle de frottement de l'interface ;
- l'estimation de la résistance de l'ensemble des couches ou des matériaux de remplissage supportant d'autres matériaux.

Le glissement d'une protection de talus sous l'effet des vagues levées par le vent ou induites par la navigation peut également être observé le long d'une surface de glissement peu profonde dans du sable, si du gaz est présent dans les interstices en cas de stockage élastique (phénomène illustré à l'Encadré 5.42). Klein-Breteler et Bezuijen (1998) présentent un cas pratique d'approche de dimensionnement pour ce type de situation.



**Figure 5.127**

Vagues levées par le vent à l'origine d'un glissement de la protection reposant sur la butée de pied



**Figure 5.128**

Vagues induites par la navigation à l'origine d'un glissement de la protection ancrée en haut du talus

### 5.4.3.3 Capacité portante et résistance au glissement

La rupture plastique du sol sous un ouvrage en enrochement constitue un mode de rupture susceptible de se produire même lorsque la stabilité interne et globale de l'ouvrage a été vérifiée. Il faut donc procéder à une évaluation de la capacité portante du sol pour chaque ouvrage ou partie d'ouvrage : il faut s'assurer que la valeur de portance obtenue par calcul est supérieure à l'action maximale exercée sur les fondations.

La capacité portante du sol sous un ouvrage peut être calculée à l'aide de méthodes analytiques (généralement basées sur des essais de sol en laboratoire) ou semi-empiriques (souvent basées sur les données issues d'essais de sol *in situ* ; essais au pressiomètre PMT, essais de pénétration au cône CPT ; voir la Section 4.4.3.2). Il est également possible d'opter pour des méthodes prescriptibles, basées sur une hypothèse de capacité portante (ces méthodes sont généralement appliquées aux ouvrages fondés au rocher). Les méthodes de calcul comportent habituellement des coefficients qui tiennent compte de la nature des sols, de la forme de l'ouvrage, de l'excentricité et de l'inclinaison de l'action, de l'inclinaison de la surface de contact entre l'ouvrage et le sol, de la présence de pentes à proximité des fondations, etc.

Les règles de calcul peuvent varier d'un pays à l'autre. Il convient donc de se référer à l'Eurocode 7 et à ses annexes nationales ou aux règles nationales qui spécifient les méthodes de calcul de la capacité portante et les coefficients de sécurité associés à utiliser.

Lorsque l'action exercée sur le sol par l'ouvrage n'est pas perpendiculaire à la surface de contact entre le sol et l'ouvrage (caissons soumis aux actions de la houle, ouvrage en enrochement bâti sur une pente, etc.), il faut évaluer la stabilité vis-à-vis du glissement au niveau de la base de l'ouvrage.

Il faut en outre s'assurer qu'aucune rupture d'élément de l'ouvrage ne se produit sous l'effet du mouvement de ses fondations.

**NOTE :** bien que le dimensionnement des fondations en ELS repose sur une analyse du tassement et de la déformation, il est possible d'appliquer à la capacité portante un coefficient de mobilisation lorsque l'on ne peut procéder à une analyse fiable du tassement (voir la Section 5.4.3.7).

### 5.4.3.4 Réponse dynamique induite par l'impact de la houle

La réponse dynamique due à l'impact de la houle ne concerne que les ouvrages dotés de grands murs plats tels que des digues en caissons. Ce type d'ouvrages est généralement conçu de façon à éviter toute action significative liée à l'impact de la houle. Oumeraci *et al.* (2001) traitent ce type de dimensionnement.

### 5.4.3.5 Dimensionnement parasismique

L'EN 1998-5 présente les nouvelles réglementations européennes applicables en matière de dimensionnement parasismique. La stabilité des ouvrages doit être évaluée par rapport aux phénomènes suivants :

- liquéfaction du sol ;
- tassements excessifs ;
- rupture mécanique du sol et/ou de l'ouvrage.

#### Liquéfaction du sol lors des séismes

La liquéfaction désigne la diminution de la résistance au cisaillement et/ou de la rigidité liée à la hausse des pressions interstitielles dans les matériaux non-cohésifs saturés observée lors d'un mouvement du sol d'origine sismique, ce phénomène est susceptible d'occasionner d'importantes déformations permanentes, voire une contrainte effective quasi-nulle dans les sols (EN 1998-5). Les sols non-cohérents comportent des couches ou d'épaisses lentilles de sable lâche saturé, avec ou sans particules fines de limon ou d'argile. L'article de Youd *et al.* (2001) constitue un excellent état de l'art sur ce sujet.

D'après l'Eurocode 8, Partie 5, l'évaluation de la susceptibilité de liquéfaction des sols en zone sismique doit être effectuée de façon systématique, excepté dans les deux cas suivants :

1. **Lorsque les sols sableux saturés** se situent à une profondeur élevée (généralement plus de 15 m sous la surface du sol dans le cas d'un bâtiment).
2. **Lorsque  $a S < 0.15$** , où  $a$  = l'accélération relative du sol ( $m/s^2$ ) et  $S$  = un coefficient défini dans l'EN 1998-1, et lorsque, simultanément, au moins l'une des conditions suivantes est remplie :
  - le sable présente une teneur en argile supérieure à 20 % avec un indice de plasticité  $I_p > 10$  (où  $I_p$  (%) est défini comme la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité),
  - le sable présente une teneur en limon supérieure à 35 % avec, et dans le même temps, un nombre de coups normalisé à l'essai SPT,  $N_1(60) > 20$  (pour la définition, voir l'Équation 5.261),
  - les sables sont propres et  $N_1(60) > 30$ .

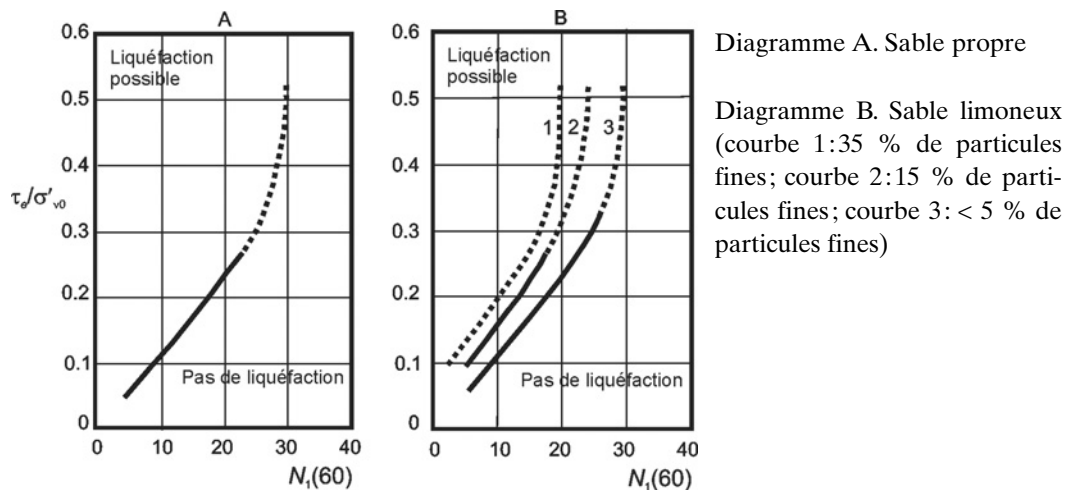
**Analyse de la liquéfaction**

L'évaluation du potentiel de liquéfaction doit être effectuée pour le niveau de la surface du sol et au niveau hydrostatique moyen estimé pendant la durée de vie de l'ouvrage. La méthode de référence consiste à utiliser les résultats des essais de pénétration standards (SPT) et des essais de pénétration au cône (CPT) réalisés *in situ*; pour plus d'informations concernant les essais de pénétration SPT et CPT, voir la Section 4.4. D'après les travaux de Seed et Idriss (1971), Seed et Arango (1983) et Seed (1983), l'EN 1998-5 exprime le critère de liquéfaction sous la forme de la série de courbes présentées à la Figure 5.129, qui définissent les valeurs limites du rapport de la contrainte de cisaillement cyclique d'origine sismique  $\tau_e$  (kPa) sur la contrainte verticale effective  $\sigma'_{v0}$  (kPa). Ces courbes dépendent de la valeur normalisée du nombre de coups à l'essai SPT,  $N_1(60)$ , définie par l'Équation 5.261.

$$N_1(60) = N_{SPT} \sqrt{\frac{100}{\sigma'_{v0}}} \left( \frac{E_R}{60} \right) \tag{5.261}$$

où  $N_{SPT}$  = nombre de coups mesurés lors de l'essai au SPT, exprimé en coups par 300 mm d'enfoncement; 100 = pression géostatique (kPa),  $\sigma'_{v0}$  = contrainte verticale effective initiale à la profondeur et au moment où ont été réalisés les essais SPT (kPa); et  $E_R$  = rapport énergétique (%), spécifique aux appareils d'essais utilisés.

La valeur du coefficient  $(100/\sigma'_{v0})^{1/2}$  dans l'Équation 5.261 est comprise entre 0.5 et 2, ce qui signifie que  $\sigma'_{v0}$  peut varier de 25 à 400 kPa. Il faut par ailleurs noter que pour des profondeurs inférieures à 3 m, il faut réduire de 25 % les valeurs de  $N_{SPT}$ . Des courbes similaires ont été tracées pour les essais de type CPT.



**Figure 5.129** Relation entre les contraintes à l'origine de la liquéfaction et  $N_1(60)$  ; valeurs applicables aux sables propres et aux sables limoneux pour une magnitude  $M = 7.5$  (échelle de Richter)



Ces courbes peuvent être utilisées pour d'autres magnitudes en multipliant la valeur en abscisse  $N_1(60)$  par le coefficient de correction de la magnitude  $C_M$  (-) donné au Tableau 5.63.

**Tableau 5.63** Valeurs du coefficient  $C_M$

$M$	$C_M$
5.5	2.86
6	2.2
6.5	1.69
7	1.3
8	0.67

Lorsque les sols sont susceptibles de se liquéfier, il est nécessaire d'effectuer des calculs pour prédire les surpressions interstitielles. L'analyse de la rupture mécanique du sol et/ou de l'ouvrage doit prendre en compte les résultats obtenus (voir ci-dessous).

La méthode utilisée pour déterminer le potentiel de liquéfaction prend essentiellement comme hypothèse des conditions de **sol non-drainées**. L'éventuelle influence favorable de **la dissipation de la pression interstitielle est donc totalement négligée**. Cette hypothèse est correcte dans le cas de couches de limon ou de sable fin en raison des capacités de drainages limitées. Dans le cas de sable propre grossier ou de graviers, en revanche, la réduction de la surpression interstitielle sera sensible si un drainage libre peut être effectué vers la surface.

Des méthodes de calcul numérique unidimensionnel tenant compte de l'effet de la dissipation de la pression interstitielle montrent qu'il est très peu probable d'observer une liquéfaction au niveau d'une couche supérieure d'une épaisseur maximale ( $t_c = 10$  m) constituée de petits graviers d'une densité moyenne. Cette conclusion peut également être valable pour les couches fines de sable grossier avec un drainage libre. Cela signifie que l'on peut exclure l'éventualité d'une surpression interstitielle dans le cas d'un barrage constitué de matériaux rocheux grossiers. Néanmoins, il faut toujours évaluer la stabilité le long d'éventuels plans de glissement profonds traversant des couches de sable fin naturel.

Enfin, une remarque s'impose concernant l'effet de la stratification. Les sols naturels présentant souvent un fort degré de stratification, la résistance à la liquéfaction peut varier considérablement en fonction de la profondeur. Cela signifie que la vitesse de formation de la pression interstitielle évolue au fil des couches. De toute évidence, l'analyse de la stabilité du talus en présence de sols stratifiés ou hétérogènes de ce type est donc bien plus compliquée que ne le suggère la méthode simple présentée ci-dessus. Il sera alors nécessaire d'avoir recours, pour la plupart des problèmes pratiques, à une analyse numérique des cercles de glissement tenant compte des surpressions interstitielles internes.

#### Mesures correctives

Lorsque les sols sont susceptibles de se liquéfier et que cela risque d'affecter la capacité portante ou la stabilité des fondations d'un ouvrage, il est possible d'assurer un niveau de sécurité suffisant à l'aide de méthodes d'amélioration du sol adaptées et/ou en optant pour des fondations sur pieux, qui permettent de transférer les actions sur des couches de sol inférieures ne présentant pas de risque de liquéfaction. Les principales techniques d'amélioration des sols liquéfiables consistent à les compacter pour augmenter leur densité et accroître leur résistance à la pénétration au-delà de l'intervalle de risque, ou à avoir recours au drainage pour réduire la surpression interstitielle générée par les vibrations sismiques du sol. La faisabilité du compactage dépend principalement de la teneur en particules fines du sol et de la profondeur.



### Tassement excessif des sols

La densification provoquée par les séismes peut être plus marquée que la densification liée au poids propre ou aux actions hydrauliques (voir la Section 5.4.3.7), par exemple égale à 5 % de l'épaisseur du matériau rocheux de remplissage ou de l'épaisseur d'une couche. Lors des tremblements de terre, il peut notamment se produire une rupture par cisaillement interne ou du moins une déformation par cisaillement importante, du fait de la prépondérance de la composante horizontale de l'accélération. Ce type de déformation peut se traduire par un tassement plus marqué que celui induit par une densification unidimensionnelle. Les forts impacts de la houle ont parfois un effet comparable.

En présence de couches ou d'épaisses lentilles de matériaux non-cohérent, non saturés et lâches situées à une faible profondeur sous l'ouvrage, il faut tenir compte de la tendance des sols de fondation à la densification et aux tassements importants dus aux actions cycliques générées par les séismes. Des tassements importants peuvent également être observés dans les sols argileux très mous du fait de la dégradation cyclique de leur résistance au cisaillement sous l'effet de secousses sismiques de longue durée.

Le potentiel de densification et de tassement de ces sols doit être évalué à l'aide des méthodes que propose l'ingénierie géotechnique, notamment d'essais de laboratoire statiques et cycliques réalisés sur des échantillons représentatifs des matériaux étudiés. Si les tassements induits par la densification ou la dégradation cyclique risquent d'affecter la stabilité d'un ouvrage ou de ses fondations, il faut envisager d'avoir recours aux techniques d'amélioration du sol mentionnées ci-dessus.

### Rupture de talus (grand glissement) ou rupture mécanique du sol

L'EN 1998-5 stipule que « la réponse des pentes au séisme de projet doit être calculée soit au moyen des méthodes classiques de l'analyse dynamique, telles que les méthodes de type éléments finis ou les modèles à blocs rigides, soit à l'aide de méthodes pseudo-statiques simplifiées ». Il existe trois approches différentes. Au besoin, chacune de ces trois approches doit être combinée à l'analyse de liquéfaction des sols mentionnée ci-dessus et appliquée aux couches de sable et de limon étudiées, avec pour conséquence une diminution de la résistance effective au cisaillement et/ou de la rigidité de ces couches.

- **Approche 1: méthode pseudo-statique: force d'inertie supplémentaire**

La stabilité des pentes soumises aux séismes est couramment simplifiée en introduisant une force d'inertie supplémentaire. La valeur de cette force est déterminée comme étant égale au produit de la masse,  $M_s$ , de la tranche de sol à analyser par l'accélération de pic,  $a_s$  (m/s<sup>2</sup>), au niveau de la surface du sol, décomposée en deux éléments distincts: l'accélération horizontale,  $a_h$  (m/s<sup>2</sup>), et l'accélération verticale,  $a_v$  (m/s<sup>2</sup>). Pour des masses de sol d'échelle courante, on suppose que  $a_h$  (m/s<sup>2</sup>) est constante et agit simultanément dans l'intégralité de la tranche ou de l'ouvrage à analyser. Les accélérations verticales sont proportionnelles aux accélérations horizontales ( $a_v = \pm 0.5a_h$  ou  $0.33a_h$  selon la valeur de  $a_s$ ).

Les forces d'inertie associées à  $a_h$  et  $a_v$  peuvent ensuite être intégrées à une analyse de stabilité de pente de type Bishop (voir la Section 5.4.3.2). Dans le cas de séismes présentant des valeurs de  $a_h$  très réduites, il s'agit là d'une approche sécuritaire, car aucun déplacement lié au glissement n'est toléré. Par ailleurs, ce type de déplacement peut être limité en raison de la courte durée d'accélération alors que les excitations sont très improbables. L'effet de celles-ci est négligeable, non seulement en raison du nombre limité des accélérations les plus fortes (l'apparition des excitations nécessite du temps), mais aussi du fait de l'amortissement considérable dû aux déformations essentiellement non-élastiques qui surviennent largement avant que la limite de stabilité ne soit atteinte.

- **Approche 2: modèle à blocs rigides**

Une description plus réaliste nécessite un modèle numérique 2D, voire 3D, plus sophistiqué, qui tienne au moins compte des effets de l'inertie.

- **Approche 3: analyse par éléments finis non-linéaires**

L'action est introduite dans ces modèles en définissant le mouvement (horizontal) de la limite inférieure du modèle, par exemple au niveau du fond rocheux. Un enregistrement des accélérations (horizontales) d'un séisme réel, représentatif des conditions géologiques, peut décrire ce mouvement. Il faut connaître au moins les paramètres suivants de l'enregistrement (dans la pratique, elles sont supposées ou définies comme critères de calcul):

- l'accélération horizontale maximale au niveau de la surface du sol,  $a_h$  (m/s<sup>2</sup>),
- la durée totale des excitations,  $T_e$  (s),
- le nombre d'excitations,  $N_e$  (-).

Ces paramètres doivent être associés à, ou estimés d'après:

- une magnitude sismique,  $M$ , définie à l'aide de l'échelle de Richter,
- la distance à laquelle se trouve une faille éventuelle ou connue en profondeur,
- la déformation élastique et plastique de la roche et du sol.

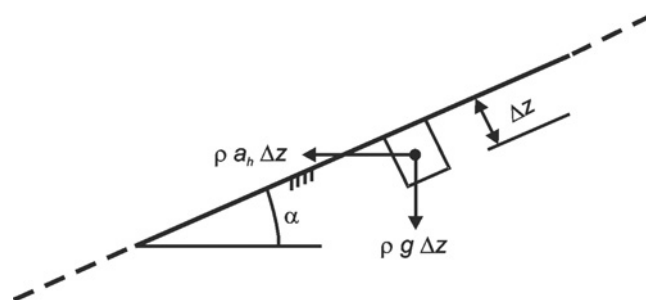
En outre, en définissant un niveau de dépassement (ou de rupture) acceptable et en évaluant les courbes de dépassement associées, il est possible de définir une/des valeur(s) de calcul. Dans la pratique, on utilise la courbe de dépassement de  $M$ .

Le sol et les matériaux rocheux constituant l'ouvrage doivent être modélisés à l'aide d'un modèle élastoplastique (non-linéaire). Comme pour le modèle à blocs rigides, cette analyse débouche sur un déplacement permanent de certaines parties de l'ouvrage, que l'on doit comparer à la déformation acceptable.

#### Méthodologie de l'analyse sismique

Souvent, la réponse géotechnique aux séismes n'est pas seulement dynamique, mais peut également consister en une perte de résistance du sol (non-drainé) due principalement à deux types de réponses. D'une part, une surpression interstitielle peut être générée dans du sable, du gravier ou de l'enrochement à faible granulométrie lâche et saturé du fait de la dilatance/contractance de ces matériaux, et de la liquéfaction causée par le séisme. D'autre part, les argiles sensibles peuvent perdre une partie de leur résistance non-drainée. Ces réponses ont lieu en partie simultanément. L'action maximale vis-à-vis de la réponse dynamique se produit aux environs de la moitié du séisme, tandis que la perte maximale de résistance du sol est généralement observée à la fin du tremblement de terre, ce qui signifie que le moment le plus critique susceptible de déclencher une instabilité dans la seconde moitié du séisme.

À titre d'exemple, on décrit la stabilité d'une pente infinie (d'angle  $\alpha$ ) en fonction de la surpression interstitielle (relative),  $p^*$ , définie par l'Équation 5.263. Le séisme ajoute une accélération purement horizontale,  $a_h$ . Aucune prédiction de la valeur de la surpression interstitielle n'est ici réalisée. Les plans de glissement parallèles au talus (infini) de pente  $\tan \alpha$  peuvent être considérés comme un cas particulier d'analyse des cercles de glissement appliquée à un problème réel avec une hauteur de talus limitée car dans la plupart des cas pratiques, les plans de rupture linéaires constituent une hypothèse sécuritaire. On considère à présent la stabilité d'un sol ou d'un élément de la couche en matériaux rocheux de hauteur,  $\Delta z$  (m) (Figure 5.130).



**Figure 5.130** Action sismique exercée sur une pente infinie

L'Équation 5.262 présente la condition d'équilibre dans un plan parallèle au talus et situé à une profondeur  $z$  (m).

$$\tan \varphi_m = \frac{\tan \alpha + \frac{a_h}{g}}{1 - \frac{a_h \tan \alpha}{g} - \frac{p^*}{100 \cos \alpha}} \quad (5.262)$$

où  $\varphi_m$  = angle de frottement interne mobilisé dans le plan parallèle au talus (° ou rad).

Le pourcentage de surpression interstitielle relative,  $p^*$  (-), est défini (voir l'Équation 5.263) comme la surpression interstitielle interne,  $\Delta p$  (kPa), par rapport au poids déjaugé de la couche de sol (ou de roche),  $\Delta z$  (m) (voir la Figure 5.130).

$$p^* = 100 \frac{\Delta p}{(\rho - \rho_w) g \Delta z} (\%) \quad (5.263)$$

où  $\rho$  = masse volumique du matériau - roche ou sol - (t/m<sup>3</sup>), incluant l'eau;  $\rho = \rho_b + \rho_w(1 - n_v)$ , où  $\rho_b$  = masse volumique à sec de la couche de matériaux rocheux (t/m<sup>3</sup>) et  $n_v$  = porosité de la couche (-).

On peut à présent formuler (Équation 5.264) la valeur minimale du coefficient de stabilité ou de sécurité,  $F_{min}$  (-), en fonction de la résistance et de l'angle de frottement interne du sol,  $\varphi'$  (°).

$$F_{min} = \frac{\tan \varphi'}{\tan \varphi_m} \quad (5.264)$$

où l'angle de frottement réellement mobilisé,  $\varphi_m$  (°), est lié à la contrainte de cisaillement,  $\tau$  (kPa), et à la contrainte normale effective,  $\sigma'$  (kPa).

La valeur maximale de l'accélération horizontale,  $a_h$  (m/s<sup>2</sup>), est généralement observée à la moitié de la durée du séisme, tandis que  $p^*$  atteint son maximum à la fin; il faut donc tenir compte de ces deux moments.

Le Tableau 5.64 présente les valeurs de  $F_{min}$  (-) obtenues par calcul pour quatre valeurs de pente d'ouvrage ( $\tan \alpha$ ), quatre valeurs de surpression interstitielle relative,  $p^*$ , et trois niveaux d'accélération relative,  $a_h/g$  (-). L'angle de frottement interne des matériaux constituant le talus est supposé égal à:  $\varphi' = 35^\circ$ .

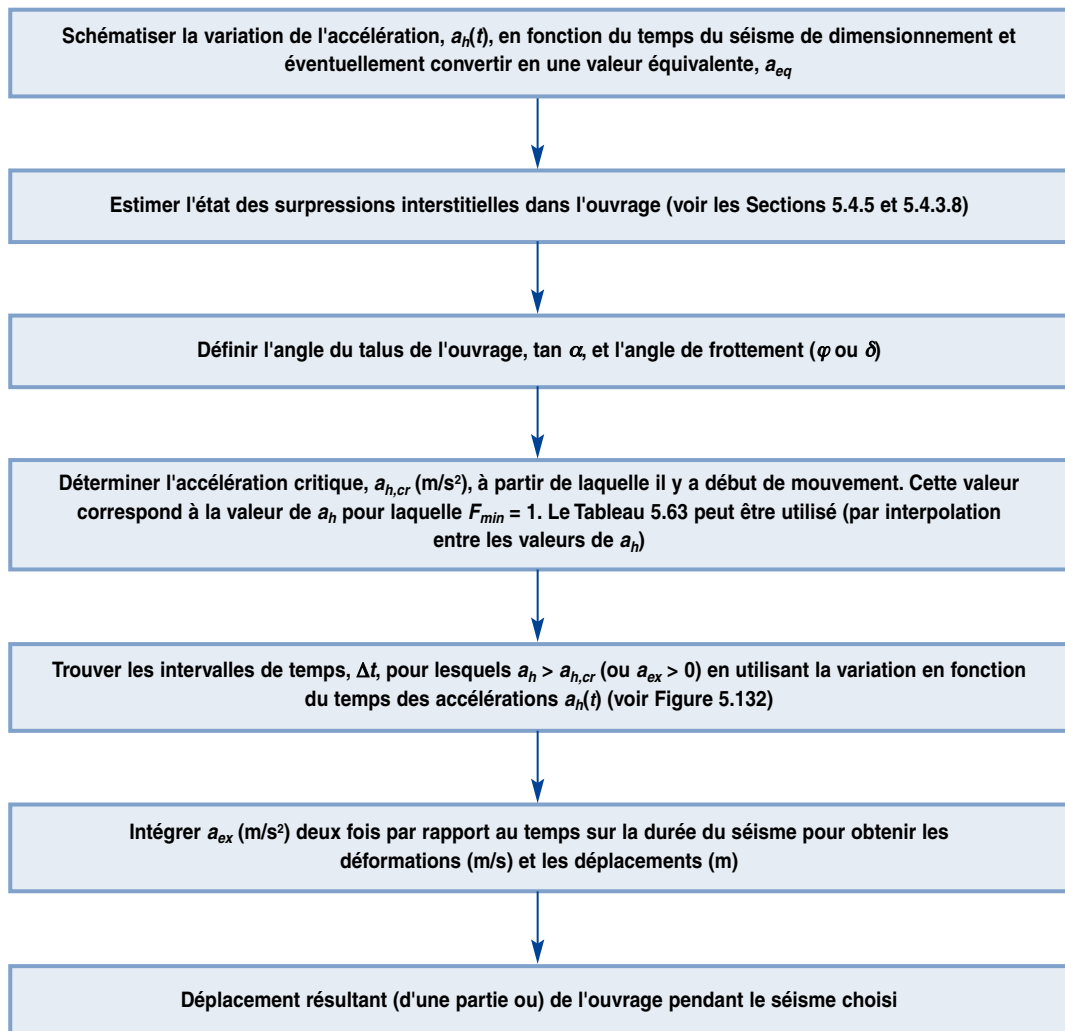
**Tableau 5.64** Coefficient de sécurité minimal  $F_{min}$  en fonction de  $\tan \alpha$  et de  $p^*$

Pente ( $\tan \alpha$ )	Accélération relative $a_h/g$ (-)	Surpression interstitielle relative			
		$p^* = 0 \%$	$p^* = 10 \%$	$p^* = 30 \%$	$p^* = 50 \%$
1/3	0.25	1.10	0.97	0.72	0.47
	0.15	1.38	1.23	0.92	0.62
	0.00	2.10	1.88	1.44	1.00
1/4	0.25	1.31	1.17	0.88	0.59
	0.15	1.68	1.50	1.14	0.78
	0.00	2.80	2.51	1.93	1.36
1/5	0.25	1.48	1.32	1.00	0.69
	0.15	1.95	1.74	1.32	0.93
	0.00	3.50	3.14	2.43	1.72
1/7	0.25	1.72	1.54	1.54	0.82
	0.15	2.34	2.10	2.10	1.13
	0.00	4.90	4.41	4.41	2.43

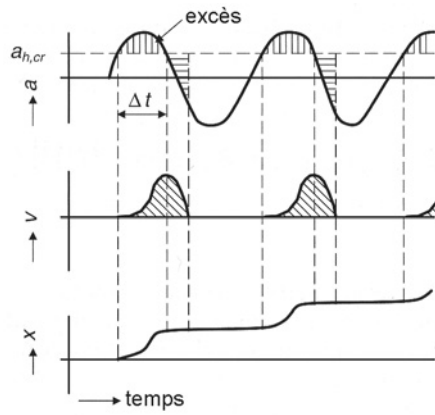
Les valeurs de  $F_{min} \geq 1$  indiquant une réponse du talus *au-delà des limites minimales de sécurité* (stabilité de l'ouvrage vérifiée), on en conclut que les pentes avec une inclinaison  $\tan \alpha \leq 1/3$  seront stables à la fin du séisme ( $a_h = 0 \text{ m/s}^2$ ) pour des surpressions interstitielles inférieures ou égales à 50 %. Cependant, des déplacements et des tassements des pentes peuvent survenir au cours des courtes périodes pendant lesquelles  $a_h > a_{h,cr}$ , où  $a_{h,cr}$  ( $\text{m/s}^2$ ) est l'accélération horizontale critique, qui peut être définie comme la valeur de  $a_h$  pour laquelle  $F_{min} = 1$ , quand  $\tau/\sigma' = \tan \varphi_m$ . Les valeurs de  $a_{h,cr}$  peuvent être estimées par interpolation à partir du Tableau 5.64.

À présent il est possible d'évaluer les déplacements résultants d'un séisme en appliquant le principe d'inertie à la suraccélération instantanée,  $a_{ex}$  ( $\text{m/s}^2$ ), définie par :  $a_{ex} = a_h - a_{h,cr}$  ( $\text{m/s}^2$ ). Les mouvements ( $\text{m/s}$ ) et déplacements ( $\text{m}$ ) s'obtiennent en intégrant  $a_{ex}$  sur les périodes  $\Delta t$  durant lesquelles  $a_{ex} > 0$ . En principe, au cours de la durée restante du tremblement de terre, on a  $a_{ex} < 0$ . Dans la pratique, on peut supposer que  $a_{ex} = 0$ , et donc les contributions aux mouvements et aux déplacements sont également nulles. Cette procédure est illustrée aux Figures 5.131 et 5.132.

**NOTE :** en ingénierie géotechnique, il est courant d'utiliser une accélération équivalente,  $a_{eq}$  ( $\text{m/s}^2$ ), à la place de  $a_h$ . La valeur de  $a_{eq}$  est alors prise égale à  $a_{eq} = 0.65 a_h$ .



**Figure 5.131** Procédure de détermination des déplacements induits par un séisme donné



**Figure 5.132**  
Intégration des variations des accélérations en fonction du temps pour déterminer les déplacements

L'Encadré 5.31 propose un exemple d'évaluation des déplacements résiduels.

**Encadré 5.31** Évaluation des déplacements d'origine sismique

La procédure présentée ci-dessus pour l'évaluation des déplacements résiduels (voir la Figure 5.131) est réalisée pour un séisme ayant les caractéristiques de base suivantes :

- nombre d'excitations :  $N_e = 15$  (cycles sinusoïdaux)
- période d'excitation :  $T = 0.5$  s
- accélération de pic :  $a_h/g = 0.25$  ou  $a_h = 2.5$  m/s<sup>2</sup>

La durée du séisme  $T_e$  (s) déduite de  $T_e = N_e T$  est égale à :  $T_e = 7.5$  s. En outre dans cet exemple, l'état de surpression interstitielle (relative) est caractérisé par  $p^* = 50$  %. Ce niveau de pression est supposé constant au cours de la durée du séisme  $T_e = 7.5$  s. Ces conditions peuvent correspondre, par exemple, à une magnitude sismique de  $M = 7$  (échelle de Richter), ou légèrement plus élevée.

Les résultats obtenus sont présentés au Tableau 5.65. Les données de la deuxième colonne ont été calculées à partir du Tableau 5.64 par interpolation de  $a_h$ . Les déplacements résiduels obtenus  $\Delta x$  positifs sont dirigés vers le bas de la pente.

**Tableau 5.65** Déplacement résiduel  $\Delta x$  pour des talus d'ouvrages types ( $\varphi' = 35^\circ$ ,  $p^* = 50$  %) à la suite d'un séisme caractérisé par :  $a_h/g = 0.25$ ,  $T = 0.5$  s et  $N_e = 15$

Talus tan $\alpha$	Accélération-seuil relative $a_{h,cr}/g$ (-)	Durée d'accélération effective ( $a_h > a_{h,cr}$ ) $\Delta t$ (s)	Déplacement résiduel $\Delta x$ (m)
1/3	0	0.25	1.7
1/4	0.075	0.20	0.7
1/5	0.125	0.17	0.4
1/7	0.185	0.12	0.1

Ces résultats indiquent que les déplacements résiduels totaux observés le long des talus et considérés au Tableau 5.65 sont plutôt limités tant que le niveau de surpression interstitielle relatif est inférieur ou égal à 50 %. Du fait des hypothèses formulées durant l'analyse, les déplacements présentés peuvent être considérés comme « prudents ». Si l'on se base sur le Tableau 5.64, à la fin du séisme, lorsque  $a_h = 0$ , on a  $F_{min} \geq 1$  pour les talus dont la pente n'excède pas 3/1. Cela signifie que le déplacement atteint son maximum immédiatement après la fin des secousses.

Il faut enfin souligner que dans l'évaluation réalisée, la principale incertitude concerne le pourcentage de surpression interstitielle,  $p^*$  (-), qui peut être généré et doit être utilisé comme paramètre dans l'analyse. Dans le cas de sable lâche et fin, le pourcentage de surpression interstitielle peut facilement dépasser 50 % au cours d'un séisme caractérisé par une magnitude  $M = 7$ , avec  $a_h/g = 0.25$ . L'un des aspects particuliers du comportement du sable soumis à une action cyclique est que la pression interstitielle – en tant que réponse – devient très sensible à l'augmentation du nombre de cycles d'actions dès que  $p^*$  atteint un niveau de 50 %. Cela signifie qu'une liquéfaction totale risque alors de se produire assez facilement.

Avec un talus de pente 3/1, et pour des surpressions interstitielles largement supérieures à  $p^* = 50$  %, le coefficient de sécurité est  $F_{min} < 1$  à la fin du séisme et ce, jusqu'à ce que la pression interstitielle soit dissipée (jusqu'à ce que la valeur critique associée à  $F_{min} = 1$  soit de nouveau atteinte). Il est évident qu'en raison des déformations supplémentaires survenant après le séisme (pouvant être considérées comme une réponse indirecte), le déplacement résiduel induit peut être bien supérieur à la réponse initiale donnée au Tableau 5.64. Il se produit, dans le pire des cas, une rupture totale ou un écoulement des matériaux constituant le talus par liquéfaction.

La norme EN 1998-5 établit des règles spécifiques concernant la vérification de la stabilité des fondations et des éléments de soutènement soumis à ou affectés par les séismes.

#### 5.4.3.6 **Soulèvement hydraulique, renard (érosion régressive), instabilité du filtre ou érosion interne – filtres granulaires et en géotextiles**

Bien que la carapace de protection de berge ou de talus soit directement exposée à l'attaque de la houle et des courants qui génèrent des forces de traînée, de portance ou d'abrasion, certains états parmi les plus critiques se produisent à l'interface entre le sol de base (ou les matériaux de remplissage) et la carapace. Des ruptures d'ouvrage peuvent résulter de la mauvaise prise en compte du besoin d'introduire une couche de transition entre la carapace et les couches inférieures réalisées au moyen d'un filtre granulaire.

##### **Analyse des phénomènes**

L'écoulement interstitiel local entraîne parfois une migration des particules fines de matériaux granulaires ou des particules du sous-sol à travers les pores des particules grossières ou des géotextiles. Ce phénomène, appelé *instabilité du filtre*, peut être à l'origine d'une détérioration de l'ouvrage ainsi que d'une modification de sa perméabilité. L'*instabilité du filtre* peut avoir trois causes distinctes :

- **érosion interne** : les particules fines migrent à travers les vides entre les particules grossières situées **dans la même couche**. Ce phénomène ne se produit qu'avec des matériaux à granulométrie étalée ;
- **instabilité d'interface avec les filtres granulaires** : les particules d'une couche *de base* migrent à travers les pores situés entre les particules d'une autre couche *filtre* (généralement la couche supérieure) ;
- **instabilité d'interface avec les filtres géotextiles** : les particules de la couche *de base* migrent à travers les pores situés dans un filtre géotextile.

Les filtres doivent donc empêcher l'érosion des particules fines. Le critère de dimensionnement classique est dit **géométriquement étroit** (ou **fermé**), ce qui implique des tailles des vides (filtre granulaire) ou d'ouvertures (filtres en géotextiles) suffisamment petites pour que les particules fines ne les traversent pas. Ces filtres sont relativement simples à concevoir : il suffit de connaître les distributions des tailles des particules et les distributions des tailles de vides ou d'ouvertures du filtre. Cependant, l'application de ces critères nécessite souvent un nombre élevé de couches filtrantes, ce qui alourdit les coûts. Il est important de noter qu'une approche flexible doit être adoptée pour la spécification des filtres granulaires, afin de tenir compte des éventuelles limites de capacité de production des carrières locales.

Des critères moins stricts ont été développés pour des filtres **géométriquement ouverts**, qui, dans bien des cas, permettent de limiter les coûts de ce type de dimensionnement. Les deux types de critères sont résumés ci-dessous pour les filtres granulaires. L'utilisation des critères applicables aux filtres **géométriquement ouverts** se base sur le principe selon lequel l'action hydraulique doit être suffisamment faible pour ne pas induire une **érosion** des matériaux de base (fins). Ces critères nécessitent cependant une connaissance approfondie des actions hydrauliques qui s'exercent sur les filtres, ces actions sont dues au mouvement de l'eau sur et dans l'ouvrage.

Les deux types de filtres doivent empêcher le transport des particules fines du sol à travers le filtre, tout en laissant passer l'eau. Ils ont donc deux fonctions. La première concerne la **stabilité du filtre** : il faut empêcher le transport des particules fines. Il faut noter à ce sujet que la taille de vide caractéristique d'un milieu granulaire en termes de dimensions est d'environ  $0.2 D_{15}$  (Kenney et Lau, 1985). La seconde exigence fonctionnelle est la suivante : un filtre doit laisser passer l'eau, principalement pour éviter toute surpression interstitielle. Cette fonction est appelée **perméabilité du filtre**.

En plus des données présentées dans cette section, il existe deux sources utiles d'informations plus détaillées concernant les filtres (CUR, 1993) et les géotextiles (Van Herpen, 1995) en ingé-

nerie hydraulique. On pourra également se reporter à Pilarczyk (1998), où Bezuijen et Kohler présentent une nouvelle approche en matière de conception des filtres soumis aux actions induites par la houle.

Le **soulèvement hydraulique** et le **renard (ou érosion régressive)** sont en de nombreux points similaires à l'érosion interne, contre laquelle les filtres permettent de lutter. Le renard (ou érosion régressive) est une forme de migration concentrée de matériaux granulaires fins à travers de minuscules chenaux présents dans le sol à grains fins situé sous une couche imperméable (béton ou argile, généralement). Cette migration est due à un écoulement interstitiel ou à une infiltration (concentré(e)) induit(e) par des gradients hydrauliques locaux au niveau de l'extrémité aval des parties imperméables de l'ouvrage, ce qui entraîne la formation de renards (ou chenaux d'écoulement dans la structure). Ce phénomène est souvent précédé d'un soulèvement hydraulique à l'extrémité aval, c'est-à-dire d'un déplacement vers le haut des particules du sol induit par l'écoulement vertical (boulance). Le soulèvement hydraulique se produit lorsque des forces d'écoulement ascendantes s'opposent à l'effet du poids propre du sol, annulant ainsi la contrainte effective verticale à un niveau nul.

### Erosion interne des matériaux granulaires

Kenney et Lau (1985) ont formulé un bon critère **géométriquement étroit** (ou **fermé**) (Équation 5.265):

$$\left[ F_{4D} / F_D - 1 \right]_{min} > 1.3 \quad (5.265)$$

où  $F_{4D}$  et  $F_D$  sont deux caractéristiques – liées entre elles – de la courbe de distribution des tailles des particules (masse cumulée en %) définie à la Figure 5.133. Lorsqu'on suit la courbe, les valeurs de  $[F_{4D}/F_D - 1]$  varient et la valeur minimale de  $[F_{4D}/F_D - 1]$  se situe au niveau de la partie la plus plate de la courbe.

Des règles de calcul plus pratiques ont été élaborées d'après l'Équation 5.265 (Équations 5.266 à 5.269).

**NOTE:** les valeurs des diamètres (de tamis) respectifs,  $D$  (m), s'obtiennent d'après les courbes de distribution granulométrique du matériau du filtre.

$$D_{10} < 3 D_5 \quad (5.266)$$

$$D_{20} < 3 D_{10} \quad (5.267)$$

$$D_{30} < 3 D_{15} \quad (5.268)$$

$$D_{40} < 3 D_{20} \quad (5.269)$$

Pilarczyk (1998) propose un critère similaire pour l'évaluation de la stabilité interne des filtres géométriquement étroits. Ce critère est donné ici sous la forme de l'Équation 5.270:

$$D_{60} / D_{10} < 10 \quad (5.270)$$

Dans le cas d'actions hydrauliques importantes (c.-à-d. d'un gradient hydraulique,  $i$ , relativement élevé), il est encore préférable d'avoir recours au critère géométriquement étroit. Néanmoins, si  $i < 1$ , il est possible d'utiliser le critère **géométriquement ouvert** suivant (den Adel *et al.*, 1988), qui définit un gradient critique – la *résistance*,  $i_{cr}$  (-) – qui doit être comparé au gradient hydraulique réel – l'*action*,  $i$  (-). Cette relation est représentée par l'Équation 5.271:

$$i_{cr} = \frac{1}{2} \left[ F_{4D} / F_D - 1 \right]_{min} \quad (5.271)$$

La stabilité est garantie tant que  $i < i_{cr}$  (action < résistance). La définition des gradients hydrauliques réels pose néanmoins toujours un problème, puisqu'il peut être nécessaire d'effectuer des mesures directes à l'aide de tubes piézométriques.



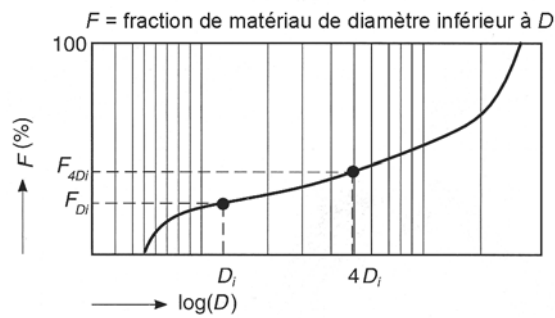


Figure 5.133

Caractéristiques de la distribution granulométrique pour le calcul de la stabilité interne

### Stabilité d'interface d'un filtre granulaire

La stabilité d'un filtre au niveau de l'interface entre deux matériaux granulaires différents est appelée stabilité d'interface (voir la Figure 5.134). Le plus fin des deux matériaux est appelé *base*, et le plus grossier *filtre*.

Le critère **géométriquement étroit** (ou **fermé**) peut être appliqué si les deux matériaux ont une granulométrie sans discontinuité et vérifient le critère de stabilité interne,  $D_{60}/D_{10} < 10$ .

$$D_{15f} / D_{85b} < 5 \quad (5.272)$$

où les indices « *b* » et « *f* » correspondent aux matériaux de la couche de base et de la couche filtre respectivement et le nombre en indice se réfère au passant de la distribution granulométrique.

**NOTE:** lorsque le *filtre* est la carapace, la couche de base est la sous-couche ou la couche filtre.

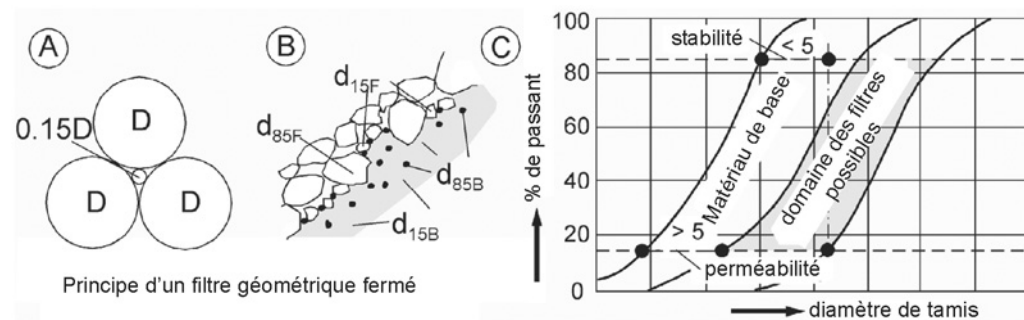


Figure 5.134 Stabilité d'interface des matériaux granulaires

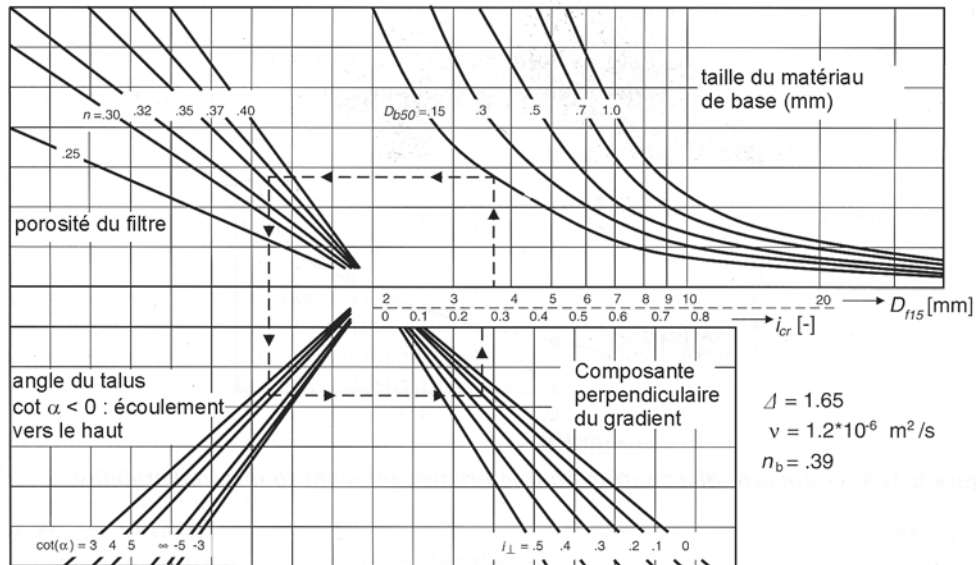
**Note:** les exigences de perméabilité présentées dans cette section sont également représentées dans cette figure pour illustrer les deux fonctions du filtre ainsi que la marge de conception.

Lorsque pour une distribution granulométrique donnée, il y a peu de particules situées dans la classe de granulométrie intermédiaire (c.-à-d. entre une dimension de tamis relativement petite, p. ex.  $D_{15}$ , et une dimension relativement grande, p. ex.  $D_{85}$ ), on parle de distribution à *granulométrie discontinue*. La courbe associée se caractérise ainsi par sa forme concave comportant une partie relativement plate au niveau de la classe intermédiaire. Une courbe de distribution granulométrique concave peut être caractérisée par l'Équation 5.273 :

$$\log(D_{10}/D_0) > \log(D_{20}/D_{10}) > \log(D_{30}/D_{20}) > \text{etc.} \quad (5.273)$$

Le critère ci-dessus (Équation 5.272) peut être étendu aux matériaux à granulométrie discontinue à condition de suivre la procédure suivante. Ce matériau peut être considéré comme un mélange de deux sous-ensembles aux classes granulométriques très différentes. Lorsque la base présente une granulométrie discontinue, il faut remplacer la valeur de  $D_{85b}$  dans l'Équation 5.272 par la dimension  $D_{85}$  (m) du plus petit des deux sous-ensembles granulométriques. Lafleur *et al.* (1992) suggèrent que cette dimension peut correspondre plus ou moins à la dimension  $D_{30b}$  du matériau de base dans son ensemble, et que la dimension  $D_{85b}$  de l'Équation 5.272 peut donc être remplacée par  $D_{30b}$ .

L'utilisation du critère géométriquement étroit ci-dessus est intéressante en présence d'actions hydrauliques importantes - gradients  $i$  (-) - et dans les cas où l'interface est presque verticale ou lorsque la base repose sur le filtre. Cependant, dans bien des situations, il est préférable d'utiliser des filtres **géométriquement ouverts**. De grandes séries d'essais en laboratoire ont été effectuées sur la stabilité d'interface, en prenant des gradients hydrauliques parallèles,  $i_p$  (-), ou perpendiculaires,  $i_n$  (-), à l'interface, et stationnaires ou cycliques. Un fondement théorique a été élaboré pour ces résultats, à savoir les gradients critiques,  $i_{cr}$  (-), et les essais ont été étendus aux situations incluant une pente (Bezuijen *et al.*, 1987; Bakker *et al.*, 1990). Les principaux résultats peuvent être résumés dans un diagramme (voir la Figure 5.135) dans lequel  $i_{cr}$  correspond à  $i_n$  et  $n_b$  est la porosité du matériau de base (-).



**Figure 5.135** Diagramme de calcul de la stabilité d'interface des filtres granulaires

D'après l'hypothèse selon laquelle l'action hydraulique la plus élevée est liée à la couche supérieure, et qu'il n'est pas nécessaire que la couche filtre soit plus résistante que la couche supérieure, Bakker *et al.* (1994) ont développé une formule de calcul applicable aux **filtres géométriquement ouverts pour la protection de fond**. L'Équation 5.274 donne cette formule sous une forme simplifiée.

$$\frac{D_{15f}}{D_{50b}} = \frac{15.3 R}{C_0 D_{50t}} \quad (5.274)$$

où  $R$  = rayon hydraulique (m);  $C_0$  = coefficient (-), intégrant la différence entre le gradient hydraulique au niveau de l'interface du filtre et le gradient hydraulique moyen de la couche du fond (une valeur sécuritaire applicable aux situations de turbulence normale au niveau de la couche-limite est donnée par  $C_0 = 30$ ); et  $D_{50t}$  = diamètre médian de tamis des enrochements de la couche supérieure (m). Là encore, les indices «  $f$  » et «  $b$  » désignent respectivement le matériau du filtre (plus grossier) et le matériau de la base (plus fin), respectivement.

La présence du diamètre médian des enrochements  $D_{50t}$  (m), dans l'Équation 5.274 peut s'expliquer par le fait qu'elle représente l'action hydraulique par le biais d'une formule de type Shields (p. ex. voir les Sections 5.2.3.1 et 5.2.1.2 – Équation 5.99). Plus la vitesse du courant,  $U$  (m/s), est élevée, plus la valeur de  $D_{50t}$  (m) augmente et plus la valeur de  $D_{15f}$  (m) doit être réduite pour pouvoir protéger un matériau de base ayant une valeur de  $D_{50b}$  (m) donnée.

**NOTE:** L'Équation 5.274 est valable pour les systèmes suivants:

- une carapace est placée directement sur le sous-sol non-cohérent existant;
- une carapace et une couche filtre sont placées sur le sous-sol non-cohérent existant;
- une carapace et au moins deux couches filtres sont placées sur le sous-sol non-cohérent existant.

La valeur de l'Équation 5.274 est particulièrement importante dans le premier cas de figure – une carapace placée directement sur le sous-sol non-cohésif. Les indices «  $t$  » et «  $f$  » désignent dans ce cas le même matériau (couche supérieure) et «  $b$  » désigne le sous-sol existant.

Dans le second cas (carapace – couche filtre – sous-sol non-cohésif), les indices «  $t$  » et «  $f$  » désignent là encore tous deux le matériau de la carapace, lorsque l'on évalue la stabilité de l'interface. Ici, néanmoins, l'indice «  $b$  » désigne le matériau du filtre. Dans ce cas, lors de l'évaluation de la stabilité de l'interface entre le filtre et le sous-sol, tous les indices désignent différemment les couches ou matériaux : «  $t$  » la carapace, «  $f$  » le filtre et «  $b$  » le matériau de la base ou du sous-sol.

### Exigences relatives à la perméabilité d'un filtre granulaire

La circulation ou le drainage de l'eau constitue l'autre fonction principale d'un filtre. Il est nécessaire d'effectuer une analyse particulière pour les filtres dont la principale fonction est d'assurer le drainage de l'eau dans une direction longitudinale (parallèle à l'interface) (filtres situés sous des revêtements faits de bitume ou de blocs, par exemple (voir les Figures 5.127 et 5.128)). Ce sujet dépasse cependant la portée de la présente section. Pour les autres types de filtres, l'exigence concerne la perméabilité dans le cas d'un écoulement perpendiculaire à l'interface. Il s'agit entre autres des filtres utilisés pour les canalisations d'assainissement, les puits d'eau potables, etc., pour lesquels ont été élaborées la plupart des règles présentées dans les publications spécialisées. La présente section concerne essentiellement les filtres placés dans les ouvrages en enrochement. L'exigence générale de perméabilité applicable à ces filtres est la suivante : la résistance à l'écoulement doit être suffisamment réduite pour empêcher la formation de pressions interstitielles à l'origine de l'instabilité de l'ouvrage (voir les Sections 5.4.5 et 5.4.3.2). Ce critère est automatiquement satisfait si la stabilité est déterminée de la façon décrite dans les sections auxquelles il est fait référence, c'est-à-dire en tenant compte d'éventuelles surpressions interstitielles  $\Delta p$  (kPa), ou de charge piézométrique (m), et de leurs effets sur les contraintes  $\sigma'$  et  $\tau$  (kPa), et/ou de l'action, c'est-à-dire le gradient hydraulique,  $i = \partial p / \partial x_i$  (-), où  $p$  = hauteur équivalente de la charge piézométrique interstitielle (m) et  $x_i$  = distance dans la direction du gradient (m).

Cependant, de nombreuses publications réduisent l'exigence de perméabilité à l'expression donnée ici sous la forme de l'Équation 5.275, qui est facile à appliquer (voir la Figure 5.134 dans la section ci-dessus), mais n'est pas toujours la plus adaptée (de Groot *et al.*, 1993).

$$D_{15f} / D_{15b} > 4 \text{ à } 5 \quad (5.275)$$

Cette exigence correspond à la nécessité que la perméabilité du filtre,  $k_f$  (m/s), soit nettement supérieure à celle de la base  $k_b$  (m/s). Dans les cas d'écoulement laminaire, observés notamment en présence d'un matériau de base sablonneux (voir la Figure 5.139), cela correspond à l'expression donnée ici sous la forme de l'Équation 5.276 :

$$k_f / k_b > 16 \text{ à } 25 \quad (5.276)$$

Le critère de perméabilité donné ci-dessus par l'Équation 5.275 et illustré à la Figure 5.134 est un critère très sécuritaire pour tous types de filtres, tels que ceux utilisés dans les conduites d'assainissement, les puits d'eau potable, etc., et s'obtient généralement facilement en effectuant un choix approprié de matériau à granulométrie uniforme pour la (les) couche(s) filtre(s). Lorsque le matériau utilisé comme filtre dans le type d'ouvrages dont traite ce guide présente une granulométrie, alors ce critère peut être assoupli et prendre la forme de l'Équation 5.277 ci-dessous, qui correspond à l'exigence  $k_f > k_b$  :

$$D_{15f} / D_{15b} > 1 \quad (5.277)$$

Le critère de l'Équation 5.277 peut être assoupli davantage si le calcul de l'écoulement interstitiel prouve qu'une perméabilité moindre du filtre ne compromet pas la stabilité de l'ouvrage.

### Stabilité d'interface d'un filtre géotextile

Le critère assurant la stabilité d'interface d'un filtre géotextile est quasiment toujours formulé selon le principe *géométriquement étroit*. L'Équation 5.278 exprime un critère général :

$$D_{min} \leq O_{90,w} \leq D_I \quad (5.278)$$

où  $O_{90,w}$  = diamètre de l'ouverture de filtration du matériau géotextile, mesuré selon la norme EN ISO 12956 (m);  $D_I$  = diamètre indicatif des particules de sol à filtrer, correspondant à la dimension du squelette granulaire du sol à stabiliser (m); et  $D_{min}$  = valeur minimale du diamètre de l'ouverture du géotextile, correspondant aux particules fines les plus grosses transportées en suspension dans l'eau (m). Giroud *et al.* (1998) estiment que cette valeur minimale est égale à :  $D_{min} \approx 50 \mu\text{m}$ .

La norme NF G38061 définit  $D_I$  par l'Équation 5.279:

$$D_I = C D_{85b} \quad (5.279)$$

Dans le cas où un filtre géotextile est utilisé dans un ouvrage maritime ou une protection de berges sous une couche de matériau granulaire, cette norme donne pour une courbe de distribution uniforme, définie par  $C_U < 5$ , avec  $C_U = D_{60b}/D_{10b}$  (-), un coefficient d'uniformité :  $C = 0.4$  pour un sol lâche ou  $C = 0.6$  pour un sol compact.

Dans le cas de sols non-cohésifs ayant un coefficient d'uniformité,  $C_U$  (-), supérieur à 5, il est possible d'utiliser d'autres critères.

Giroud (1988) propose deux relations entre le diamètre indicatif,  $D_I$  (m), le coefficient d'uniformité,  $C_U$  (-), et la dimension caractéristique du matériau de base (voir l'Équation 5.280), en fonction de la densité du sol (voir l'Équation 5.309 pour la définition de l'indice de densité  $I_D$ ):

$$D_I = \begin{cases} 18 C_U^{-1.7} D_{85b} & \text{pour sol dense } (I_D > 50\%) \\ 9 C_U^{-1.7} D_{85b} & \text{pour sol lâche } (I_D < 50\%) \end{cases} \quad (5.280)$$

Lafleur *et al.* (1996) proposent également deux formules (voir l'Équation 5.281), établissant cette fois une relation entre le diamètre indicatif et la dimension caractéristique du matériau de base, en fonction de la forme de la courbe de distribution :

$$D_I = \begin{cases} D_{50b} & \text{pour une courbe linéaire} \\ D_{30b} & \text{pour une courbe concave vers le haut} \end{cases} \quad (5.281)$$

Pour les sols à granulométrie discontinue, il faut appliquer les critères décrits ci-dessus sous le titre « Stabilité d'interface d'un filtre granulaire », en utilisant le  $D_{85f}$  de la fraction la plus fine.

Dans le cas de sols cohérents, il faut appliquer les critères précédents. Si les résultats sont inférieurs à  $80 \mu\text{m}$ , la norme NF G38061 suggère de retenir une valeur minimale de  $D_I = 80 \mu\text{m}$ .

Pour améliorer la stabilité d'interface, il est possible d'introduire une couche de matériaux granulaires entre la carapace et le filtre géotextile (filtre composite). Cette couche granulaire a pour fonction de réduire le gradient hydraulique lié à la circulation d'eau dans le sol de base, mais a aussi d'autres fonctions bénéfiques. Elle protège le géotextile lors de la mise en place d'une carapace constituée de gros enrochements; son épaisseur doit être au moins cinq fois supérieure à la taille moyenne des matériaux constituant cette couche granulaire; de plus, elle protège le géotextile en cas de dommage local subi par la carapace. La carapace doit être conçue comme un filtre vis-à-vis de cette couche granulaire. On peut également utiliser des filtres géotextiles composites à deux couches.

Le filtre granulaire doit présenter une perméabilité supérieure à celle du sol de base et du géotextile, ainsi qu'une masse par unité de surface relativement plus élevée.

Pour de plus amples informations concernant le dimensionnement des filtres géotextiles, voir par exemple AIPCN (1987), Pilarczyk (2000) ou Giroud (1996). Ce dernier compare la conception des filtres granulaires et des filtres géotextiles. Il introduit également un nouveau critère applicable à l'efficacité de filtration à long terme des filtres géotextiles non-tissés, à savoir le nombre de

constrictions,  $m_c$  (-), mesuré par exemple selon la norme NF G38030. Ce critère est :  $25 \leq m_c \leq 40$  (Giroud *et al.*, 1998).

### Exigences relatives à la perméabilité d'un filtre géotextile

Les exigences générales applicables à un filtre géotextile sont identiques aux exigences relatives à un filtre granulaire (voir ci-dessus sous le titre « Exigences relatives à la perméabilité d'un filtre granulaire »). Cependant, dans la plupart des publications, elles sont réduites aux critères applicables au ratio  $k_f/k_b$  donnés ici.

Les critères relatifs à ce rapport comprennent :

- $k_f \geq 100 k_b$  pour les ouvrages de protection du littoral (Giroud, 1996) ;
- $k_f \geq 50 k_b$  pour les sols limoneux (BAW, 1993) ;
- $k_f \geq 10 k_b$  pour les sols peu limoneux (BAW, 1993) ;
- $k_f \geq 20 k_b$  (Lafleur *et al.*, 1993).

Les valeurs des coefficients proposés par Giroud et le BAW dans le cas de sols limoneux sont bien supérieures aux coefficients 16 à 25 de l'Équation 5.276. Cela s'explique par le fait que  $k_f$  peut diminuer considérablement au cours de la durée de vie de l'ouvrage du fait de bouchons et/ou d'un colmatage, notamment en présence de sols limoneux (voir Pilarczyk, 2000), et au fait que la résistance à l'écoulement du géotextile et du sol combinés peut présenter une valeur différente de la somme des résistances à l'écoulement respectives de ces deux matériaux. Il est essentiel de tenir compte du fait que la valeur de la perméabilité du filtre,  $k_f$  (m/s), est réduite sur le long terme, et de déterminer cette valeur conformément à l'usage international.

La propriété caractéristique associée, mesurée sur les filtres géotextiles conformément à la norme EN ISO 11058, est l'indice de vitesse  $V_{150}$  (m/s), pour une perte de charge de 50 mm :  $V_{150} = 0.05(k_f/t_g)$ , où  $t_g$  = épaisseur du géotextile (m). Les critères précédents peuvent donc être exprimés par l'Équation 5.282 :

$$V_{150} \geq (0.5 \text{ à } 5) \frac{k_b}{t_g} \quad (5.282)$$

La résistance totale à l'écoulement d'un géotextile, c'est-à-dire le rapport entre son épaisseur et sa perméabilité  $t_g/k_f$  (s), est plus pertinente que la perméabilité seule. C'est la raison pour laquelle le critère  $k_f \gg k_b$  peut être remplacé par le critère (voir l'Équation 5.283) selon lequel la résistance à l'écoulement du géotextile est inférieure à la résistance à l'écoulement d'une couche de matériau de la base d'une épaisseur de 0.1 m :

$$t_g / k_f < 0.1 / k_b \quad (5.283)$$

où  $t_g$  = épaisseur de géotextile (m).

La valeur de  $k_f$  réduite à long terme doit être appliquée dans l'Équation 5.283 ci-dessus.

### Autres exigences applicables à un filtre géotextile

Les filtres géotextiles ne peuvent remplir les fonctions décrites ci-dessus au cours de la durée de service de l'ouvrage que si les exigences suivantes sont également respectées :

- la **mise en place** doit être effectuée avec soin, pour empêcher tout dommage et assurer un bon recouvrement des panneaux ; une attention particulière doit être apportée au choix des propriétés suivantes : allongement sous une action maximale, énergie absorbable, résistance au poinçonnement statique et à la perforation dynamique.
- la **durabilité** doit être suffisante ; pour cela, il faut s'assurer des propriétés suivantes : efficacité de filtration à long terme, résistance aux environnements agressifs (de façon à conserver les caractéristiques fonctionnelles d'origine).

La Section 3.16 donne des éléments supplémentaires sur les géotextiles.

**Soulèvement hydraulique**

La stabilité du sol vis-à-vis du soulèvement hydraulique doit être évaluée en appliquant soit l'Équation 5.284, soit l'Équation 5.285 pour chaque colonne de sol concernée. L'Équation 5.284 exprime la condition de stabilité en fonction de la pression interstitielle déstabilisante,  $u_{dst}$  (kPa), et de la contrainte verticale totale stabilisante,  $\sigma_{v,stab}$  (kPa).

$$u_{dst} \leq \sigma_{v,stab} \quad (5.284)$$

L'Équation 5.285 exprime la même condition en fonction de la force d'infiltration verticale,  $F_{hyd}$  (kN), et du poids déjaugé,  $W'$  (kN).

$$F_{hyd} \leq W' \quad \text{ou} \quad F_{hyd} \leq V(\rho - \rho_w)g \quad (5.285)$$

où  $V$  = volume du sol ( $\text{m}^3$ );  $\rho$  = masse volumique du sol en incluant l'eau ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ),  $\rho = \rho_b + n_v \rho_w = \rho_s (1 - n_v) + n_v \rho_w$ , avec  $\rho_b$  = masse volumique du sol sec et  $\rho_s$  = masse volumique des particules solides ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ).

L'Équation 5.285 peut également être exprimée (voir l'Équation 5.286) en fonction du gradient hydraulique vertical,  $i$  (-), et du poids volumique déjaugé  $\gamma' = \gamma - \gamma_w$  ( $\text{kN}/\text{m}^3$ ):

$$i \leq \gamma' / \gamma_w \quad \text{ou} \quad i \leq (\gamma - \gamma_w) / \gamma_w \quad (5.286)$$

où  $\gamma$  = poids volumique du sol, = particules + eau ( $\text{kN}/\text{m}^3$ ).

**Renard (ou érosion régressive)**

Il se produira un phénomène de renard si le gradient générant l'écoulement dans la structure sortant perpendiculairement à la surface du sol dépasse une valeur critique qui dépend de la taille des particules,  $D_{50}$ , et du coefficient d'uniformité ( $C_U = D_{60}/D_{10}$ ) de la couche sensible (perméable). À titre de première estimation, le gradient induisant l'écoulement dans le matériau peut être déterminé approximativement par une valeur moyenne, définie comme le rapport entre une différence de charge hydraulique globale,  $\Delta H$  (m), et une longueur d'écoulement d'eau,  $L_k$  (m). Dans cette approche, il est possible d'empêcher la formation d'un renard en s'assurant que la valeur de  $L_k$  (m) est supérieure à la valeur de  $c_k \Delta H$  (voir l'Équation 5.287), ou que le gradient  $\Delta H/L_k$  (-) n'excède pas une valeur maximale critique égale à:  $1/c_k$ .

$$\frac{\Delta H}{L_k} < \frac{1}{c_k} \quad \text{ou} \quad L_k > c_k \Delta H \quad (5.287)$$

où  $c_k$  = coefficient de fluage (-) (Lane, 1935) (Bligh, 1912); voir le Tableau 5.66.

Bligh définit la longueur d'écoulement par la somme des longueurs de l'écoulement horizontal et de l'écoulement vertical ( $L_k = L_{kv} + L_{kh}$ ). Lane, quant à lui, indique qu'elle peut être calculée en additionnant la longueur de l'écoulement vertical et un tiers de la longueur de l'écoulement horizontal:  $L_k = L_{kv} + L_{kh}/3$ .

À l'origine, l'Équation 5.287 était conçue pour des ouvrages tels que des barrages, mais elle a également été appliquée aux couches (de sable) perméables recouvertes par des matériaux imperméables (p. ex. argile) utilisées pour construire des digues fluviales. Il faut noter qu'il existe des modèles plus sophistiqués, par exemple, voir Weijers et Sellmeijer (1993).



**Tableau 5.66** Valeurs du coefficient de fluage,  $c_k$  (-), selon Bligh (1912) et Lane (1935)

Type de sol	$c_k$ (Lane)	$c_k$ (Bligh)
Sable très fin ou limon	8.5	18
Sable fin	7	15
Sable à grains moyens	6	–
Sable grossier	5	12
Graviers de dimension moyenne	3.5	–
Graviers grossiers	3	–
Enrochement, graviers et sable	–	4 à 6
Argile	2 à 3	–

#### 5.4.3.7 Tassement ou déformation lié(e) aux actions hydrauliques ou à la gravité

Dans certains cas, le tassement de l'enrochement sous l'effet de la gravité, des actions hydrauliques et des actions sismiques (voir également la Section 5.4.3.5) constitue un paramètre de conception essentiel. Si des glissements ou des déformations importantes par cisaillement ne sont pas attendus, le tassement est principalement lié à un phénomène de densification. La valeur du tassement dépend de la densité initiale et de la qualité des matériaux constituant l'ouvrage. Si la densification se produit pendant la construction, ce phénomène sera très limité une fois les travaux terminés. Si cela n'est pas le cas, le tassement lié à l'effet de la pesanteur et aux actions hydrauliques peut être égal à 1 ou 2 % de l'épaisseur du remblai pour un matériau de bonne ou d'excellente qualité, mais la majeure partie du tassement se produit durant la construction.

Ce type de tassement peut être calculé avec précision à l'aide d'une analyse des éléments finis reposant sur une modélisation élastoplastique appropriée des matériaux rocheux si les paramètres de déformation peuvent être déterminés avec un degré suffisant de précision. Il peut être nécessaire de réaliser des essais à grande échelle pour établir ces paramètres. Touïleb *et al.* (2000) ainsi qu'Anthiniac *et al.* (1999) proposent une analyse du comportement des matériaux rocheux et de la modélisation de ce milieu par éléments finis.

Le tassement du sous-sol sous la base de l'ouvrage est souvent au moins aussi important que celui des matériaux constituant l'ouvrage (CIRIA, 1983). Ainsi une approche unidimensionnelle, selon laquelle le tassement varie en fonction de la hauteur locale de l'ouvrage, assure généralement une précision suffisante si aucune déformation importante par cisaillement n'est à prévoir. Dans les autres cas, il faut avoir recours à un calcul bidimensionnel, par exemple à l'aide d'un modèle de type éléments finis.

Le tassement des couches d'argile et d'autres matériaux de sol présentant une faible perméabilité se produit au fil du temps et nécessite une modélisation du phénomène de consolidation. Là encore, une approche 1D est souvent suffisante. La vitesse de consolidation est un facteur déterminant pour la capacité portante du sol, puisque la résistance augmente avec le degré de consolidation. Par conséquent, les sols argileux très mous ne peuvent servir de sols de fondation que si la durée de construction est suffisamment longue, ou si des mesures spéciales (p. ex. drainage vertical) sont adoptées pour accélérer la consolidation.

#### 5.4.3.8 Modélisation numérique et physique

La description des phénomènes physiques relatifs aux ouvrages en enrochement à l'aide d'équations, de modèles numériques (mathématiques) ou physiques, de graphiques (ou d'abaques), ou reposant sur le jugement de l'ingénieur, est toujours une approximation de la réalité. L'objectif et l'intérêt de la modélisation sont de permettre l'optimisation d'une conception ou d'un élément particulier de l'ouvrage en fournissant une approximation plus précise. Il existe un nombre quasiment infini de modèles différents, et les possibilités offertes par la modélisation numérique vont en croissant, contrairement aux modèles physiques, qui se heurtent aux limites que constituent les



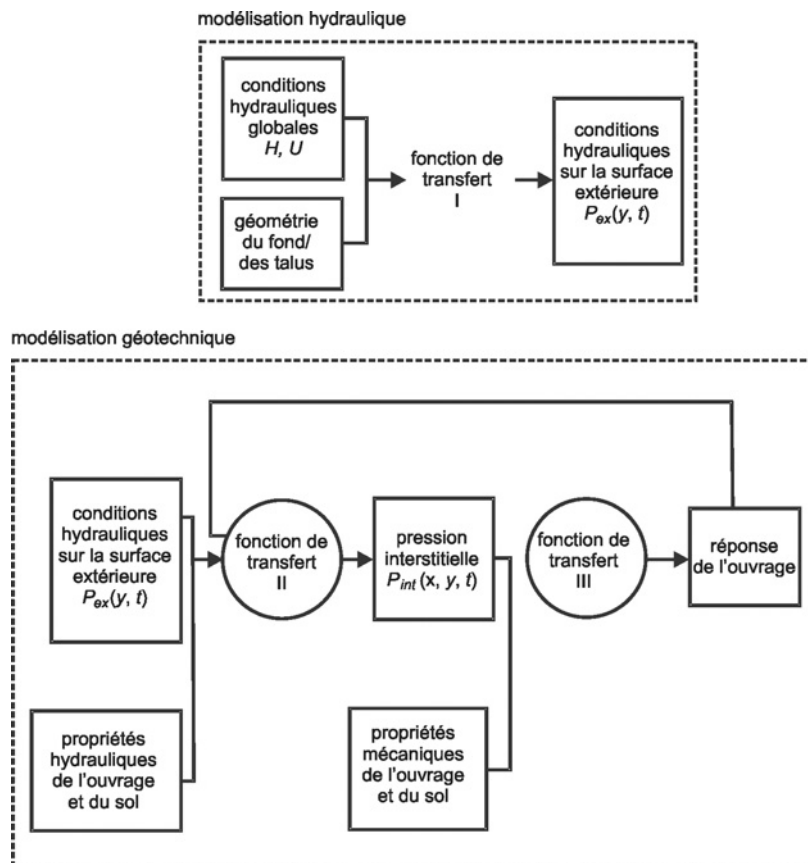
effets d'échelle, difficiles à surmonter (de la même façon que dans les modèles à échelle réduite habituels de la mécanique des fluides) en centrifugeuses. Puisque ces questions font toujours l'objet de travaux de R & D, la modélisation ne sera traitée ici que de façon générale. Le lecteur peut se référer aux publications spécialisées pour avoir un aperçu récent des possibilités offertes à l'heure actuelle par la modélisation.

La modélisation des phénomènes hydrauliques et/ou géotechniques doit satisfaire trois séries d'exigences :

1. La première vise à s'assurer que le modèle est correctement défini (définition des limites du modèle, des conditions aux limites relatives à toutes les inconnues, des conditions d'interface en présence de matériaux de natures différentes, des équations générales à résoudre (statiques ou dynamiques)).
2. La deuxième concerne le choix des modèles mécaniques et hydrauliques pour tous les matériaux utilisés : élasticité linéaire ou non-linéaire, plasticité, viscosité linéaire ou non-linéaire, modèle à grandes ou à petites déformations, modèle à contrainte effective ou à contrainte totale, sol saturé ou non-saturé (milieu poreux), etc.
3. La troisième concerne les méthodes analytiques ou numériques utilisées pour résoudre les équations déduites des principes de la mécanique des milieux continus et des lois de contrainte-déformation, c'est-à-dire des relations  $\sigma$ - $\varepsilon$ .

Du fait du développement progressif des modèles numériques et des programmes informatiques au cours des quarante dernières années, des modèles et des programmes de différentes générations coexistent à l'heure actuelle ; la tendance générale est l'apparition de programmes de calculs numériques de plus en plus puissants destinés à résoudre des problèmes tridimensionnels couplant différents phénomènes élémentaires. Cela se vérifie pour les phénomènes hydrauliques d'une part, et pour l'ingénierie géotechnique d'autre part, mais on ne sait pas exactement si les problèmes hydrauliques et géotechniques couplés peuvent être résolus simultanément, en raison des différences dans la façon de formuler les équations de base de la mécanique.

Lorsqu'il est impossible de coupler les phénomènes hydrauliques et géotechniques, leur modélisation s'effectue séparément, comme l'indique la Figure 5.136.



**Figure 5.136**  
Modélisation séparée des phénomènes hydrauliques et géotechniques

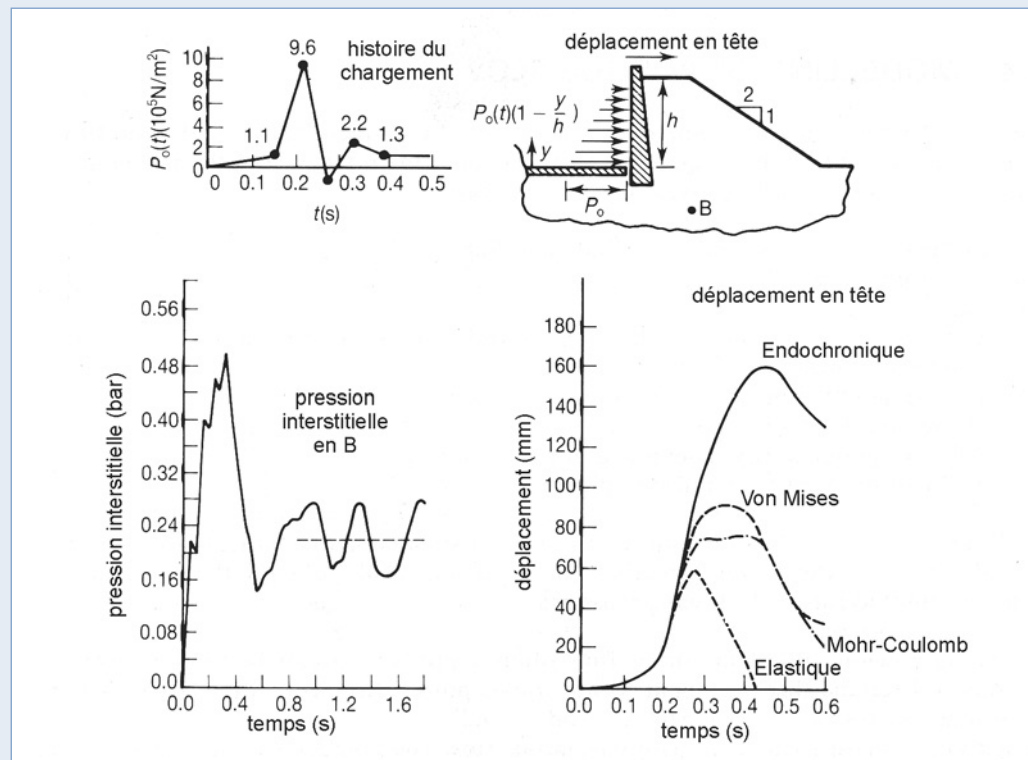
Il faut cependant s'intéresser de près à la question de l'importance du couplage des équations relatives à l'écoulement interstitiel et à la déformation du squelette granulaire. Ce couplage est essentiel si la déformation du squelette granulaire a effectivement une influence sur l'écoulement interstitiel, comme c'est parfois le cas (i) avec les phénomènes non-stationnaires si la déformation élastique et/ou plastique du squelette est importante ou (ii) en présence d'une érosion interne forte ou d'un colmatage important. Ces cas nécessitent l'usage d'un modèle couplé. L'Encadré 5.32 contient une brève description d'un modèle biphasique développé aux Pays-Bas. L'Encadré 5.33 présente un exemple de modèle monophasique.

**Encadré 5.32** Modélisation biphasique de l'interaction dynamique entre le sol, l'eau et l'ouvrage

Les modèles aux éléments finis peuvent être utilisés pour simuler le comportement dynamique non-linéaire d'un ouvrage et du sol avoisinant à deux phases. Le programme SATURN, développé aux Pays-Bas et basé sur une approche de type Darcy-Biot, est un exemple de ce type de modèle. SATURN sert à modéliser l'interaction entre l'eau et le sol. L'interaction entre le sol et l'ouvrage intègre les phénomènes de glissement et de fissuration. On peut appliquer une loi de frottement générale au niveau de l'interface.

Les équations d'équilibre sont résolues à l'aide d'une intégration temporelle explicite pour la propagation dynamique de la houle, tandis que l'on a recours à des techniques implicites pour le mouvement irrégulier. Une mise à jour régulière des positions spatiales des éléments permet de tenir compte des effets des grandes déformations. Le problème de l'état initial lié au comportement non-linéaire est généré implicitement pour assurer la compatibilité du problème dynamique non-linéaire. Les modèles de sol disponibles sont : Von-Mises, Drucker-Prager, Mohr-Coulomb, Critical State ou encore Double Hardening. L'eau interstitielle est compressible.

Le code a été entièrement testé et appliqué à différents problèmes dynamiques complexes (Barends *et al.*, 1983). La Figure 5.137 présente pour un ouvrage (coupe en haut à droite) et pour un chargement variant dans le temps (graphique en haut à gauche) donnés, la pression interstitielle calculée au point B et le déplacement calculé en crête d'ouvrage en fonction du temps.

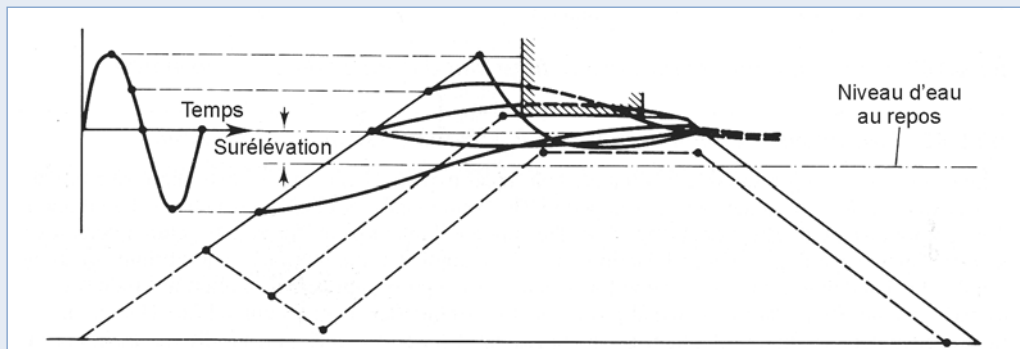


**Figure 5.137** Interaction dynamique entre le sol, l'eau et l'ouvrage

Dans certains cas, l'interaction entre la phase liquide et la structure du sol est si forte que les vitesses de circulation du fluide interstitiel par rapport au squelette granulaire sont faibles, comparées aux vitesses du fluide interstitiel et du squelette granulaire réunis. Cela se produit souvent avec l'argile, mais également avec des matériaux granulaires plus épais chargés pendant de très courts laps de temps, pendant lesquels la réponse dynamique devient importante. Dans ce type de cas, l'écoulement interstitiel et la structure du sol peuvent être considérés comme un seul et même matériau (non-drainé), ce qui permet d'appliquer un modèle monophasique. Ce type de modèle (monophasique) peut également être utilisé lorsque les pores ne contiennent que de l'air car celui-ci (contrairement à l'eau) n'a aucun effet significatif sur la structure du sol et n'a donc pas besoin d'être modélisé.

**Encadré 5.33** Modélisation verticale 2D monophasique du mouvement de l'eau sur un ouvrage en enrochement

Un modèle a été développé aux Pays-Bas (MBREAK/ODIFLOCS), il décrit le mouvement vertical de l'eau en 2D sur un ouvrage en enrochement soumis à l'attaque de la houle en intégrant les effets de la turbulence, de l'inertie, de l'irrégularité de l'écoulement et de la hauteur d'eau devant l'ouvrage (voir la Section 5.4.5). Les conditions aux limites sont le run-up de la houle et les pressions de la houle sur le talus, qui doivent être déterminées à partir d'essais. Le programme effectue les calculs relatifs à la nappe phréatique à l'aide de la méthode des différences finies, puis ceux relatifs au champ d'écoulement interstitiel à l'aide d'un modèle à éléments finis. On obtient ainsi une pression et un champ des vitesses dans des conditions de variations de la nappe phréatique à l'intérieur de l'ouvrage. Les aspects importants sont l'endroit où se situent des écoulements internes importants, ainsi que l'importance de la surélévation de la nappe interne. Ce modèle peut servir à analyser la transmission de la houle. La Figure 5.138 présente les calculs relatifs à la nappe phréatique à différents moments.



**Figure 5.138** Nappes phréatiques subissant l'action de la houle

## 5.4.4 Propriétés géotechniques du sol et de la roche

### 5.4.4.1 Généralités

L'application des principes énoncés aux Sections 5.4.2 et 5.4.3.1 au dimensionnement géotechnique nécessite :

- une description fiable des sols, des enrochements et des autres matériaux du projet (objet de la présente section) ;
- une description précise des actions ;
- un modèle géotechnique représentatif permettant de quantifier les états-limites, et comprenant des méthodes d'analyse appropriées de la stabilité et des déformations du sol, des matériaux rocheux et des ouvrages, telles que des méthodes de calcul, des modèles simplifiés ou des règles basées sur l'expérience (voir la Section 5.4.3).

### 5.4.4.2 Similitudes et différences entre le sol et les matériaux rocheux

Ce que l'on nomme *propriétés* des sols et de la roche ne consistent pas, en général, en une description directe de leur structure et de leur comportement, mais ne sont qu'une partie d'un modèle, qui se limite à certaines de leurs caractéristiques. La plupart des modèles ont été validés par l'expérience, mais certains événements inattendus peuvent toutefois se produire du fait des écarts entre les phénomènes naturels et les modèles couramment utilisés. Il est donc fortement recommandé d'avoir une connaissance géotechnique de la conception d'ouvrages et des projets.

Tous les sols et les matériaux rocheux sont des matériaux géologiques correspondant à différents stades du cycle de transformation de la croûte terrestre. Les sols sont des matériaux granulaires lâches qui se densifient au fil du temps, tandis que les roches sont des matériaux continus et rigides qui, progressivement, se fendent, s'érodent, se dissolvent et se transforment en sol. Les propriétés des sols et des roches peuvent varier entre des bornes très écartées (coefficient pouvant atteindre  $10^{10}$ ) et il est essentiel d'identifier correctement les sols et les matériaux rocheux présents sur le site du projet. Par conséquent, la connaissance de l'histoire géologique du site ou de la région peut faciliter une définition précise des propriétés du sol et des matériaux rocheux.

La **mécanique des sols** établit une distinction nette entre les sols fins et les sols grossiers, la dimension-limite des particules se situant à 60-63 ou 80  $\mu\text{m}$ , en fonction des normes nationales. Les sols fins sont faits de particules de faible dimension (jusqu'à 1  $\mu\text{m}$  pour les argiles colloïdales), séparées par des vides de petite taille, mais le volume total peut fortement varier entre l'état le plus lâche (sol mou) et l'état le plus dense (sol dur). Les sols grossiers, au contraire, sont faits de particules plus grosses (jusqu'à 200 mm pour les pierres et 1 m pour les enrochements), séparées par des vides de taille supérieure, mais le volume total des vides varie de façon plus réduite entre l'état le plus lâche et l'état le plus dense.

La nature des particules de sol a une influence considérable sur leur comportement : les particules argileuses ont un contact visqueux et interagissent avec l'eau interstitielle et les particules plus grossières, tandis que les particules grossières, moins sensibles à l'eau, peuvent évoluer de différentes façons en fonction de leur nature minéralogique (siliceuse, calcaire, marneuse).

La taille et la nature des particules de sol, associées à la densité de l'assemblage de ces particules, déterminent l'ensemble des propriétés de tout sol naturel ou matériau de remplissage. La faible perméabilité des sols fins est responsable du comportement « non-drainé » à court terme de ces sols, tandis que le volume total de leurs vides constitue la principale origine des tassements. La viscosité de toutes les argiles entraîne des tassements à long terme et des mouvements horizontaux. Les argiles molles sensibles ont une densité naturelle qui ne correspond pas à la salinité de l'eau qui s'infiltré dans leurs vides. Le sable et les graviers sont perméables, et peuvent généralement subir des déformations limitées quand ils sont soumis à une action. Le sable et les graviers lâches peuvent subir des déformations plus importantes (diminution de volume) lorsqu'ils sont soumis à des actions cycliques, tandis que le sable et les graviers compacts sont sujets à la dilata-tance (accroissement de volume dû au cisaillement pur).

La **mécanique des roches** distingue la matrice rocheuse et les propriétés de la roche, des propriétés de la masse rocheuse. Les masses rocheuses continues et non altérées par les intempéries ne se trouvent généralement pas au niveau de la surface du sol. Elles sont le plus souvent fissurées et divisées en blocs de dimensions plus réduites, voire en pierres du fait de réseaux de fissures parallèles (voir la Section 3.3). La relation entre les résultats des essais effectués sur de petits échantillons de la matrice rocheuse et le comportement global de la masse rocheuse est donc de première importance. Le même problème se pose pour les ouvrages en enrochement dans lesquels les propriétés mécaniques de la couche d'enrochements ou du remblai en matériaux rocheux ou de carrière doivent être évaluées à partir de sources d'informations indirectes.

Comme pour les sols, la nature minéralogique des roches a une influence considérable sur la durabilité et l'évolution sur la durée des propriétés de la matrice rocheuse et donc sur celles de la masse rocheuse. Il faut donc en tenir compte lors de l'évaluation du comportement à long terme d'un ouvrage.

Les **paramètres** utilisés pour décrire et dimensionner les ouvrages en enrochement et le sol se rapportent à quelques modèles de base de l'ouvrage, du sol et des enrochements :

- une description moyenne de la structure du sol et de son état réel, comprenant sa porosité (ou indice des vides), sa teneur en eau et son degré de saturation, de la masse ou du poids volumique du sol pris globalement, du sol sec, des particules solides et de l'eau interstitielle ;
- une description moyenne de la nature et des dimensions des particules (distribution granulométrique, limites de consistance des argiles, teneur en matières organiques, teneur en calcaire, etc.) ;
- une description moyenne de la densité réelle par rapport aux différentes densités possibles (indice de densité, optimum Proctor normal ou modifié) ;
- l'application de la mécanique des milieux continus pour analyser la résistance et la déformation du sol et des masses rocheuses ;
- l'application de la mécanique des solides pour certaines analyses de la résistance des masses de sol et pour l'étude de la résistance et de la déformation des masses rocheuses.

Voici les modèles couramment utilisés pour analyser la résistance et la déformation du sol et des matériaux rocheux :

- le modèle de Mohr-Coulomb applicable à la résistance au cisaillement des sols, utilisant comme paramètres la cohésion,  $c$ , et l'angle de frottement interne,  $\varphi$ . Les valeurs de ces deux paramètres sont définies pour des analyses de sols drainés (contraintes effectives) sont  $c'$  (cohésion du sol drainé) et  $\varphi'$  (angle de frottement interne) et, pour des analyses de sols non-drainés (contraintes totales) sont  $c_u$  (cohésion du sol non-drainé) et  $\varphi_u = 0^\circ$  (pour les sols saturés). Le modèle de Mohr-Coulomb sert également à décrire le contact entre deux solides (p. ex. deux roches);
- le modèle de Hoek pour la résistance au cisaillement de la roche (Hoek *et al.*, 2002);
- l'élasticité linéaire et non-linéaire et l'élastoplasticité pour les sols et les masses rocheuses.

**NOTE:** aucun de ces modèles n'inclut les éventuelles variations des propriétés du sol dans le temps; la prise en compte de ces évolutions doit se faire *manuellement* en modifiant les valeurs des paramètres correspondants.

**NOTE:** l'angle de frottement interne  $\varphi'$  est utilisé dans les modèles mentionnés ci-dessus. Le terme *angle de repos* s'emploie également en géomécanique; on le note  $\phi$ . Cependant, ce paramètre n'est pas une propriété typique des matériaux, à l'inverse de l'angle de frottement interne, qui dépend du niveau de contrainte effective. L'angle de repos  $\phi$  est généralement défini comme l'inclinaison la plus raide que peut avoir un empilement de matériaux sans altérer la stabilité de la pente, en l'absence d'action extérieure. La valeur de l'angle de repos peut être supérieure ou égale à celle de l'angle de frottement interne (voir également l'Encadré 5.9 dans la Section 5.2.1.3).

#### 5.4.4.3 Détermination des propriétés géotechniques des sols et des matériaux rocheux

Les paramètres géotechniques décrivant les propriétés des sols du site de réalisation de l'ouvrage doivent être déterminés à partir des reconnaissances géotechniques (voir la Section 4.4). Une méthode pratique de détermination de plusieurs de ces paramètres consiste à procéder de façon indirecte, par des corrélations entre les paramètres et les résultats de ces reconnaissances; ainsi, la résistance au cisaillement des sols non-drainés est souvent calculée à partir de la résistance au cône, établie par des essais *in situ*. La précision est toujours limitée. La détermination des paramètres nécessite un savoir-faire poussé. Elle doit être réalisée en accord avec les recommandations reconnues de tous, telles que celles que décrivent les guides de mécanique des sols, comme par exemple Terzaghi *et al.* (1996). Ces aspects ne sont pas traités dans le présent guide.

Les moyens dont on dispose pour déterminer les paramètres géotechniques décrivant les propriétés des matériaux rocheux sont plus limités, car de nombreux essais standard effectués en laboratoire, tels que les essais de perméabilité, les tests triaxiaux et les essais à l'œdomètre, utilisés pour les sols, ne sont pas applicables aux matériaux rocheux. La plupart de ces paramètres doivent être calculés indirectement à partir des essais décrits au Chapitre 3. Les paragraphes ci-dessous proposent des modes de détermination des paramètres liés à trois propriétés importantes. Au cours de la durée de vie de l'ouvrage, les caractéristiques des matériaux rocheux constitutifs peuvent changer. Les variations des caractéristiques des matériaux rocheux peuvent survenir lors de la construction ou pendant la durée de service de l'ouvrage (p. ex. en présence d'une contrainte effective élevée, ou d'une action forte et répétitive); ce dernier type d'évolution concerne notamment les ouvrages comportant des matériaux rocheux de qualité moyenne ou basse. Les changements mesurables des caractéristiques des matériaux rocheux sont analysés à la Section 3.6. Ces variations doivent être prises en compte dans le dimensionnement (p. ex. en vérifiant l'ouvrage avec les caractéristiques des matériaux estimées à différents stades de la vie de l'ouvrage) et lors de la détermination des propriétés géotechniques de la roche.

#### 5.4.4.4 Perméabilité des matériaux rocheux

L'écoulement à travers les vides des matériaux rocheux est généralement turbulent, tandis que l'écoulement interstitiel dans le sol est laminaire. Par conséquent, la loi de Darcy (voir l'Équation 5.288), qui exprime la relation linéaire entre la vitesse de l'écoulement interstitiel dans le sol ou les vides des matériaux rocheux,  $u_v$  (m/s), et le gradient hydraulique,  $i$  (-), par le biais du coefficient de perméabilité dit « de Darcy » correspondant,  $k$  (m/s), doit être remplacée par une relation non-linéaire, telle que l'équation de Forchheimer, donnée ci-après par l'Équation 5.289.

$$u_v = k i \quad (\text{Darcy, écoulement laminaire dans les vides}) \quad (5.288)$$

$$i = A_{For} u_v + B_{For} u_v |u_v| \quad (\text{Forchheimer, écoulement laminaire/turbulent}) \quad (5.289)$$

où  $A_{For}$  et  $B_{For}$  sont des coefficients (s/m et s<sup>2</sup>/m<sup>2</sup>) qui peuvent être estimés à partir d'une dimension de bloc représentatif,  $D_{n50}$  (m) dans le cas des matériaux rocheux, et de la porosité de couche  $n_v$  (-), à l'aide des Équations 5.290 et 5.291 (Van Gent, 1995).

$$A_{For} = \alpha_{For} \frac{(1-n_v)^2}{n_v^3} \frac{v_w}{g D_{n50}^2} \quad (5.290)$$

$$B_{For} = \beta_{For} \frac{1-n_v}{n_v^3} \frac{1}{g D_{n50}} \quad (5.291)$$

où  $\alpha_{For} \cong 1000$  à  $2000$  (-);  $\beta_{For} \cong 1$  à  $1.5$  (-), au moins pour les matériaux assez uniformes; et  $v_w$  = viscosité cinématique de l'eau,  $\approx 10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s.

Le premier terme de l'équation de Forchheimer, c'est-à-dire  $A_{for} u_v$  de l'Équation 5.289, prévaut lorsque la vitesse d'écoulement à travers les vides  $U_v$  (m/s) est suffisamment réduite pour que l'écoulement soit laminaire. On a alors  $A_{for} = 1/k$ . Le second terme prévaut lorsque l'écoulement à travers les vides de l'enrochement est turbulent.

Van Gent (1995) démontre que l'équation de Forchheimer doit être enrichie d'un troisième terme, proportionnel à  $\delta v/\delta t$  et d'une valeur de  $B_{For}$  supérieure si l'écoulement est (fortement) oscillatoire. Pour les matériaux relativement gros, tels que ceux généralement utilisés dans les carapaces et les filtres des digues portuaires, cette résistance supplémentaire à l'écoulement interstitiel non-stationnaire ne peut pas être négligée. Le coefficient  $B_{For}$  de l'équation de Forchheimer peut être exprimé comme indiqué par l'Équation 5.292:

$$B_{For} = \beta_{For} \left( 1 + \frac{7.5}{Kc} \right) \frac{1-n_v}{n_v^3} \frac{1}{g D_{n50}} \quad (5.292)$$

où  $Kc = (\dot{U}T)/(n_v D_{n50})$  = le nombre de Keulegan-Carpenter pour les milieux poreux (-);  $\dot{U}$  = amplitude de la vitesse (oscillatoire) (m/s); et  $T$  = période d'oscillation (s).

Pour les matériaux relativement petits, en revanche, la résistance supplémentaire induite par l'écoulement interstitiel non-stationnaire est négligeable. Il est usuel de simplifier l'équation de Forchheimer par linéarisation en se basant sur l'Équation 5.293:

$$k_{eq} = \frac{1}{0.5 A_{For} + \sqrt{0.25 A_{For}^2 + B_{For} |i|}} \quad (5.293)$$

Le Tableau 5.67 donne un certain nombre de valeurs de perméabilité qui en résulte,  $k$  ou  $k_{eq}$ .

La Figure 5.139 présente les résultats expérimentaux obtenus pour différents types de matériaux granulaires, allant du bloc d'enrochement au sable très fin.

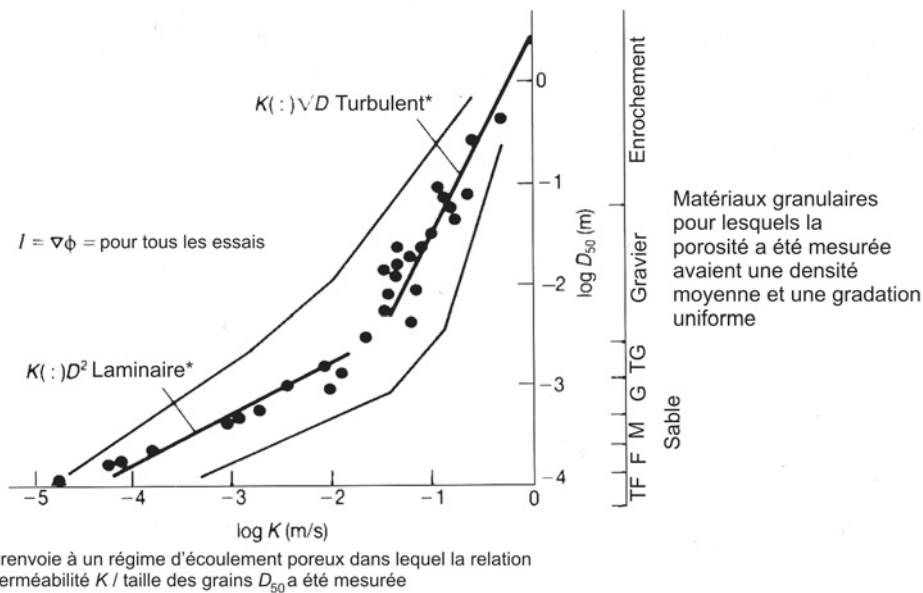


**Tableau 5.67** Perméabilité des matériaux granulaires  $k$  (m/s)

Type de particules	Intervalle de diamètre ( $D$ ) (mm)	Perméabilité <sup>1)</sup> , $k$ ou $k_{eq}$ (m/s)
Enrochement	2500 – 850	1 (écoulement turbulent)
Enrochement dit « portable par un seul homme »	300 – 100	0.3 (écoulement turbulent)
Graviers	80 – 10	0.1 (écoulement turbulent)
Sable très grossier	3 – 1	0.01
Sable grossier	2 – 0.5	0.001
Sable à grains moyens	0.5 – 0.25	0.001
Sable et graviers	10 – 0.05	$10^{-4}$ <sup>2)</sup>
Sable fin	0.25 – 0.05	$10^{-5}$
Sable limoneux	2 – 0.005	$10^{-6}$
Argile sablonneuse	1 – 0.001	$10^{-7}$

**Notes :**

- 1) ces valeurs sont approximatives (l'ordre de grandeur est donné)
- 2) pour un pourcentage de sable > 10 %



**Figure 5.139** Perméabilité,  $k$  (m/s), en fonction de la taille des grains ou de l'enrochement,  $D_{50}$  (m)

**5.4.4.5 Résistance au cisaillement des matériaux granulaires**

À de faibles niveaux de contraintes, les matériaux granulaires (matériaux rocheux, graviers, sable) ont un critère de rupture linéaire passant par l'origine des coordonnées, ce qui signifie qu'ils n'ont aucune cohésion. Cela signifie que leur résistance au cisaillement peut être représentée par un paramètre unique, l'angle de frottement interne. Il peut être pratique, dans certains calculs, de donner une valeur non-nulle à la cohésion. L'angle de frottement interne,  $\phi'$  est une propriété des matériaux. Pour le sable et les graviers, la valeur de  $\phi'$  se situe normalement dans un intervalle de 30 à 45 ° (voir le Tableau 5.68, qui présente l'influence de la densité et de l'angularité sur l'ordre de grandeur de  $\phi'$ ). À des niveaux supérieurs de contraintes, le critère de rupture est non-linéaire : lorsqu'il est linéarisé, la courbe contrainte normale/contrainte de cisaillement coupe l'axe des valeurs de cisaillement avec une valeur non nulle (cohésion non nulle).



**Tableau 5.68** Angle de frottement interne,  $\varphi'$ , des matériaux granulaires ( $^\circ$ ), d'après Leonards (1962)

Type de matériau	Compacité	Particules rondes, granulométrie uniforme	Particules angulaires, granulométrie continue
Sable à grains moyens	lâche	28 à 30	32 à 34
	moyennement lâche	32 à 34	36 à 40
	très compact	35 à 38	44 à 46
Sable et gravier			
65 % gravier + 35 % sable	lâche		39
65 % gravier + 35 % sable	moyennement compact	37	41
80 % gravier + 20 % sable	compact		45
80 % gravier + 20 % sable	lâche	34	
Enrochement naturel (blocs de carrière)		40 à 55	

Pour les enrochements naturels utilisés dans les carapaces placées en eau peu profonde, c'est-à-dire  $h < 1$ , l'angle de frottement interne du matériau rocheux peut être pris égal à  $\varphi' = 55^\circ$ .

Les matériaux non-cohésifs déversés ou lâchés dans l'eau présentent un état lâche. Pour les enrochements ou les matériaux rocheux, l'angle de frottement réel peut varier entre  $25$  et  $55^\circ$  en fonction des différentes caractéristiques du matériau et du niveau réel de contrainte effective, comme expliqué ci-dessous. Dans un squelette granulaire de bloc d'enrochements ou de matériaux rocheux, il peut apparaître des forces locales importantes et la roche peut se briser au niveau des points de contact. Les valeurs réelles de  $\varphi'$  sont affectées par ce phénomène. Barton et Kjarenlri (1981) ont proposé une formule empirique permettant d'évaluer les valeurs réelles de  $\varphi'$  à l'aide de l'Équation 5.294 :

$$\varphi' = \varphi_0 + R' \log \left( \frac{S'}{\sigma'} \right) \quad (5.294)$$

où

- $\varphi_0$  = angle de frottement des surfaces lisses de la roche intacte ( $^\circ$ );
- $R'$  = paramètre de rugosité, fonction de la forme des particules (-);
- $S'$  = résistance équivalente normalisée de la roche granulaire (kPa);
- $\sigma'$  = contrainte effective normale en place (kPa).

Les valeurs de  $\varphi_0$  se situent généralement dans la plage :  $25^\circ < \varphi_0 < 35^\circ$ .

Les valeurs du paramètre de rugosité,  $R'$  (-), sont données à la Figure 5.140 à l'aide de la porosité,  $n_v$  (-), et d'une description qualitative de la rugosité des particules. Le paramètre de forme,  $P_R$  (la Figure 3.15 dans la Section 3.4.1.4 en donne un exemple), également connu sous le nom de *rugosité d'aspérité de Fourier*, peut également servir à déterminer  $R'$  de façon plus précise. La valeur de la résistance équivalente normalisée,  $S'$  (kPa), s'obtient à l'aide de la Figure 5.141, avec la dimension des particules,  $D_{50}$  (mm), et la résistance compression uniaxiale de la roche intacte,  $\sigma_c$  (kPa), qui peut être obtenue à partir d'un essai direct ou à indice, tel que l'indice Franklin,  $I_{s(50)}$  (voir la Section 3.8.5). Les champs de déformation triaxiale et plane font l'objet de courbes distinctes.

Enfin, la contrainte effective,  $\sigma'$ , peut être déterminée à l'aide de méthodes standard reposant sur des modèles de stabilité ou de déformation. Du fait des variations spatiales de la contrainte en place dans un ouvrage en enrochement, l'angle de frottement local,  $\varphi'$ , varie lui aussi. Cette variation peut facilement être intégrée à une analyse standard de stabilité des pentes. Il peut se produire des changements au fil du temps si l'enrochement est de mauvaise qualité, ce qui entraîne un ramollissement des points de contact de la roche lié aux intempéries, par exemple.

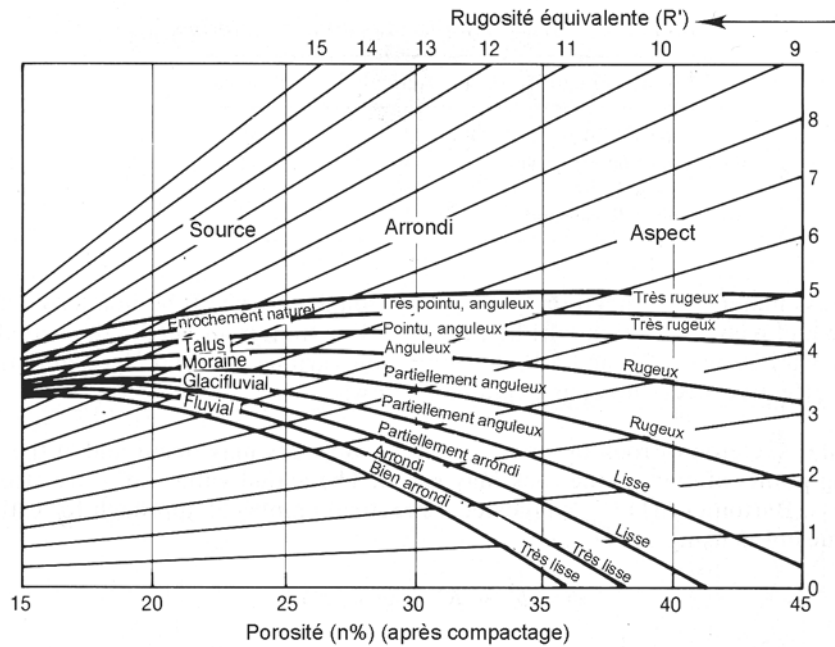


Figure 5.140 Rugosité équivalente  $R'$  (-)

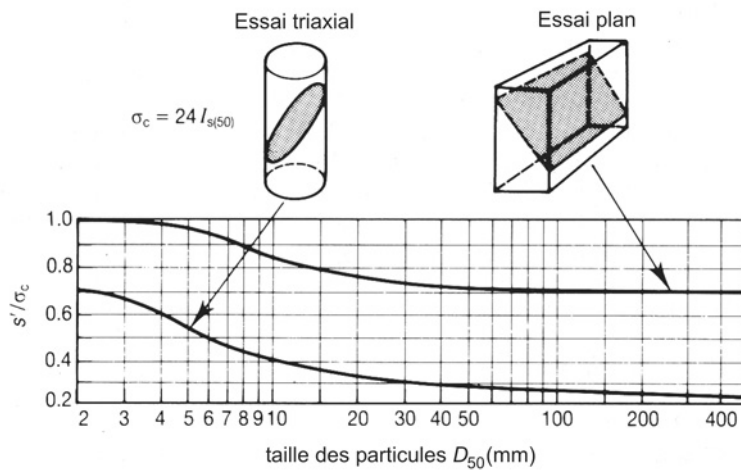


Figure 5.141 Résistance équivalente  $S'$  (kPa). Pour déterminer  $I_{s(50)}$  (indice Franklin), voir ISRM (1985)

### Angle de frottement entre les matériaux

Au niveau de l'interface entre deux couches de sol ou de matériaux rocheux, la surface de glissement est normalement située dans le matériau le moins résistant. L'angle de frottement doit alors être défini comme étant le plus petit des angles de frottement des deux matériaux.

Lorsque le sol ou le matériau rocheux est en contact avec des matériaux de synthèse tels que des géotextiles, du béton ou des éléments de renforcement métalliques, l'angle de frottement à l'interface est généralement inférieur à l'angle de frottement interne de la masse de sol ou du matériau rocheux. La valeur réelle de cet angle de frottement doit être déterminée par des essais.

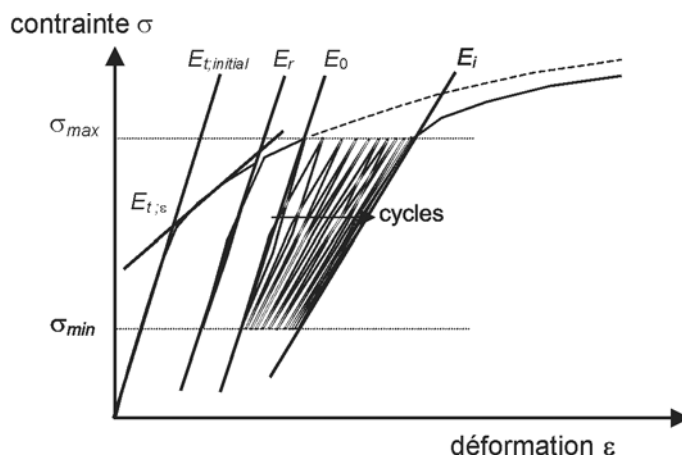
Pour les surfaces de contact entre les matériaux rocheux et le béton, l'angle de frottement entre les deux matériaux,  $\delta$ , est souvent très proche de la valeur de  $\varphi_0$  présentée ci-dessus. Cela signifie que sa valeur peut être bien inférieure à celle de  $\varphi'$ . Dans une approche sécuritaire, l'angle de frottement de l'interface,  $\delta$ , peut être déterminé comme étant une fraction de l'angle de frottement interne du matériau rocheux ou du sol,  $\varphi'$ , tel que  $\delta = 2/3\varphi'$  (Tableau 5.67).

#### 5.4.4.6 Rigidité des sols et des matériaux rocheux

##### Rigidité du sol

Les sols soumis à des actions croissantes présentent tout d'abord une déformation quasi-élastique et linéaire, suivie d'une phase plastique ("vierge") (voir la Figure 5.142). Dans le cas d'un cycle chargement/déchargement, la dérivée moyenne de la courbe  $\sigma$ - $\varepsilon$  est proche de la dérivée initiale. La répétition des cycles chargement/déchargement induit des déformations (plastiques) supplémentaires et irréversibles, qui s'accompagnent d'une diminution de la dérivée moyenne de la courbe  $\sigma$ - $\varepsilon$ . L'incrément de déformation plastique diminue avec le nombre de chargement et la dérivée moyenne tend vers une limite. En règle générale, plus le matériau est lâche et le niveau de charge élevé, plus les déformations sont importantes.

Les paramètres de rigidité élastique linéaire, tels que  $K$ ,  $G$ ,  $E$  et  $\nu_p$ , sont souvent utilisés pour décrire les différentes portions de la courbe de la Figure 5.142 : le module tangent initial,  $E_{t,initial}$ , le module chargement/déchargement,  $E_r$ , le module tangent correspondant à un niveau donné de déformation,  $E_{t,\varepsilon}$ , et le module cyclique,  $E_i$ , au  $i^{\text{ème}}$  cycle peuvent être définis. Pour la courbe vierge, il existe une façon plus conventionnelle d'exprimer la rigidité, consistant à utiliser les paramètres œdométriques, tels que l'indice de compression,  $C_c$ , et le coefficient de changement de volume,  $m_v$ , désigné par  $m_{ve}$  dans le domaine élastique.



**Figure 5.142** Déformation du sol induite par la charge, par un cycle chargement/déchargement puis par de nombreux cycles chargement/déchargement

### Rigidité des matériaux rocheux

On ne dispose que de données très limitées sur les paramètres de rigidité des matériaux rocheux. Les valeurs pour le premier chargement et pour le chargement cyclique dépendent largement du potentiel d'écrasement des grains. Le sable siliceux (à base de quartz) présente généralement un potentiel d'écrasement réduit pour l'intervalle de contraintes effectives qui s'exercent généralement sur les ouvrages en enrochement. Il en va de même pour les enrochements d'excellente qualité. Ainsi, les paramètres relatifs à l'enrochement d'excellente qualité se situent probablement dans la même gamme que ceux applicables au sable siliceux ou aux graviers (voir le Tableau 5.68).

Les matériaux rocheux de qualité moindre sont largement plus compressibles, notamment à des niveaux élevés de contraintes effectives et en présence d'actions cycliques et répétitives élevées (p. ex. séismes). L'utilisation de matériaux rocheux de qualité moindre peut être acceptable dans un certain nombre de cas, à condition que les déformations survenant pendant et après la construction ne soient pas trop importantes. La meilleure façon d'obtenir de bonnes estimations des paramètres respectifs est de réaliser des essais oedométriques et de cisaillement à grande échelle (avec des échantillons de grandes dimensions) avec ou sans actions répétitives. Les résultats des essais doivent être corrélés aux variations de distribution des tailles de grains modélisées à la Section 3.6 et aux résultats des essais présentés dans cette même section et servant à décrire la qualité.

Bonelli et Anthinac (2000), Oldecop et Alonso (2001 et 2002) traitent du comportement et de l'élastoplasticité de l'enrochement. Le Tableau 5.69 donne les valeurs usuellement retenues pour quelques paramètres du sable, à la fois pour un premier chargement du sable siliceux (à base de quartz) (avec une action maximale de 300 kPa) et pour les composantes élastiques déterminées par relaxation et action exercées sur le sable (action de 100 kPa).

**Tableau 5.69** Valeurs-types des modules de déformation d'un sable siliceux

Paramètre	Définition/relation	Premier chargement (action plastique)	Action élastique
Indice de compression $C_c$ (-)	Dérivée de la courbe de compression "vierge" en tracé semi-logarithmique	0.01 – 0.1	
Module de Young $E$ (MPa)	Contrainte de traction $\sigma_x$ /déformation de traction $\varepsilon_x$	10 – 100	50 – 1 000
Module d'élasticité volumique ou de compression $K$ (MPa)	Pression/changement de volume rel. $\Delta p/(\Delta V/V)$ ; ou $K = E/(3(1 - 2\nu_p))$	10 – 100	50 – 1 000
Module de cisaillement $G$ (MPa)	Contrainte de cisaillement / déformation de cisaillement; $G = E / (2(1 + \nu_p))$	4 – 40	20 – 200
Coefficients de changement de volume $m_v$ et $m_{ve}$ (1/MPa)	$m_v = \delta \varepsilon_v / \delta \sigma'_v$ $m_{ve} = (1 - 2\nu_p) / \{2G(1 - \nu_p)\}$	1/15 – 1/150	1/80 – 1/500
Coefficient de Poisson $\nu_p$ (-)	$(3K - 2G)/(6K + 2G)$	0.25 – 0.35	0.2 – 0.4

Parmi les valeurs ci-dessus, les plus élevées correspondent à du sable dense, et les plus basses à du sable très lâche. Les valeurs de tous les paramètres dépendent de celle de la contrainte effective moyenne,  $\sigma'$  (kPa); soit l'approximation suivante :

- pour  $\sigma' \leq 1$  MPa : les valeurs des paramètres données au Tableau 5.69 sont proportionnelles à  $\sqrt{\sigma'}$  ou  $\sigma'$ ;
- pour  $\sigma' > 1$  MPa : elles cessent d'augmenter avec  $\sigma'$  du fait de l'écrasement des particules.

Sawicki et Swidzinski (1989) proposent des valeurs-types de la variation volumétrique liée à des déformations répétitives. Ces valeurs sont différentes pour les autres types de sable (p. ex. sable de carbonate).

Les publications suivantes contiennent davantage d'informations concernant les matériaux rocheux: Kjaernsli *et al.* (1992), CIGB (1993) et Stephens (1979).

## 5.4.5 Pressions interstitielles et écoulement interne

### 5.4.5.1 Généralités

Les pressions interstitielles et l'écoulement à travers les vides ou le sol sont deux aspects du même phénomène, et ces termes sont synonymes. Le sol est constitué d'un squelette granulaire et contient un fluide dans ses pores (fluide interstitiel), ce fluide étant le plus souvent de l'eau. Les actions qui s'exercent à l'extérieur de l'ouvrage peuvent induire un écoulement interne et des variations de pression interstitielle à l'intérieur de l'ouvrage ou du sous-sol. Ces effets peuvent être considérés comme des réactions internes du sol aux actions externes, influençant la résistance du sol. Il s'agit là d'une approche pratique lorsque l'on étudie un sol cohérent soumis à des actions qui varient relativement rapidement. En présence de sable ou de limon, il peut être pratique d'utiliser cette même approche; on utilise alors souvent le terme liquéfaction. Cependant, dans de nombreux cas, il est plus pratique de considérer les pressions interstitielles et l'écoulement interne comme des actions externes, notamment avec les matériaux rocheux. C'est l'approche qui a été retenue dans la présente section.

De nombreux mécanismes de rupture sont fortement influencés par les pressions interstitielles ou l'écoulement à travers le sol qui leur est associé :

- la stabilité face au glissement dépend largement de la contrainte effective,  $\sigma'$ . Par conséquent, les fortes pressions interstitielles réduisent donc ce type de stabilité;
- l'érosion des grains fins est déterminée par le gradient des pressions interstitielles;
- enfin, les pressions interstitielles déterminent la vitesse de phénomènes de tassement et ce d'autant plus qu'elle influe sur la consolidation.

Il existe deux types d'actions :

1. Les actions **stationnaires** ou **quasi-stationnaires**, caractérisées par une pression externe de l'eau à variations lentes (p. ex. variations de la hauteur d'eau liées aux marées, perte de charge dans le cas d'une digue ou d'un barrage).
2. Les actions **non-stationnaires** dues à des actions externes à variations relativement rapides, telles qu'une mer de vent ou des effets d'un séisme.

### 5.4.5.2 Pressions interstitielles générées par des actions stationnaires ou quasi-stationnaires

Des variations lentes des actions appliquées à la structure ou au sol peuvent produire des déformations dépendant du temps de consolidation dans les sols fins ou bien des déformations quasi-instantanées voire instantanées dans les matériaux plus perméables. Dans ce dernier cas, on parle de sol totalement drainé. Cela signifie que les pressions interstitielles sont stationnaires tant que le niveau piézométrique dans le sol ou l'ouvrage reste constant. L'état final d'un phénomène de consolidation est un état d'équilibre drainé des pressions interstitielles dans la masse de sol ou les matériaux rocheux.

Les actions quasi-stationnaires se distinguent des actions non-stationnaires si l'on compare les échelles temporelles ou périodes caractéristiques des actions par rapport aux échelles temporelles ou périodes caractéristiques associées aux phénomènes non-stationnaires tels que le stockage phréatique, le stockage élastique ou la déformation volumétrique plastique, qui seront expliqués dans la prochaine section. Le phénomène de consolidation peut interférer avec les périodes caractéristiques citées plus haut.

Dans des conditions de sol totalement drainé, le champ des pressions interstitielles dépend uniquement des conditions aux limites externes et de la perméabilité des différentes couches, et non de la rigidité du sol ou du comportement dilatant du squelette granulaire. Le champ des pressions

interstitielles peut être déterminé en analysant l'écoulement interne. À l'intérieur des matériaux rocheux, l'écoulement n'est généralement pas du type Darcy (c.-à-d. l'écoulement est non laminaire comme c'est le cas dans les matériaux plus fins), mais au contraire turbulent dans la plupart des cas (voir la Section 5.4.4.4). Cela signifie qu'il existe une relation non-linéaire entre le gradient de pression et la résistance à l'écoulement, ce qui rend l'analyse plus complexe.

Dans des conditions de sol totalement drainé, les contraintes effectives peuvent être calculées ou estimées sans avoir à utiliser un modèle couplé diphasique (voir la Section 5.4.3.8). Il faut néanmoins tenir compte des effets du champ des pressions interstitielles constantes sur le champ des contraintes effectives ( $\sigma' = \sigma - p$ ). En règle générale, l'analyse de l'écoulement souterrain permet d'obtenir les gradients aux interfaces entre les couches. Ces gradients doivent être examinés en termes d'érosion (stabilité du filtre; voir la Section 5.4.3.6).

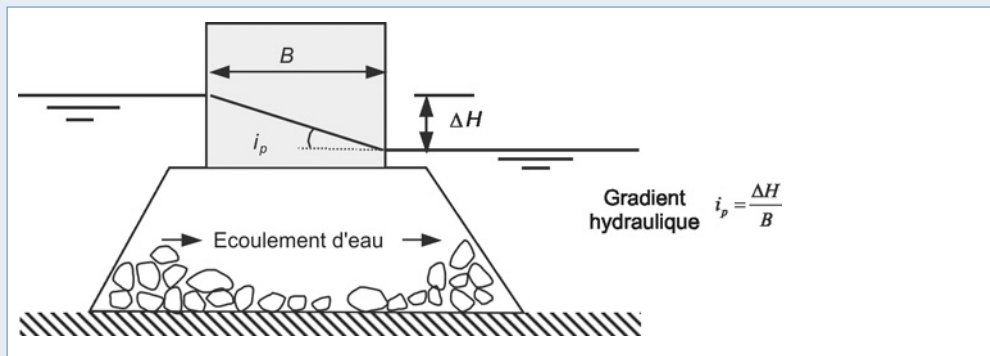
La détermination de la distribution des pressions interstitielles peut être compliquée non seulement par la résistance à l'écoulement non-linéaire, mais aussi du fait des facteurs suivants :

- il faut tenir compte de l'influence sur la **distribution des pressions** des parties imperméables de l'ouvrage, tels que les murs de couronnement (voir la Section 6.1) ou les fondations (voir la Section 8.4);
- il peut être difficile de déterminer la **distribution des charges hydrauliques** le long des limites de l'ouvrage à partir de l'écoulement externe;
- la détermination du **niveau piézométrique interne** nécessite parfois plusieurs essais.

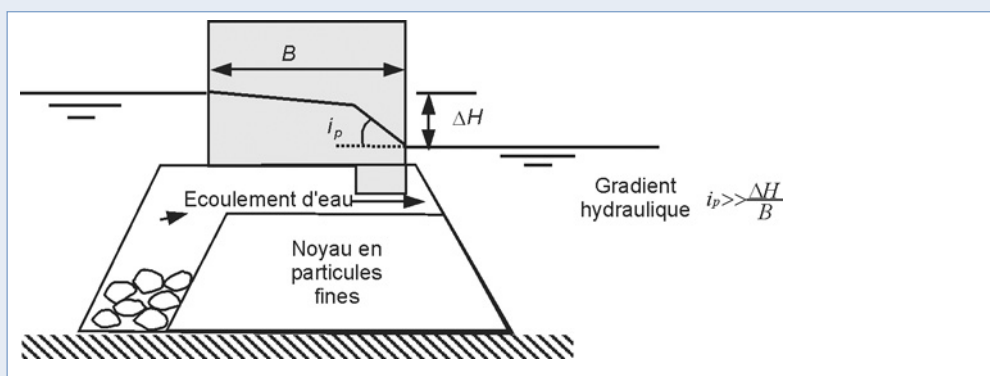
Ces effets sont illustrés par les exemples présentés aux Encadrés 5.34 à 5.37.

**Encadré 5.34** *Distribution stationnaire des hauteurs d'eau le long des parties imperméables de l'ouvrage*

Les Figures 5.143 à 5.145 montrent l'influence des **parties imperméables de l'ouvrage** sur la distribution de la charge hydraulique, c'est-à-dire sur les gradients longitudinaux,  $i_p$  (-), mettant en évidence le danger que peut représenter ce type de distribution pour la stabilité d'un barrage (Figures 5.143 et 5.144) et pour une protection de fond imperméable (Figure 5.145). La résistance non-linéaire entraîne une perte de charge supplémentaire aux endroits où la vitesse d'écoulement est maximale.

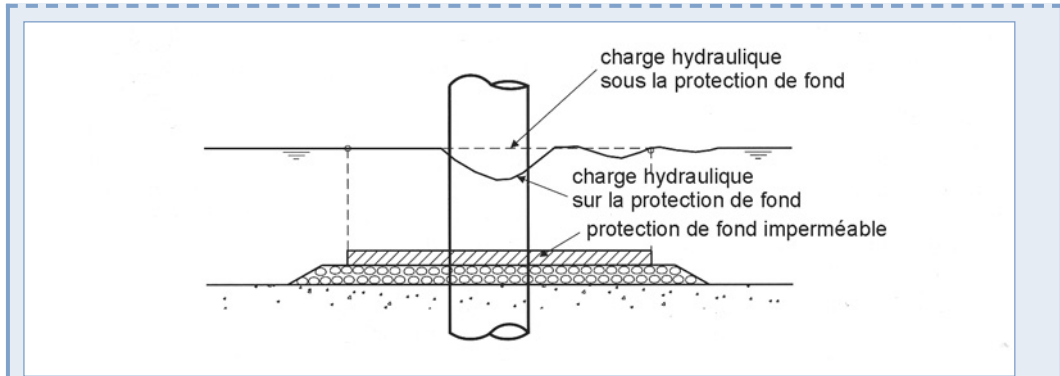


**Figure 5.143** *Gradient de la charge hydraulique constant sous une partie d'ouvrage imperméable*



**Figure 5.144** *Variations du gradient de charge hydraulique sous une partie d'ouvrage imperméable*

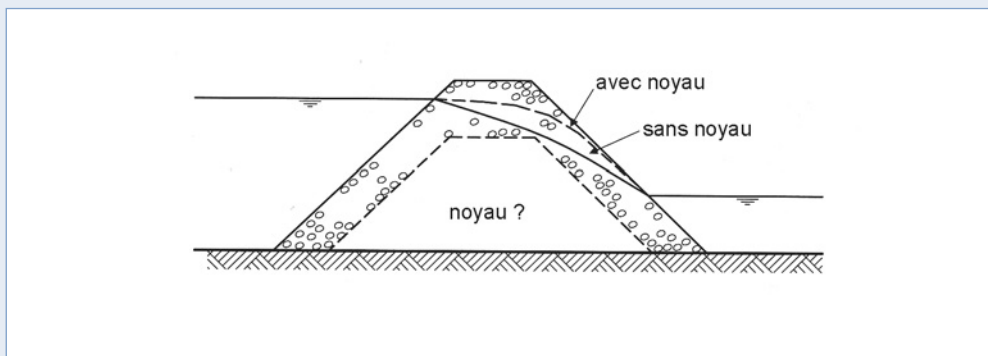
**Encadré 5.34** Distribution stationnaire des hauteurs d'eau le long des parties imperméables de l'ouvrage (suite)



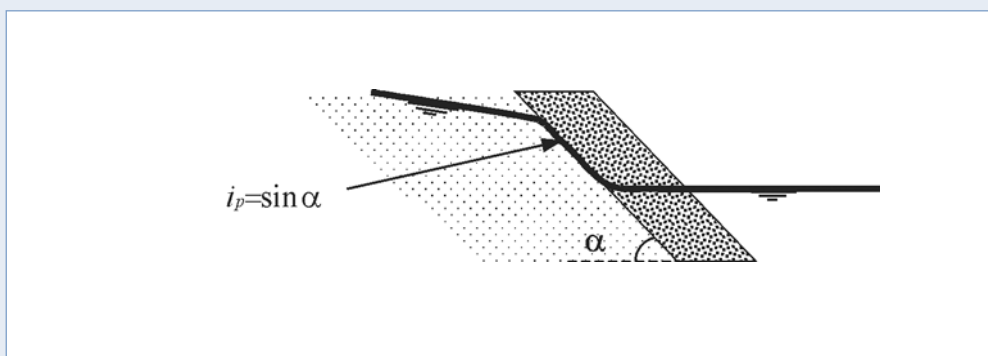
**Figure 5.145** Charge hydraulique au-dessus et en dessous d'une protection de fond imperméable placée autour d'une pile de pont

**Encadré 5.35** Influence des différences de perméabilité sur une distribution quasi-stationnaire des charges hydrauliques

La Figure 5.146 se rapporte à un barrage en enrochement chargé par une différence de charge hydraulique  $\Delta H$  (m). Le niveau piézométrique est distribué de façon quasi-linéaire si le barrage est constitué d'un seul matériau à granulométrie donnée. En revanche, si un matériau plus fin est utilisé pour le noyau, le niveau piézométrique est fortement incurvé. Le gradient le plus élevé est égal à l'angle du talus (voir la Figure 5.147). Cette situation est fréquente si la hauteur d'eau externe baisse (lentement).



**Figure 5.146** Niveaux piézométriques dans un barrage en enrochement avec et sans matériau spécifique (plus fin) pour le noyau



**Figure 5.147** Gradient maximal à l'interface entre deux matériaux lorsque la couche externe présente une perméabilité supérieure à celle de la couche interne

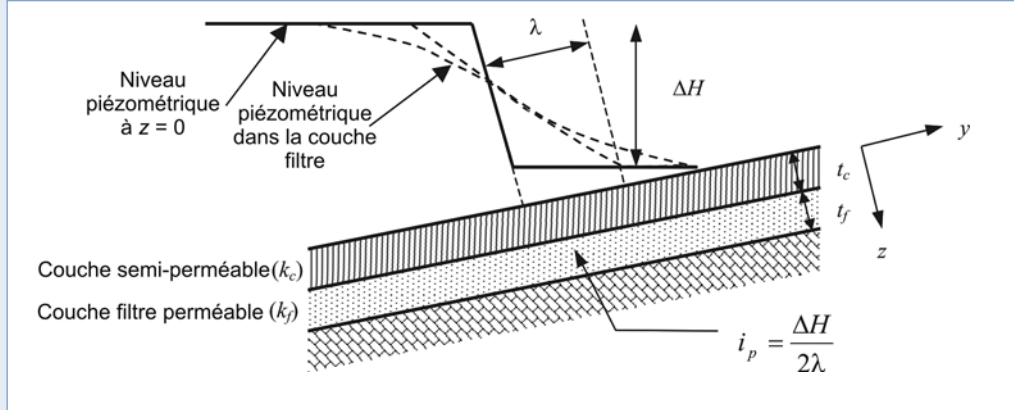


**Encadré 5.36** Distribution quasi-stationnaire de la charge hydraulique sous l'effet de l'action de la houle sur un talus

L'influence d'une carapace semi-perméable placée au-dessus d'une couche filtre perméable, telle que celles utilisées dans les revêtements ou les protections du fond soumis à l'action de la houle, est illustrée par la Figure 5.148. La réponse piézométrique du filtre à la distribution des charges hydrauliques externes dépend de la distance de drainage,  $\lambda$  (m), définie par l'Équation 5.295 :

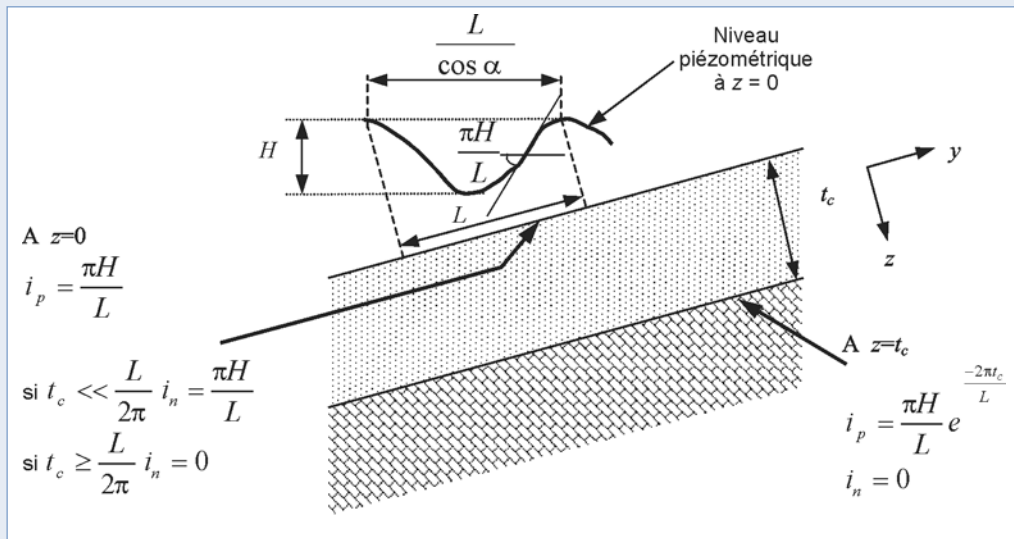
$$\lambda = \sqrt{t_f t_c k_f / k_c} \tag{5.295}$$

où  $t_f$  (m) et  $t_c$  (m) représentent respectivement l'épaisseur du filtre et de la carapace ;  $k_f$  = perméabilité de la couche filtre parallèle à la surface (m/s), et  $k_c$  = perméabilité de la carapace perpendiculaire à la surface (m/s).



**Figure 5.148** Distribution des charges piézométriques dans la couche filtre située sous une carapace semi-perméable ;  $i_p$  = gradient hydraulique dans le filtre parallèle à la surface/à l'interface

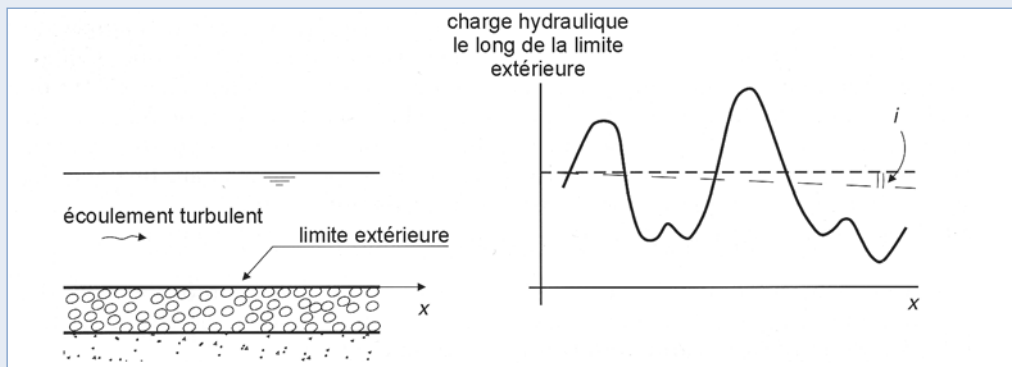
La Figure 5.149 indique la façon dont la charge hydraulique externe pénètre dans une couche (épaisse) d'enrochement.



**Figure 5.149** Pénétration d'une variation de charge hydraulique dans une couche d'enrochement ;  $i_n$  = gradient hydraulique dans la carapace perpendiculaire à la surface

**Encadré 5.37** Distributions quasi-stationnaires de la charge hydraulique au niveau d'une protection de fond en enrochement

Voici un exemple apparemment simple d'évaluation de la **distribution de la charge hydraulique** le long de la limite externe d'une protection de fond en enrochement dans un canal caractérisé par un écoulement turbulent (voir la Figure 5.150). Le gradient de charge hydraulique moyenné sur le temps ( $i$ ) est souvent connu, ou peut être calculé notamment à partir de la vitesse d'écoulement, à l'aide de l'Équation 4.159 (Section 4.3.2.6), combinée à la formule de Chézy (Équation 4.130 à la Section 4.3.2.3). Cependant, pour calculer la stabilité du filtre sous la protection en enrochement, il faut connaître la valeur **maximale** instantanée de ce gradient (voir la Section 5.4.3.6), qui peut être 10 à 20 fois supérieure à sa valeur moyennée sur la durée. Dans ce cas précis, on suppose que la période caractéristique ( $T$ ) des variations de la turbulence (Section 4.3.2.5) est assez élevée par rapport à l'échelle temporelle des différentes réponses (p. ex.  $T \gg T_{el}$ ), ce qui permet de considérer qu'il s'agit d'une charge quasi-stationnaire. Ce point fait l'objet d'une analyse détaillée à la Section 5.4.5.3 intitulée « Pression interstitielle induite par le stockage élastique ».



**Figure 5.150** Distribution de la charge hydraulique le long du fond d'un canal due à un écoulement turbulent

Les glissements par liquéfaction se produisent lorsque des actions (quasi-) stationnaires induisent des surpressions interstitielles non-stationnaires. La liquéfaction peut se produire soudainement dans un talus de sable lâche saturé suite à une légère variation de son chargement. Le sable de ce type de talus est dans un état dit « métastable » dans lequel toute variation des actions, si légère soit-elle, induit une brusque surpression interstitielle du fait d'une forte tendance à la contractance du squelette granulaire. À l'état ultime de contractance la continuité du squelette granulaire disparaît, les surpressions interstitielles positives réduisant la contrainte effective à zéro. Les particules ne sont plus en contact les unes avec les autres, et la masse de sol entre dans un état de liquéfaction avant de s'écouler, avec pour conséquence une pente au repos (après écoulement) très plate (p. ex. 10/1 ou 20/1) après re-sédimentation du matériau granulaire.

Un modèle mathématique a été développé pour prédire les risques de glissement par liquéfaction en fonction des caractéristiques du sable et de la géométrie du talus (De Groot *et al.*, 1995 et Stoutjesdijk *et al.*, 1998).

### 5.4.5.3 Pressions interstitielles générées par des actions non-stationnaires

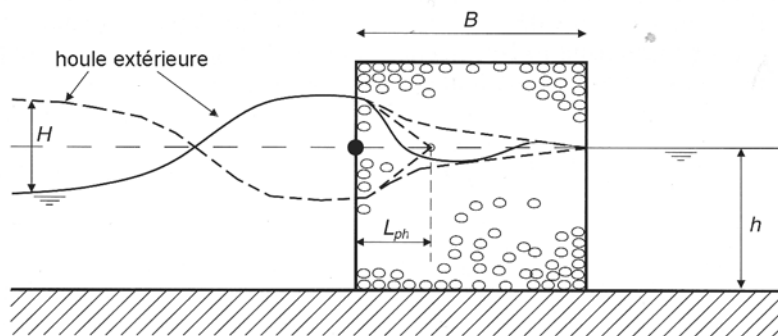
Les actions non-stationnaires sont des actions qui varient rapidement dans le temps, telles que la houle ou les séismes. Ces actions génèrent à l'intérieur de l'ouvrage des pressions interstitielles,  $p$ , qui varient dans le temps et, tant que l'équilibre est maintenu, sont donc à l'origine de contraintes effectives,  $\sigma'$  (kPa), qui varient avec le temps. L'ampleur de la différence de la réponse de la pression interstitielle dans le cas non stationnaire par rapport au cas stationnaire dépend de trois phénomènes :

- le stockage **phréatique** lié aux variations du niveau piézométrique à l'intérieur de l'ouvrage (mouvement de l'eau sans déformation du sol ni de l'enrochement) ;
- le stockage **élastique** dû à une déformation volumétrique élastique du squelette granulaire et/ou de l'eau présente dans les pores ;
- la déformation volumétrique **plastique** du squelette granulaire (variation irréversible du volume des pores).

Les paragraphes ci-dessous décrivent ces trois phénomènes séparément. Cependant, il ne faut pas perdre de vue que dans la pratique ces processus peuvent se produire simultanément, mais qu'il n'est le plus souvent pas nécessaire de les quantifier tous. Les phénomènes à prendre en compte sont ceux dont la période caractéristique présente les valeurs les plus élevées.

### Pressions interstitielles principalement liées au stockage phréatique

Les pressions externes variables telles que celles exercées par les marées ou la houle sont à l'origine d'une alternance de hausses et de baisses du niveau piézométrique dans le matériau granulaire, ce qui implique que l'écoulement d'eau doit entrer et sortir de la nappe phréatique. Ce phénomène s'accompagne d'un retard de phase lors de la propagation de l'onde de pression externe pénétrant dans la masse granulaire et par un amortissement simultané de cette onde. Bien que le processus de stockage phréatique ajoute une composante majeure et plutôt complexe au comportement interne du matériau granulaire, il ne s'accompagne pas, à la différence de la consolidation, d'une réelle interaction entre la pression interstitielle et les contraintes effectives. Il est toutefois possible de traiter ce problème comme une situation de sol totalement drainé, et il n'est pas nécessaire d'utiliser un modèle de sol diphasique.



**Figure 5.151** Schéma d'une situation de stockage phréatique en présence d'une action générée par la houle

Cette section analyse quelques cas caractérisés par une influence prépondérante du stockage phréatique. La Figure 5.151 présente une situation – type de digue portuaire ou maritime (schématisée) sous l'effet de la houle. L'expression de la période caractéristique,  $T_{ph}$  (s), et de la longueur caractéristique,  $L_{ph}$  (m), associée peut soit être calculée à partir de modèles analytiques, soit être déterminée à l'aide des Équations 5.296 et 5.297 :

$$T_{ph} = \frac{\pi n_v B^2}{h k} \quad (5.296)$$

$$L_{ph} = \sqrt{\frac{T h k}{\pi n_v}} \quad (5.297)$$

où

- $B$  = largeur de l'ouvrage (m);
- $n_v$  = porosité de couche de l'ouvrage (-);
- $T$  = période de la houle (s);
- $h$  = hauteur d'eau ou hauteur moyenne immergée de l'ouvrage (m);
- $k$  = coefficient de perméabilité de Darcy (linéarisé) (m/s).

La signification de  $T_{ph}$  et de  $L_{ph}$  dans les cas où le stockage phréatique exerce une influence prépondérante peut être expliquée comme suit :  $T_{ph}$  (s) est la durée nécessaire pour que le front d'onde d'une action à variation harmonique à l'avant de l'ouvrage pénètre sur une distance,  $B$  (m), tandis que  $L_{ph}$  (m) est la distance entre l'avant et l'intérieur de l'ouvrage sur laquelle l'amplitude de l'action (hauteur de la houle) est considérablement amortie. Lorsque  $x$  représente la distance (m) à l'intérieur de l'ouvrage tandis que  $H_0$  et  $H_x$  représentent respectivement les hauteurs locales de la houle (m) à l'avant et à une distance  $x$  à l'intérieur de l'ouvrage, le ratio d'amortissement peut être exprimé par une fonction exponentielle négative, donné dans l'Équation 5.298 :

$$\frac{H_x}{H_0} = \exp(-x/L_{ph}) \quad (5.298)$$

Si l'échelle temporelle relative (ou adimensionnelle) du stockage phréatique est  $\frac{T_{ph}}{T} = \left(\frac{B}{L_{ph}}\right)^2 \ll 1$ , alors ce dernier a une influence limitée et l'action peut être considérée comme quasi-stationnaire.

En revanche, si  $\frac{T_{ph}}{T} = \left(\frac{B}{L_{ph}}\right)^2 \gg 1$ , alors le stockage phréatique a une influence non négligeable sur

la partie de l'ouvrage située à une distance relative  $x/L_{ph} = 1$  à 3 de la surface à l'intérieur de l'ouvrage. Les variations de l'action à la surface exposée de l'ouvrage ne sont pas observées de l'autre côté (côté protégé ou côté port) et la largeur  $B$  (m) de l'ouvrage n'a aucune influence sur le phénomène.

L'Encadré 5.38 propose trois exemples de pression interstitielle instantanée liée principalement au stockage phréatique.

**Encadré 5.38 Exemples de pressions interstitielles instantanées liées principalement au stockage phréatique**

Trois exemples de digue de protection côtière adossée à un petit lac ou à un petit canal sont donnés :

**1. Digue en enrochement moyen subissant l'effet de la marée**

La géométrie (schématisée) de l'ouvrage présente une largeur  $B = 30$  m et une hauteur  $h = 10$  m (voir la Figure 5.151). En outre, la porosité  $n_v = 0.4$ , le coefficient de perméabilité  $k = 0.1$  m/s et la période de marée (de la houle)  $T = 45\,000$  s. En utilisant ces données et les Équations 5.296 et 5.297, on obtient  $T_{ph} = 1\,100$  s et  $L_{ph} = 190$  m. Par conséquent :

$$\frac{T_{ph}}{T} = \left(\frac{B}{L_{ph}}\right)^2 = 0.025 \ll 1$$

D'après ce résultat, on peut conclure que le niveau piézométrique à l'intérieur de l'ouvrage et la hauteur d'eau côté terre sont toujours pratiquement égaux au niveau coté mer.

**2. Digue en sable subissant l'effet de la marée**

Dans ce cas, les mêmes hypothèses que dans le cas 1) sont utilisées, à l'exception de la perméabilité, prise égale à  $k = 10^{-3}$  m/s. En introduisant cette nouvelle valeur dans les Équations 5.296 et 5.297, on obtient  $T_{ph} = 105$  s et  $L_{ph} = 6$  m. Par conséquent :

$$\frac{T_{ph}}{T} = \left(\frac{B}{L_{ph}}\right)^2 = 25 \gg 1$$

ce qui signifie que le niveau piézométrique à l'intérieur de la digue ne varie pas de façon sensible dans la moitié de l'ouvrage côté mer, et que les mouvements de marée n'entraînent qu'une variation minimale du niveau dans la voie d'eau ou le lac situé à l'arrière de la digue (coté terre).

**3. Digue en matériau grossier subissant les actions exercées par des vagues (courtes) soulevées par le vent**

La seule différence par rapport au premier exemple est la période de la houle, ici prise égale à  $T = 4.5$  s. Les résultats obtenus sont donc :  $T_{ph} = 1\,100$  s et  $L_{ph} = 1.9$  m. Par conséquent,  $T_{ph}/T = (B/L_{ph})^2 = 250 \gg 1$ . On peut donc en conclure que le niveau piézométrique à l'intérieur de la digue ne présente une variation notable que sur les quelques mètres à l'extérieur (coté mer), et que les mouvements de houle n'entraînent qu'une variation minimale de la hauteur dans la voie d'eau située ou le lac situé à l'arrière de la digue (coté terre).

Cette approche analytique peut permettre d'obtenir une première estimation des variations du niveau piézométrique. Dans la pratique cependant, plusieurs phénomènes non représentés par les modèles existants peuvent se produire :

- la résistance à l'écoulement de l'enrochement est hautement non-linéaire (voir la Section 5.4.4.4), ce qui nécessite de linéariser la perméabilité,  $k$  (m/s), de façon appropriée ;
- la présence d'un talus (ou d'une pente) entraîne une **surélévation du niveau interne** (analysée ci-dessous à l'aide des exemples de l'Encadré 5.39) ;
- la présence de **parties imperméables dans l'ouvrage**, telles qu'un mur de couronnement, risque d'empêcher localement le stockage phréatique (voir l'Encadré 5.40).

La quantification de ces phénomènes nécessite d'utiliser des modèles numériques plus sophistiqués pour l'écoulement en 2D avec une résistance à l'écoulement (ou une perméabilité) non-linéaire. Seul l'écoulement interstitiel doit être modélisé : il n'est donc pas nécessaire d'utiliser un modèle diphasique. Un exemple de modèle 2D utilisable est le code MBREAK ou ODIFLOCS (De Groot *et al.*, 1994), qui a été développé à partir du code HADEER (Hannoura, 1978) dans le cadre du programme MAST de l'UE (Voir également l'Encadré 5.33).

**Surélévation du niveau interne**

La présence d'un talus (ou d'une pente) entraîne une certaine surélévation du niveau piézométrique interne, également appelée *surélévation du niveau interne*. Ce phénomène s'explique par le fait que la surface d'entrée de l'eau le long du talus au moment où le niveau d'eau est élevé est supérieure à la surface de sortie de l'eau le long du talus au moment où le niveau est bas, et que le chemin moyen emprunté par l'écoulement entrant est plus court que celui que suit l'écoulement sortant. Dès lors, au cours des variations cycliques de la hauteur d'eau, le volume d'eau qui pénètre dans l'ouvrage est supérieur à celui qui sort de l'ouvrage. Enfin, la compensation de l'excès d'eau interne par un écoulement sortant prend la forme d'une surélévation du niveau interne moyen et des gradients d'écoulement sortants associés. L'Encadré 5.39 donne quelques exemples. Les Équations 5.299 et 5.300 peuvent servir à déterminer la surélévation du niveau interne maximale,  $z_{s,max}$  (m), donnée dans ICE (1988) :

$$\frac{z_{s,max}}{h} = \sqrt{1 + \delta_w F(B/L_{ph})} - 1 \tag{5.299}$$

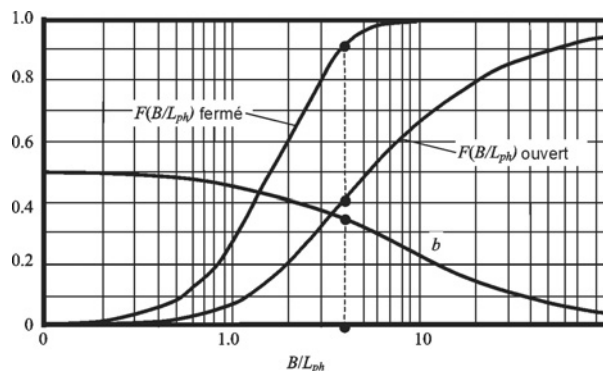
$$\delta_w = 0.1 \frac{c H_s^2}{n_v L_{ph} h \tan \alpha} \tag{5.300}$$

où

- $h$  = hauteur d'eau (m);
- $\delta_w$  = paramètre d'amplitude de la houle (-);
- $c$  = constante dépendant de l'entraînement d'air et du run-up/run-down ( $c > 1$ ) (-);
- $H_s$  = hauteur significative de la houle au niveau du talus (m);
- $L_{ph}$  = longueur de stockage phréatique (m) (voir l'Équation 5.297);
- $\alpha$  = angle du talus (ou de la pente) (°);
- $F(B/L_{ph})$  = fonction présentée à la Figure 5.152 (axe vertical) pour deux cas donnés.

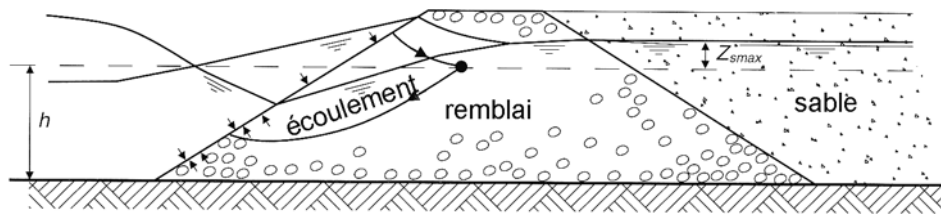
Les deux cas auxquels correspond la fonction  $F(B/L_{ph})$  sont : (1) talus arrière fermé (et plein) comme dans le cas d'un barrage en enrochement par exemple (voir la Figure 5.153) et (2) talus arrière ouvert, comme dans le cas d'une digue protégeant un port par exemple (p. ex. voir l'Encadré 5.39).

La surélévation du niveau interne est particulièrement forte (jusqu'à 5 fois la hauteur de houle), si le drainage (évacuation de l'eau) n'est possible que sur la face exposée. Cela se produit lorsque  $L_{ph} \ll B$  ou que face arrière de l'ouvrage en enrochement est fermé sur le plan hydraulique, par exemple en présence d'un remblai de sable à l'arrière d'une digue portuaire ou maritime (Figure 5.153).



**Note :** dans le cas d'une face arrière ouverte sur le plan hydraulique, la surélévation maximale se situe à  $b B$  (m) de la face avant, la Figure 5.152 donnant la valeur de  $b$  (-).

**Figure 5.152**  
Diagramme représentant la surélévation du niveau interne liée à un talus (ou à une pente)



**Figure 5.153** Surélévation du niveau interne due au talus

**Encadré 5.39** Exemples-typés de surélévation du niveau de la nappe interne

Deux exemples de surélévation du niveau interne sont présentés :

**1. Digue en enrochement moyen autour d'un lac ou d'un bassin portuaire**

Les données de la section et les paramètres de l'ouvrage sont les suivants :  $\tan \alpha = 1/3$ ,  $B = 30$  m,  $h = 10$  m,  $n_v = 0.4$  et  $k = 0.1$  m/s. L'action exercée par les vagues levées par le vent (courtes) est caractérisée par  $H_s = 4$  m et  $T = 4.5$  s.

En utilisant ces valeurs dans les Équations 5.296 et 5.297, on obtient :  $T_{ph} = 1100$  s,  $L_{ph} = 1.9$  m et donc  $B/L_{ph} = 16$ ,  $F(B/L_{ph}) = 0.75$  et  $b = 0.19$  (Figure 5.152). En outre, si l'on utilise  $c = 1$  dans l'Équation 5.300, on obtient :  $\delta_w = 0.63$ , ce qui donne comme résultat final une surélévation de  $z_{s,max} = 2$  m (en utilisant l'Équation 5.299), observée à une distance d'environ 6 m du plan d'eau.

**2. Même digue et même action que dans l'exemple 1), mais avec un remblai de sable en arrière de l'ouvrage**

Dans ce cas,  $T_{ph} = 1100$  s,  $L_{ph} = 1.9$  m,  $F(B/L_{ph}) = 1$  (Figure 5.152) et  $\delta_w = 0.63$ . Par conséquent la surélévation est égale à  $z_{s,max} = 2.7$  m, se produisant à proximité de l'interface entre la structure et le remblai.

**Pressions interstitielles principalement générées par un stockage élastique**

Cette section s'intéresse aux effets de la compression élastique du liquide interstitiel et du squelette granulaire du sol ou du matériau. Des pressions interstitielles variables peuvent entraîner certaines variations du volume du liquide interstitiel. Cette variation est très faible si celui-ci n'est constitué que d'eau sans air, l'eau étant quasiment incompressible. Néanmoins, dans la zone où la hauteur d'eau varie, l'eau interstitielle contient généralement de l'air et la compressibilité qui en résulte peut être suffisamment importante pour contribuer à une circulation séquentielle de l'eau à l'intérieur et hors de la masse de sol, selon le mécanisme suivant.

Les contraintes effectives,  $\sigma'$ , variables font varier le volume des pores du fait de la compression du squelette granulaire, ce qui force l'eau interstitielle à successivement sortir et pénétrer dans la masse de sol. Cette circulation vers l'intérieur et l'extérieur dû à la compression de l'eau infiltrée contenant de l'air et/ou du squelette granulaire est aussi appelée *consolidation*.

Le phénomène de stockage élastique intervient lorsque le rythme des variations de pression le long de la limite externe exposée de la structure devient trop rapide pour que la consolidation du sol puisse s'effectuer totalement. Les variations de pression interstitielle et/ou de contrainte effective sont alors retardées par le fait que la nécessaire circulation de l'eau interstitielle vers l'extérieur est entravée. Le système du sol (eau/air) est trop imperméable (la valeur  $k$  du sol est peu élevée) et/ou présente une rigidité insuffisante (le module de compressibilité  $K_{wa}$  ( $= \Delta p / (\Delta V / V)$ ) de l'eau contenant de l'air et la valeur  $m_{ve}$  du sol, étant le coefficient de changement de volume élastique par rapport au rythme des variations de pression au niveau de la surface exposée de l'ouvrage (pour les définitions et les analyses, voir la Section 5.4.4.4).

La valeur du module de compressibilité  $K_{wa}$  peut varier entre 1 MPa (eau contenant 10 % d'air) et 100 MPa (eau contenant 0.1 % d'air). La valeur du coefficient de changement de volume élastique,  $m_{ve}$ , peut quant à elle varier entre 1/1 000 et 1/30 (avec l'unité 1/Mpa, puisque  $m_{ve} \approx 1/K$ ) dans le cas de sable et de matériaux rocheux à quelques mètres en dessous de la surface.



Comme le stockage phréatique, le stockage élastique s'accompagne également d'un retard de phase et d'un amortissement lors de la propagation des phénomènes cycliques dans le milieu granulaire. Une analyse simplifiée a permis d'exprimer la période caractéristique du stockage élastique,  $T_{el}$  (s), et la longueur caractéristique du stockage élastique,  $L_{el}$  (m), par les Équations 5.301 et 5.302 :

$$T_{el} = \frac{\pi B^2}{c_v} \quad (5.301)$$

$$L_{el} = \sqrt{\frac{T c_v}{\pi}} \quad (5.302)$$

où  $B$  = largeur de l'ouvrage (m),  $T$  = période des vagues induites par le vent ou les marées exerçant une action (s),  $c_v$  = coefficient de consolidation ( $m^2/s$ ), couramment défini par l'Équation 5.303 :

$$c_v = \frac{k}{\gamma_w \left( \frac{n_v}{K_{wa}} + m_{ve} \right)} \quad (5.303)$$

En se référant au Tableau 5.68, pour les valeurs indiquées de  $K_{wa}$  et  $m_{ve}$ , on peut appliquer les valeurs de  $c_v$  suivantes : pour du **sable fin**,  $c_v$  peut varier entre  $10^{-3}$  et  $0.1 m^2/s$ , tandis que pour du **gros enrochement**,  $c_v$  est compris entre 100 et  $10000 m^2/s$ .

En appliquant l'Équation 5.301,  $B$  doit être pris égal à la largeur de l'ouvrage ou à l'épaisseur de la couche concernée, ou encore comme toute autre dimension caractéristique de l'ouvrage.

Le sens physique de  $T_{el}$  et  $L_{el}$  pour les situations dans lesquelles l'influence du stockage élastique est prépondérante peut-être défini (à l'instar de  $T_{ph}$  et  $L_{ph}$ ) comme suit :  $T_{el}$  est la durée nécessaire pour qu'une action à variation harmonique au niveau de la limite pénètre dans la masse granulaire sur une distance  $x = B$ , tandis que  $L_{el}$  est la distance de la surface au point où l'effet de la variation de l'action est considérablement amorti. Dans ce cas également, il est possible de schématiser le phénomène d'amortissement (ratio entre les hauteurs de houle  $H_x$  et  $H_0$  (m), où les indices 0 et  $x$  désignent respectivement la surface exposée et un point  $x$  à l'intérieur de l'ouvrage, voir la Figure 5.155) sous la forme d'une fonction exponentielle négative donnée par l'Équation 5.304 :

$$\frac{H_x}{H_0} = \exp(-x/L_{el}) \quad (5.304)$$

De même, si le ratio  $T_{el}/T = B/L_{el} \ll 1$ , le phénomène de stockage élastique a une **influence limitée** et l'action peut être considérée comme quasi-stationnaire. En revanche, si  $T_{el}/T = B/L_{el} \gg 1$ , le stockage élastique a une **influence non négligeable** et aucune variation des actions n'est observée au niveau de la limite au-delà d'une distance  $x = B$ , par conséquent la largeur  $B$  n'influence plus le phénomène. Quatre exemples sont présentés ci-dessous : le premier concerne le stockage phréatique et le stockage élastique autour d'un caisson (Encadré 5.40), tandis que les trois suivants sont consacrés au stockage élastique dans le sable (Encadrés 5.41 à 5.43).



## Encadré 5.40 Stockage phréatique et stockage élastique autour d'un caisson

## Stockage phréatique derrière un caisson

Une partie imperméable de l'ouvrage au niveau de la surface de l'eau permet d'éviter un stockage phréatique, comme l'illustre l'exemple donné à la Figure 5.154. Il est possible de prédire le niveau piézométrique à l'intérieur du matériau rocheux comme pour un écoulement stationnaire. Dans ce cas, le niveau piézométrique dans la totalité de la base en matériaux rocheux est égal à celui mesuré à la limite extérieure de ce milieu (donc légèrement différent du niveau de l'eau, à cause de l'amortissement dû à la hauteur d'eau en question). Bien entendu, ceci n'est vrai que si les déformations volumétriques élastiques et plastiques sont limitées (comparer à la Figure 5.155).

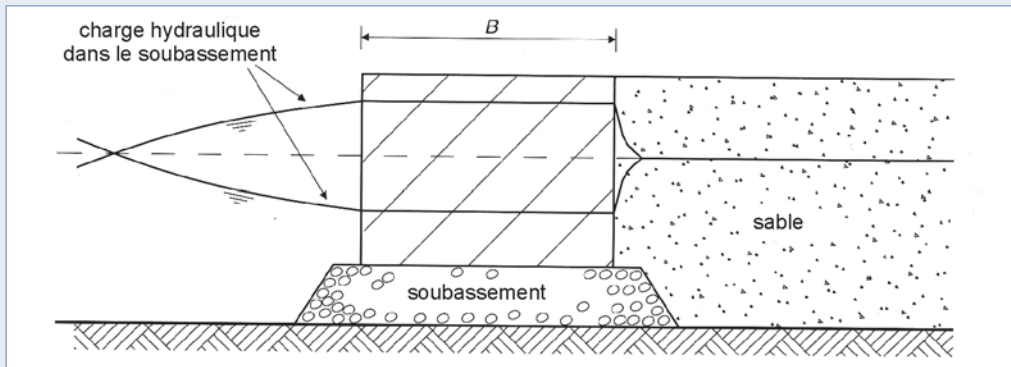


Figure 5.154 Une partie imperméable de l'ouvrage empêche le stockage phréatique

Dans ce contexte, une bonne illustration de l'effet du stockage phréatique sur la stabilité de l'enrochement de protection d'une digue maritime est donnée. Pour ce type d'ouvrages, l'effet du stockage phréatique sur la réponse hydraulique (voir la Section 5.2.2.2) est inclus dans l'analyse par l'intermédiaire d'un facteur de porosité nominale  $P$ . Ce dernier a un impact considérable sur la **stabilité hydraulique** et augmente avec le drainage dans l'ouvrage ( $L_{ph}, 1/T_{ph}$ ). Cependant, aucune relation quantitative fiable n'a encore pu être établie.

## Pression interstitielle dans le soubassement granulaire d'un caisson

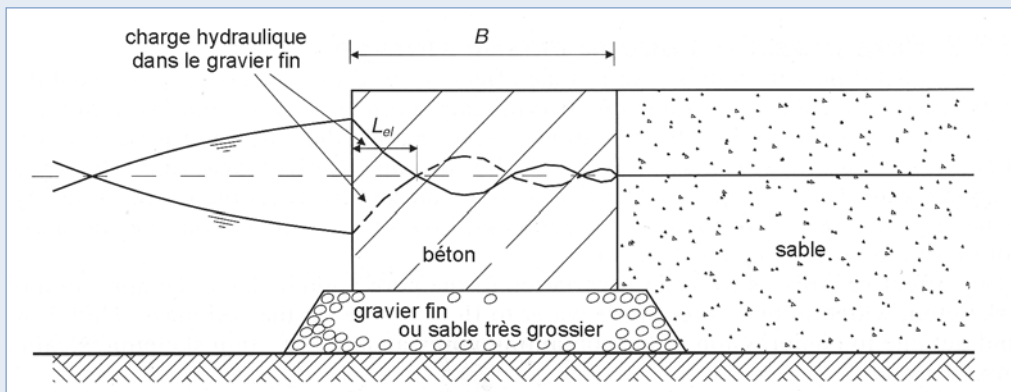


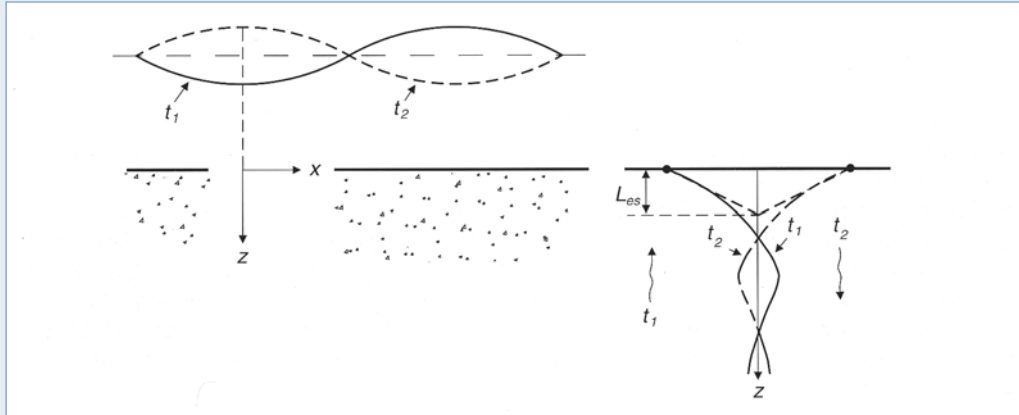
Figure 5.155 Stockage élastique dans un soubassement en matériaux granulaires situé sous un caisson

Dans le cas de l'ouvrage présenté à la Figure 5.154, on suppose que la base située sous le caisson est constituée d'éléments rocheux de grandes dimensions. En prenant  $B = 30$  m,  $T = 3$  s et, pour  $c_v$  appartenant à l'intervalle donné ci-dessus pour les éléments rocheux de grande taille,  $T_{el}$  est compris entre 0.3 et 100 s. Il en résulte que  $T_{el}/T \ll 1$ , ce qui signifie que le stockage élastique n'a quasiment aucune influence. Si, toutefois, on utilise des graviers fins peu compactés avec les valeurs (plus basses) de  $c_v$  données ci-dessus,  $T_{el} \approx 30$  s. Par conséquent, avec des graviers, la valeur du ratio devient  $T_{el}/T \gg 1$ , ce qui signifie que désormais le stockage élastique a alors probablement une **influence non négligeable**. Les variations de la charge piézométrique ne pénétreraient sous la totalité du caisson, mais seulement sur une distance d'un ordre de grandeur de  $x = L_{el} = 1$  à 10 m (voir la Figure 5.155).

**Encadré 5.41** Exemple de stockage élastique induit par la houle sur un fond sablonneux

La variation de pression interstitielle dans un **fond marin granulaire** soumis à l'action d'une mer de vent (clapot) (Figure 5.156) est un exemple de pression interstitielle instantanée induite par la houle générée par un stockage élastique. Yamamoto *et al.* (1978) et Verruijt (1982) proposent une solution analytique. Dans ce cas, la dimension caractéristique  $B$  (m) dans l'Équation 5.301 doit être remplacée par la plus petite des deux valeurs suivantes : soit  $L/(2\pi)$ , où  $L$  = longueur d'onde (m), soit par l'épaisseur de la couche granulaire concernée  $t$  (m). Si l'eau interstitielle ne contient pratiquement pas d'air et si la couche est plutôt perméable alors  $T_{e1} \ll T$ , par exemple, pour une protection de fond constituée **d'enrochement ou de graviers**. La profondeur de pénétration de la variation de niveau  $L/(2\pi)$  ou  $B$  (m) est quasiment identique à celle qui est déterminée à l'aide d'une méthode de calcul stationnaire.

Pour un **fond sablonneux**, toutefois, la situation est totalement différente : il est courant que  $T_{e1}/T \gg 1$  et la profondeur de pénétration est d'un ordre de grandeur de  $L_{e1} = 0.1m$  voir même  $L_{e1} < 0.1m$ . De cette manière, des gradients ascendants importants sont induits sous le creux de la houle, accompagnés de contraintes effectives fortement réduites. Il peut même se produire une liquéfaction dans des conditions extrêmes (Nakata *et al.*, 1991).



**Figure 5.156** Gradients ascendants dans le fond de la mer dus au stockage élastique

Plus d'informations sur les pressions interstitielles dans un fond de la mer sous l'influence prépondérante du stockage élastique sont disponibles dans Jeng (2003), qui a passé en revue les publications existantes de manière très exhaustive. Deux numéros spéciaux du Journal of Waterways, Port, Coastal & Ocean Engineering, de Juillet/Août 2006 et de Janvier/Février 2007, ont été consacrés aux résultats du projet de recherche européen « LIMAS » (acronyme de Liquefaction around MARine Structures – Liquéfaction autour des ouvrages maritimes).

**Encadré 5.42** Stockage élastique induit par la houle sous une protection de talus

Le risque d'une forte réduction des contraintes effectives est souvent plus élevé – et plus dangereux – le long d'un talus aux alentours du niveau de l'eau, où l'on peut s'attendre à ce que la teneur en air dans l'eau interstitielle soit plus élevée. Il peut en résulter un glissement de la protection du talus (Schulz et Köhler, 1989); voir la Figure 5.157.

Dans la situation ci-dessous où le sable contient une nappe phréatique, il est nécessaire de se demander si c'est l'influence du **stockage élastique** dans le sable qui prédomine sur celle du **stockage phréatique**, ou l'inverse. Il est possible d'étudier le problème en calculant le ratio entre les échelles de réponse phréatique et élastique  $T_{el}/T_{ph}$  (-), puisque la réponse dont l'échelle temporelle est la plus grande **domine** l'autre (principe présenté dans l'introduction de cette section). En combinant les Équations 5.296, 5.297, 5.301 et 5.302, on peut calculer le ratio  $T_{el}/T_{ph}$  (-); il est donné ici sous la forme de l'Équation 5.305:

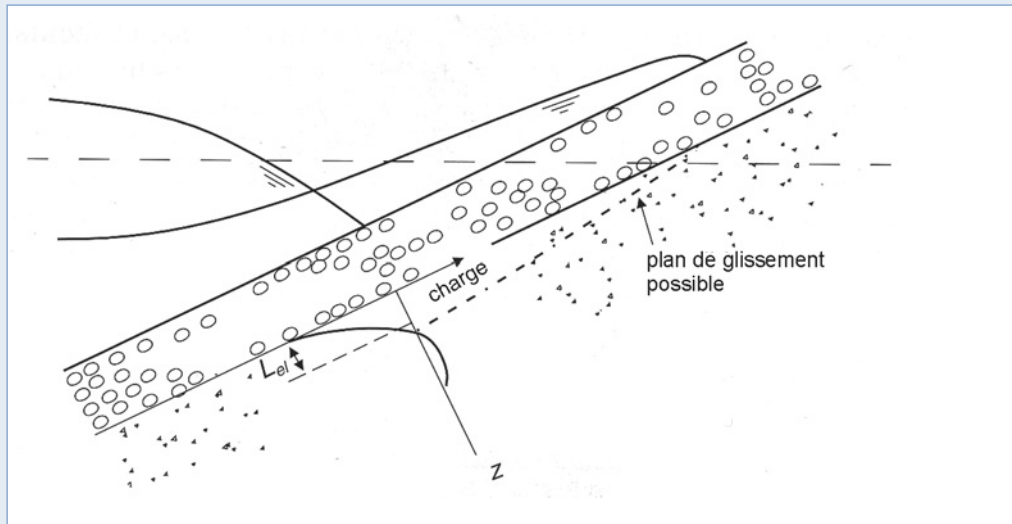
$$\frac{T_{el}}{T_{ph}} = \left( \frac{L_{ph}}{L_{el}} \right)^2 = \frac{h k}{n_v c_v} \quad (5.305)$$

où  $h$  = hauteur d'eau (m),  $k$  = perméabilité (m/s),  $n_v$  = porosité de couche (-), et  $c_v$  = coefficient de consolidation ( $m^2/s$ ), défini dans l'Équation 5.303.

En s'appuyant sur le résultat de l'Équation 5.305, on obtient deux cas de figure:

1.  $T_{el}/T_{ph}$  ou  $L_{ph}/L_{el} \ll 1$ : dans ce cas, le stockage élastique domine le stockage phréatique, du moins dans une couche d'une épaisseur relative  $t_c/L_{el} = 1$  à 3, les gradients les plus importants au niveau de l'interface entre le sable et la protection du talus sont causés par le stockage élastique.

2.  $T_{el}/T_{ph}$  ou  $L_{ph}/L_{el} = 1$ : en prenant pour hauteur immergée de l'ouvrage  $h = 1$  m,  $k = 4 \cdot 10^{-5}$  m/s,  $K_{wa} = 1$  MPa (10 % d'air),  $n_v = 0.4$ ; le coefficient de consolidation peut être estimé à l'aide de l'Équation 5.303:  $c_v = 0.01$   $m^2/s$ . Si l'on reporte ces valeurs dans l'Équation 5.305, le rapport devient  $T_{el}/T_{ph} = 1$ , ce qui signifie que, près de la nappe phréatique, le stockage phréatique est aussi important que le stockage élastique.



**Figure 5.157** Plan de glissement dû au stockage élastique dans le sable sous une protection de talus

**Encadré 5.43** Pression interstitielle dans le soubassement en enrochement d'un caisson soumis à des actions externes

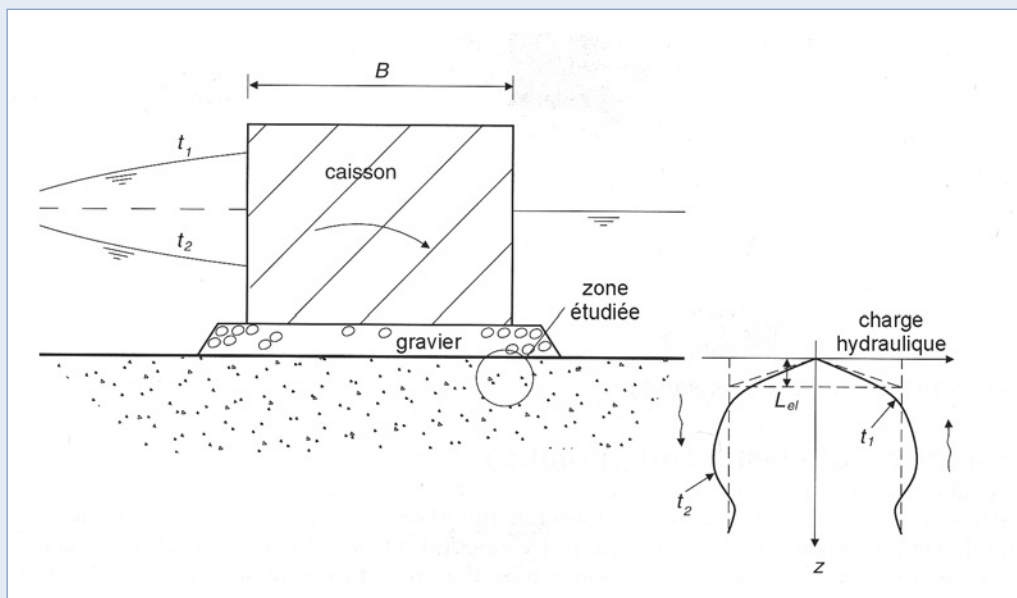
Cet exemple concerne le stockage élastique, engendré ou affecté par les **contraintes totales**,  $\sigma$  (kPa), variables exercées au niveau de la limite externe, plutôt que par une variation de la charge hydraulique, de la pression ou de pression interstitielle,  $p$ , au niveau des limites extérieures de l'ouvrage, comme dans les exemples présentés aux Encadrés 5.41 et 5.42.

On suppose un fond sablonneux sous le coin côté terre (face arrière) d'une digue en caissons soumise à l'action de la houle, reposant sur un lit de graviers (voir la Figure 5.157). Le squelette granulaire du sable est comprimé au moment où le niveau de l'eau est maximal côté mer, sous l'effet du moment résultant exercé sur le caisson. L'eau contenue dans les pores est donc expulsée avec un gradient ascendant dans le sable, ce qui entraîne une réduction des contraintes effectives,  $\sigma'$ , un effet qui s'étend au sable du côté arrière (protégé), où l'action externe exercée par le caisson n'est pas appliquée.

Souvent,  $T_{el}/T \gg 1$  et  $L_{el}/B \ll 1$ . Dans ces cas, les pressions interstitielles dans une partie du sous-sol, caractérisée par une largeur et une profondeur de l'ordre de  $0.1B$  (m), peuvent être estimées à l'aide de la solution analytique donnée par Verruijt (1982).

À cause du filtre en graviers (poreux), la charge hydraulique dans les graviers et sur la partie supérieure de la couche du sable n'est pas affectée par la charge externe. Cette charge hydraulique reste constamment égale (ou proche) au niveau stationnaire de l'eau du côté protégé du caisson (côté port). Toutefois, à des profondeurs plus élevées, les pressions interstitielles augmentent de la même valeur  $p_{ex}$  (kPa) que la contrainte verticale externe  $\sigma_{v-ex}$  (kPa) transmise par le caisson au sous-sol (sable) via les graviers, donc  $p_{ex} = \sigma_{v-ex}$  (kPa). En réalité, le caisson **n'induit pas** de pressions interstitielles mais **transmet** une contrainte totale à la surface du sous-sol sablonneux. Il en résulte que le gradient hydraulique maximal dans le sable se produit à proximité de l'interface entre le sable et les graviers. La valeur de ce gradient peut être définie approximativement comme  $p_{ex}/L_{el}$  (kN/m). Lorsque le sable est soumis à un tel gradient, il peut se produire une érosion si les graviers ne remplissent les règles (ou conditions) de filtre. Ce mécanisme de rupture fait l'objet de la Section 5.4.3.6.

Il est évident que le stockage élastique doit être étudié avec attention dans des circonstances spécifiques. Contrairement au stockage phréatique, un problème lié au stockage élastique est causé par la compression du squelette granulaire et doit être analysé à l'aide d'un modèle diphasique du fait de l'interaction considérable entre la pression interstitielle et la contrainte effective. Si l'on souhaite adopter une approche sécuritaire dans le cas de sols fins moins perméables (sable fin, limon et argile), on peut également procéder à une analyse non-drainée (en contraintes totales). On peut supposer que le comportement du sol face à la contrainte-déformation est élastique, mais il doit alors souvent être soumis à une analyse de stabilité distincte. Il est également possible d'effectuer une analyse plus poussée par éléments finis à l'aide d'un modèle de sol élasto-plastique, afin de déterminer la répartition des contraintes et d'examiner simultanément la stabilité.



**Figure 5.158** Stockage élastique induit par des gradients ascendants sous une digue en caisson

**Pressions interstitielles dues à la déformation volumétrique plastique du squelette granulaire**

Les variations du volume des pores peuvent également être causées par la dilatance ou la contractance du sol. Une contrainte de cisaillement cyclique dans des matériaux lâches favorise une tendance continue à la densification (contractance). Comme dans le cas du stockage élastique, cette densification peut être (partiellement) limitée par le fluide présent dans les pores dans

les cas où la perméabilité,  $k$  (m/s), et la compressibilité de l'eau interstitielle,  $K_{wa}$  (MPa), sont trop petites par rapport à la période de l'action externe, par exemple la période de la houle,  $T$  (s). Il en résulte une surpression de l'eau interstitielle dans la masse granulaire, qui augmente avec chaque cycle de chargement. Dans des conditions particulièrement défavorables, la surpression interstitielle peut augmenter à tel point qu'elle entraîne une perte de stabilité et une liquéfaction. On qualifie parfois ce phénomène de surpression interstitielle *résiduelle* pour faire la distinction avec une surpression interstitielle *oscillatoire*, instantanée ou *momentanée* due au stockage élastique.

La déformation plastique et la génération de pression interstitielle se produisent toujours parallèlement au stockage élastique. C'est la raison pour laquelle les impératifs en matière d'analyse du stockage élastique mentionnés plus haut sont également valables pour la déformation plastique. Des modèles de calcul 1D (disponibles exclusivement pour une application pratique), dans lesquels on procède à la fois à une simulation diphasique de la consolidation et de la génération de surpression interstitielle dans un matériau granulaire (Seed et Rahman, 1978; Ishihara et Yamazaki, 1984; de Groot *et al.*, 1991; Sassa et Sekiguchi, 1999) existent. Là encore, il est nécessaire de procéder par la suite à une analyse de stabilité séparée à l'aide des valeurs réelles des pressions interstitielles, (obtenues par calcul).

Les échelles caractéristiques de temps et de longueur  $T_{pl}$  (s) et  $L_{pl}$  (m) sont respectivement définies par les Équations 5.306 et 5.307 :

$$T_{pl} = \frac{d^2}{N c_v^*} \quad (5.306)$$

$$L_{pl} = \sqrt{NTc_v^*} \quad (5.307)$$

où

- $d$  = profondeur ou longueur sur laquelle la contrainte de cisaillement agit le plus fortement (m);
- $N$  = nombre de cycles de chargement requis pour que se produise une liquéfaction dans des conditions de sol non-drainé (-);
- $c_v^*$  = coefficient de consolidation du squelette du sol (m<sup>2</sup>/s), défini par l'Équation 5.308;
- $T$  = période caractéristique de la / des action(s) externe(s).

De la même manière que le coefficient  $c_v$  pour un sol contenant de l'eau et de l'air (voir l'Équation 5.303), le coefficient de consolidation du seul squelette granulaire  $c_v^*$  (m<sup>2</sup>/s) est défini par l'Équation 5.308.

$$c_v^* = k / (\gamma_b m_{ve}) \quad (5.308)$$

où  $\gamma_b$  = poids volumique du sol sec (kN/m<sup>3</sup>) et  $m_{ve}$  = coefficient de changement de volume élastique (1/kPa) (voir la Section 5.4.4.6 et le Tableau 5.68).

En outre,  $N$  peut être déterminé à l'aide d'essais en laboratoire comme une fonction du ratio de la contrainte de cisaillement et de l'indice de densité,  $I_D$  (-), défini par l'Équation 5.309.

$$I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (5.309)$$

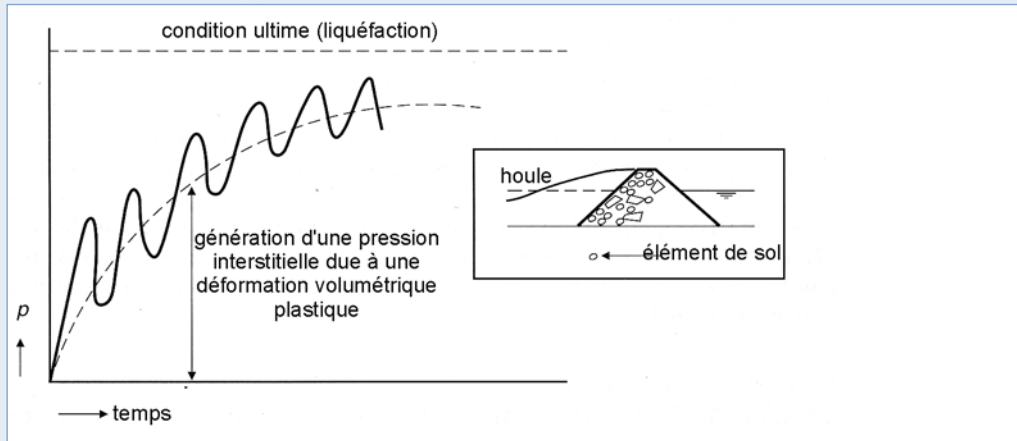
où  $e_{min}$  et  $e_{max}$  sont les indices des vides minimal et maximal, respectivement (-).

Le **ratio de contrainte de cisaillement** est défini comme le rapport entre l'amplitude de la contrainte de cisaillement,  $\tau$  (kPa), et la contrainte effective moyenne,  $\sigma'$ . Pour des ratios de contrainte de cisaillement  $\tau/\sigma'$  élevés, la valeur du nombre de cycles de chargement,  $N$  (-), peut être comprise entre 1 et 10 pour du sable lâche et des graviers, mais peut atteindre 1000 ou plus pour un matériau granulaire dense. L'Encadré 5.44 en présente un exemple.

**Encadré 5.44** Déformation volumétrique plastique induite par la houle dans le sable au pied d'une digue

La pénétration de la pression de la houle dans un sol de sable fin et lâche au pied d'une digue (voir la Figure 5.159) constitue un exemple dans lequel l'accumulation de pression interstitielle due à une déformation plastique est importante. Les échelles de temps et de longueur  $T_{pl}$  et  $L_{pl}$ , peuvent être estimées en supposant que la contrainte de cisaillement pénètre sur une profondeur  $d = L/(2\pi)$  dans le fond de la mer. Pour les autres données, on suppose que :  $T = 10$  s,  $d = 10$  m,  $N = 10$  et  $c_v^* = 0.01$  m<sup>2</sup>/s (voir l'Équation 5.308), les échelles caractéristiques étant alors :  $T_{pl} = 1\ 000$  s et  $L_{pl} = 1$  m.

Il découle clairement de ces résultats que  $T_{pl}/T \gg 1$  et par conséquent que le phénomène de déformation plastique est important.



**Figure 5.159** Surpressions interstitielles au pied d'une digue, causées par une déformation volumétrique plastique induite par la houle

L'enrochement moyen soumis à l'action d'une mer de vent est assez peu sensible à une déformation volumétrique plastique. Si l'on considère que, pour un matériau grossier, le coefficient de consolidation du squelette seul  $c_v^* > 10$  m<sup>2</sup>/s s'applique, on peut en conclure qu'il en résulte, de manière générale, que  $T_{pl}/T \ll 1$ , c'est-à-dire qu'**aucun** stockage plastique significatif ne peut se produire pour un matériau granulaire grossier soumis à l'action de la houle.

Lors des **séismes**, toutefois, dont l'échelle de temps caractéristique est de l'ordre de  $T = 0.1$  s, ce phénomène peut devenir important même pour les matériaux grossiers.

Dans de nombreuses régions du monde, les séismes sont des phénomènes cycliques récurrents et le niveau des secousses peut être très élevé. La probabilité d'une liquéfaction d'origine sismique est généralement plus élevée que la probabilité d'une liquéfaction induite par l'action de la houle, du fait des éléments suivants :

- la **haute fréquence de l'action** sismique  $T$  (s), qui minore l'importance de la consolidation, en particulier pour les sables fins à moyens ;
- la **profondeur d'influence** peut être très importante (pas d'amortissement géométrique en raison du fait que les séismes proviennent des couches les plus profondes).

Ceci fait donc l'objet d'une analyse séparée à la Section 5.4.3.5.

### 5.4.6 Rapport de dimensionnement géotechnique

Il est recommandé que le rapport de dimensionnement géotechnique énumère les hypothèses, les données, les méthodes de calcul et les résultats des vérifications de sécurité et d'aptitude au service. Les éléments suivants, avec des références au rapport de reconnaissance des sols (voir la Section 4.4.3.6) et à d'autres documents plus détaillés, doivent être inclus dans le rapport de dimensionnement géotechnique :

- introduction et termes de référence ;
- description du site, de l'état de ses sols et des environs ;
- description du modèle du sol ;
- description de l'ouvrage envisagé, y compris des valeurs caractéristiques des actions exercées sur celui-ci ;
- valeurs caractéristiques et de calcul des propriétés du sol, des matériaux rocheux et des enrochements, y compris les éléments les justifiant ;
- codes de calcul et normes appliqués au cours du dimensionnement ;
- mention concernant la conformité du site par rapport à la construction envisagée et au niveau de risque admissible ;
- calculs de dimensionnement géotechnique, plans et schémas ;
- impératifs de dimensionnement des fondations (en fonction du type de structure) ;
- éléments à vérifier lors de la construction ou nécessitant une maintenance et une surveillance.

Au besoin, le plan de surveillance et de suivi pendant les travaux doit être inclus dans le rapport de dimensionnement géotechnique et les résultats des vérifications doivent figurer en annexe de ce document. Pour préparer la maintenance de l'ouvrage, un extrait du rapport de dimensionnement géotechnique mentionnant les impératifs en matière de suivi, de contrôle et de maintenance de l'ouvrage achevé devra être mis à la disposition du maître d'ouvrage. Pour préparer le suivi et la surveillance pendant la réalisation de l'ouvrage, le rapport de dimensionnement géotechnique devra mentionner les points suivants :

- l'objectif de chaque ensemble d'observations et de mesures ;
- les parties de l'ouvrage qui doivent être surveillées et l'emplacement des observations à effectuer ;
- la fréquence des observations et des mesures ;
- la méthode d'évaluation des résultats et les intervalles de valeurs attendues ;
- le cas échéant, la période pendant laquelle la surveillance doit être poursuivie une fois la construction achevée ;
- les personnes responsables de la réalisation des mesures et des observations, de l'interprétation des résultats et de l'entretien des instruments.



## 5.5 RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Abt, S R et Johnson, T L (1991). "Riprap design for overtopping flow". *J Hydraulic Engg*, vol 117, no 8, Août, pp 959-972
- Abt, S R, Ruff, J F et Wittler, R J (1991). "Estimating flow through riprap". *J Hydraulic Engg*, vol 117, no 5, Mai, pp 670-675
- Ahrens, J P (1981). *Irregular wave runup on smooth slopes*. CETA no 81-17, US Army Corps of Engrs, Coastal Engg Research Center, Fort Belvoir, VA, 26 pp
- Ahrens, J P (1987). *Characteristics of reef breakwaters*. Technical Report CERC 87-17, US Army Corps of Engrs, Coastal Engg Research Center, Vicksburg, MS
- AIPCN (1987). *Recommandations pour le dimensionnement et la construction de revêtements souples incorporant des géotextiles pour les voies navigables intérieures*. Rapport du InCom GT04, supplément du Bulletin no 57, AIPCN, Bruxelles
- AIPCN (1993). *Analyse des digues à talus en enrochement*. Rapport du MarCom GT12, supplément du Bulletin no 78/79, AIPCN, Bruxelles
- AIPCN (1997). *Guidelines for the design of armoured slopes under open piled quay walls (non traduit)*. Rapport du Marcom GT22, AIPCN, Bruxelles
- AIPCN (2003a). *State-of-the-art of designing and constructing berm breakwaters (non traduit)*. Rapport du MarCom GT40, AIPCN, Bruxelles
- AIPCN (2003b). *Breakwaters with vertical and inclined concrete walls (non traduit)*. Rapport du MarCom GT28, AIPCN, Bruxelles
- Akkerman, G J (1982). *Markiezaatskade – stabilité des ouvrages de fermeture [en hollandais]*. Report M1741, pts I and II, Delft Hydraulics, Delft
- Akkerman, G J (1986). *Hydraulic design criteria for rockfill closure of tidal gaps: horizontal closure method*. Evaluation Report S861/Q438, Delft Hydraulics, Delft
- Allsop, N W H (1983). Low-crest breakwaters, studies in random waves. Dans: *J R Weggel (ed), Proc speciality conf design, const, maint and perf coastal structures*, Arlington, VA, 9-11 Mars. ASCE, New York, pp 94-107
- Allsop, N W H (1990). *Rock armouring for coastal and shoreline structures: hydraulic model studies on the effects of armour grading*. Report EX 1989, HR Wallingford, Wallingford
- Allsop, N W H (1991). "Reflection performance of rock armoured slopes in random waves". Dans: B L Edge (ed), *Proc 22nd int conf coastal engg, Delft, 2-6 Juillet 1990*. ASCE, New York, pp 1460-1472
- Allsop, N W H (1995). "Stability of rock armour and riprap on coastal structures". Dans: C R Thorne, S R Abt, F B Barends, S T Maynard, et R W Pilarczyk (eds), *River, coastal and shoreline protection: erosion control using riprap and armourstone*. John Wiley & Sons, New York, pp 213-226
- Allsop, N W H et Channel, A R (1989). *Wave reflections in harbours. Reflection performance of rock armoured slopes in random waves*. Report OD 102, HR Wallingford, Wallingford
- Allsop, N W H et Herbert, D M (1991). *Single armour units for breakwaters*. HR Wallingford report SR 259, Mars 1991

- Allsop, N W H et Hettiarachchi, S S L (1989). “Reflections from coastal structures”. Dans : B L Edge (ed), *Proc 21st int conf coastal engg, Malaga, 20–25 Juin 1988*. ASCE, New York, vol 1, pp 782–794
- Allsop, N W H et Jones, R J (1996). *Guidelines for single layer hollow cube armour systems for breakwaters and related marine structures*. HR Wallingford report SR482, Novembre 1996
- 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 SR 11, Hydraulics Research, Wallingford
- Allsop, N W H, Franco, L, Bellotti, G, Bruce, T et Geeraerts, J (2005). “Hazards to people and property from wave overtopping at coastal structures”. Dans : N W H Allsop (ed) *Proc ICE conf coastlines, structures and breakwaters*. Harmonising scale and detail, Londres, 20–22 Avril. Thomas Telford, Londres, pp 153–165
- Allyn, N (1982). *Ice pile-up around offshore structures in the Beaufort Sea*. Technical Memorandum 134, Associate Committee on Geotechnical Research, National Research Council of Canada, pp 181–203
- Aminti, P et Franco, L (1989). “Wave overtopping on rubble mound breakwaters”. Dans : B L Edge (ed), *Proc 21st int conf coastal engg, Malaga, 20–25 Juin 1988*. ASCE, New York, vol 1, pp 770–781
- Anthiniac, P, Bonelli, S et Debordes, O (1999). “Static analysis of a rockfill dam during the first impounding”. Dans : *Proc 5th ICOLD/CIGB benchmark workshop on numerical analysis of dams, 2–5 Juin, Denver*. ICOLD/CIGB, Paris, pp 399–410
- API (1995). *Recommended practice for planning, designing, and constructing structures and pipelines for Arctic conditions, 2e édition*. American Petroleum Institute, Washington DC
- Archetti, R et Lamberti, A (1996). “Parametrizzazione del profilo di frangiflutti berma”. Dans : Proc. Congresso AIUOM, Padova, 3–5 Octobre 1996
- Archetti, R et Lamberti, A (1999). “Stone movement and stresses during the reshaping of berm breakwaters”. Dans : G P Mocke (ed), *Proc 5th int conf coastal port engg dev countries (COPE-DEC V), Cape Town, 19–23 Avril*. Creda Communications, Cape Town, pp 1550–1561
- Ariëns, E E (1993). *Relation entre l'érosion et la stabilité d'une couche de protection en enrochement* [en hollandais]. Delft University of Technology, Delft
- Baguelin, F et Kovarik, J B (2001). “Une méthode de détermination des valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques”. *Revue française de géotechnique*, no 93, 4ème trimestre 2000, pp 35–41
- Bakker, K J, Klein Breteler, M et den Adel, H (1991). “New criteria for granular filters and geotextile filters under revetments”. Dans : B L Edge (ed), *Proc 22nd int conf coastal engg, Delft, 2–6 Juillet 1990*. ASCE, New York, pp 1524–1537
- Bakker, K J, Verheij, H J et de Groot, M B (1994). “Design relationship for filters in bed protection”. *J Hydraulic Engg*, vol 120, no 9, Septembre, pp 1082–1088
- Barber, P C et Lloyd, T C (1984). “The Diode wave dissipation block”. Dans : *Proc Inst. of Civil Engineers*, Part 1, 76, ICE, Londres 1984
- Barton, N et Kjaernsli, B (1981). “Shear strength of rockfill”. *J Geotech Engg Div, Am Soc Civ Engrs*, vol 107, no GT7, Jul, pp 873–891 ; aussi disponible dans la publication no 136, Norges Geotekniske Institutt (NGI), Oslo

- Battjes, J A (1974). *Computation of set-up, longshore currents, run-up and overtopping due to windgenerated waves*. Report 74-2, Comm on Hydraulics, Dept of Civil Engg, Univ of Technology, Delft
- Battjes, J A et Groenendijk, H W (2000). “Wave height distributions on shallow foreshores”. *Coastal Engg*, vol 40, no 3, pp 161–182
- BAW (1993). *Code of practice: use of geotextile filters on waterways*. Bundesanstalt für Wasserbau [Federal Waterway Engineering and Research Institute], Karlsruhe, 18 pp
- Benoit, M, Marcos, F et Becq, F (1997). “Development of a third generation shallow-water wave model with unstructured spatial meshing”. Dans: B L Edge (ed), *Proc 25th int conf coastal engg, Orlando, FL, 2–6 Septembre 1996*. ASCE, New York, pp 465–478
- Besley, P (1999). *Overtopping of seawalls: design and assessment manual*. Report W178, Environment Agency, Bristol
- Bezuijen, A, Klein Breteler, M et Bakker, K J (1987). “Design criteria for placed block revetments and granular filters”. Dans: *Proc 2nd int conf coastal port engg dev countries (COPEDEC II), Beijing, 7–11 Septembre*. China Ocean Press, Beijing
- Bijker, E W (1967). *Some considerations about scales for coastal models with movable bed*. Publication 50, Delft Hydraulics, Delft
- Bligh, W G (1912). *The practical design of irrigation works, 2e édition*. Constable, Londres
- Boeters, R E A M, Van der Knaap, F C M et Verheij, H J (1993). “Behaviour of armour layers of riprap bank protections along navigation channels”. Dans: *Proc int riprap workshop, Fort Collins, CO, Juillet*. Egalement dans: C R Thorne, S R Abt, F B Barends, S T Maynard, et R W Pilarczyk (eds) (1995), *River, coastal and shoreline protection: erosion control using riprap and armours-tone*. John Wiley & Sons, New York
- Bolton, M D (1979). *A guide to soil mechanics*. Macmillan, Londres, 439 pp
- Bonelli, S et Anthiniac, P (2000). “Modélisation hydroplastique du premier remplissage d’un barrage en enrochements”. Dans: *Proc 53rd conf Canadienne de géotechnique, Montreal, 15–18 Octobre*. Bitech Publishing, Richmond, BC, pp 255–262
- Booij, N, Ris, R C et Holthuijsen, L H (1999). “A third-generation wave model for coastal regions. Part I Model description and validation”. *J Geophys Res*, vol 104, no C4, pp 7649–7666
- Borsboom, M, Doorn, N, Groeneweg, J et van Gent, M (2001). “A Boussinesq-type wave model that conserves both mass and momentum”. Dans: B L Edge (ed), *Proc 27th int conf coastal engg, Sydney, 16–21 Juillet 2000*. ASCE, Reston, VA, pp 148–161
- Bradbury, A P, Allsop, N W H et Stephens, R V (1988). *Hydraulic performance of breakwater crown walls*. Report SR 146, Hydraulics Research, Wallingford
- Bradbury, A P, Latham, J-P et Allsop, N W H (1991). “Rock armour stability formulae – influence of stone shape and layer thickness”. Dans: B L Edge (ed), *Proc 22nd int conf coastal engg, Delft, 2–6 Juillet 1990*. ASCE, New York, pp 1446–1459
- Brebner, A et Donnelly, P (1962). *Laboratory study of rubble foundations for vertical breakwaters*. CE Research Report no 23, Queen’s University, Kingston, Ont
- Breusers, H N C et Schukking, W H P (1971). *Begin van beweging van bodemmateriaal* [Début de mouvement des matériaux de fond]. Report S 159-I, Delft Hydraulics, Delft

- Briganti, R, van der Meer, J W, Buccino, M et Calabrese, M (2004). “Wave transmission behind low-crested structures”. Dans: J A Melby (ed), *Proc 4th int coastal structures conf, Portland, OR, 26–30 Août 2003*. ASCE, Reston, VA
- Broderick, L L (1983). “Riprap stability, a progress report”. Dans: J R Weggel (ed), *Proc speciality conf design, const, maint and perf coastal structures, Arlington, VA, 9–11 Mars*. ASCE, New York, pp 320–330
- Brogdon, N J et Grace J L (1964). *Stability of rip-rap and discharge characteristics, overflow embankments, Arkansas River, Arkansas*. Technical Report 2-6500, US Army Corps of Eng, WES Vicksburg
- Brorsen, M, Burcharth, H F et Larsen, T (1975). “Stability of dolos slopes”. Dans: B L Edge (ed), *Proc 14th int conf coastal engg, Copenhagen, 24–28 Juin 1974*. ASCE, New York, vol 3, pp 1691–1701
- Brown, C T (1983). “Seabees in service”. Dans: J R Weggel (ed), *Proc speciality conf design, const, maint and perf coastal structures, Arlington, VA, 9–11 Mars*. ASCE, New York, pp 235-258
- Brown, C T (1988). “Blanket theory revisited or more than a decade down under”. Dans: *Breakwaters '88 conf; design of breakwaters*. Institution of Civil Engineers, Thomas Telford, Londres
- Burcharth, H F (1993). *The design of breakwaters*. Internal report, Aalborg University
- Burcharth, H F et Frigaard, P (1987). “On the stability of berm breakwater roundheads and trunk erosion in oblique waves”. Dans: D H Willis, W F Baird et O T Magoon (eds), *Proc sem unconventional rubble mound breakwaters, Ottawa, Septembre*. ASCE, New York
- Burcharth, H F et Liu, Z (1993). “Design of dolos armour units”. Dans: B L Edge (ed), *Proc 23rd int conf coastal engg, Venice, 4–9 Septembre 1992*. ASCE, New York, vol 1, pp 1053–1066
- Burcharth, H F, Christensen, M, Jensen, T et Frigaard, P (1998). “Influence of core permeability on Accropode armour layer stability”. Dans: *Proc int conf coastlines, structures and breakwaters, Instn Civ Engrs, London*. Thomas Telford, Londres, pp 34–45
- Burger, G (1995). *Stability of low-crested breakwaters: stability of front, crest and rear. Influence of rock shape and gradation*. Report H1878/H2415, WLDelft Hydraulics, Delft ; également MSc thesis, Delft University of Technology, Delft
- Camus Braña, P et Flores Guillén, J (2005). “Wave forces on crown walls: evaluation of existing empirical formulations”. Dans: J McKee Smith (ed), *Proc 29th int conf coastal engg, Lisbon, 19–24 Septembre 2004*. World Scientific, Singapore, vol 4, pp 4087–4099
- Carver, R D et Heimbaugh, M S (1989). *Stability of stone- and dolos-armored rubble-mound breakwater heads subjected to breaking and nonbreaking waves with no overtopping*. Technical Report CERC-89-2, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Coastal and Hydraulics Laboratory, Vicksburg, MS
- CERC (1977). *Shore protection manual [SPM], 3e édition*. Coastal Engineering Research Center, US Army Corps of Engineers, Vicksburg, MS
- CERC (1984). *Shore protection manual [SPM], 4e édition*. Coastal Engineering Research Center, US Army Corps of Engineers, Vicksburg, MS
- CETMEF (2001). ROSA 2000. *Recommandations pour le calcul aux états-limites des ouvrages en site aquatique*. Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement, CETMEF, Compiègne

- Chow, V T (1959). *Open channel hydraulics*. McGraw-Hill, New York
- CIAD (1985). *Computer aided evaluation of the reliability of a breakwater design*. Report of the CIAD project group on breakwaters, CIAD, Zoetermeer, Pays-Bas
- CIRIA (1986). *Sea walls: survey of performance and design practice*. TN125, CIRIA, Londres
- CIRIA/CUR (1991). *Manual on application of rock in shoreline and coastal engineering*, CUR Report 154, CIRIA SP83, Gouda/Londres
- Cohen de Lara, M (1955). “Coefficient de perte de charge en milieu poreux base sur l'équilibre hydrodynamique d'un massif”. *La Houille Blanche*, no 2
- Collins, J I (1988). “Large precast concrete armor units in the Arctic”. Dans: A C T Chen and C B Leidersdorf (eds), *Arctic coastal processes and slope protection design: a state of the practice report*. ASCE, New York, pp 208–215
- Cornett, A et Mansard, E (1995). “Wave stresses on rubble-mound armour”. Dans: B L Edge (ed), *Proc 24th int conf coastal engg, Kobe, 23–28 Octobre 1994*. ASCE, New York, pp 986–1000
- Cox, J C et Machemehl, J (1986). “Overload bore propagation due to an overtopping wave”. *J Waterway, Port, Coastal and Ocean Engg*, vol 112, no 1, Janvier/Février, pp 161–163
- Craig, R F (2004). *Soil mechanics, 7th edn*. Spon Press, Londres
- Croasdale, K R, Allyn, N et Roggensack, W (1988). “Arctic slope protection: considerations for ice”. Dans: A C T Chen et C B Leidersdorf (eds), *Arctic coastal processes and slope protection design: a state of the practice report*. ASCE, New York, pp 216–243
- Croasdale, K R, Cammaert, A B et Metge, M (1994). “A method for the calculation of sheet ice load on sloping structures”. Dans: *Proc 12th int symp on ice, Trondheim, 23–26 Août*. SINTEF NHL, Trondheim
- Cruz, E, Isobe, M et Watanabe, A (1997). “Boussinesq equations for wave transformation on porous beds”. *Coastal Engg*, vol 30, pp 125–154
- CUR (1993). *Filters in de waterbouw [Les filtres en ingénierie hydraulique]*. Report 161, Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving (CUR), Gouda
- d'Angremond, K et Pluim-Van der Velden, E T J M (2001). *Introduction to coastal engineering*. Delft University of technology, Delft, 275 pp
- d'Angremond, K, Berendsen, R, Bhageloe, G S, Van Gent, M R A, et Van der Meer, J W (1999). Breakwaters with a single armour layer. Dans: *Proc Copedec-V, Capetown, Afrique du Sud 19–23 Avril*. Creda Communications, Cape Town
- d'Angremond, K, van der Meer, J W et de Jong, R J (1997). “Wave transmission at lowcrested structures”. Dans: B L Edge (ed), *Proc 25th int conf coastal engg, Orlando, FL, 2–6 Septembre 1996*. ASCE, New York, pp 2418–2427
- Das, B P (1972). “Stability of rockfill in end-dump river closures”. *J Hydraulics Div, Am Soc Civ Engrs*, vol 98, no HY11, Novembre, pp 1947–1967
- Davidson, M A, Bird, P A D, Bullock, G N et Huntley, D A (1996). “A new non-dimensional number for the analysis of wave reflection from rubble mound breakwaters”. *Coastal Engg*, vol 28, pp 93–120



- De Groot, M B, Bakker, K J et Verheij, H J (1993). “Design of geometrically open filters in hydraulic structures”. Dans: J Brauns, M Heibaum et U Schuler (eds), *Filters in geotechnical and hydraulic engineering. Proc 1st int conf Geo-Filters, Karlsruhe, 20–22 Octobre 1992*. AA Balkema, Rotterdam, pp 143–154
- De Groot, M B, Bezuijen, A, Burger, A M et Konter, J L M (1988). “The interaction between soil, water, and bed or slope protection”. Dans: P A Kolkman, J Lindenberg et K W Pilarczyk (eds), *Proc int symp on modelling soil-water-structure interactions (SOWAS '88), Delft, 29 Août–2 Septembre*. AA Balkema, Rotterdam
- De Groot, M B, Blik, A J et van Rossum, H (1988). “Critical scour: new bed protection design method”. *J Hydraulic Engg*, vol 114, no 10, Octobre, pp 1227–1240
- De Groot, M B, den Adel, H, Stoutjesdijk, T P et van Westenbrugge, C J (1995b). “Risk of dike failure due to flow slides”. *Coastal Engg*, vol 26, no 3, Décembre, pp 241–249
- De Groot, M B, Lindenberg, J et Meijers, P (1991). “Liquefaction of sand used for soil improvement in breakwater foundations”. Dans: *Proc int conf geotech engg for coastal devt, Geo- Coast '91, Yokohama, 3–6 Septembre*. Coastal Development Institute of Technology, Tokyo
- De Groot, M B, Yamazaki, H, Van Gent, M R A et Kheyruri, Z (1995a). “Pore pressures in rubble mound breakwaters”. Dans: B L Edge (ed), *Proc 24th int conf coastal engg, Kobe, 23–28 Octobre 1994*. ASCE, New York, pp 1727–1738
- De Jong, T J (1996). *Stability of Tetrapods at front crest and rear of a low-crested breakwater*. MSc report. Delft University of Technology
- De Rouck, J, Hyde, P, Van Damme, L et Wens, F (1994). “Basic characteristics of the Haro, a massive hollow armour unit”, Bulletin de l'AIPCN No. 82, Janvier 1984, AIPCN, Bruxelles
- De Rouck, J, Wens, F, Van Damme, L et Lemmers, T V (1987). “Investigations into the merits of the Haro breakwater armour unit”, Dans: *Proc: COPEDEC, Beijing, 1987*, China Ocean Press, Beijing
- Dean, R G (1987). “Coastal armoring: effects, principles and mitigation”. Dans: B L Edge (ed), *Proc 20th int conf coastal engg, Taipei, 9–14 Novembre 1986*. ASCE, New York, pp 1843–1857
- Degoutte, G et Royet, P (2005). *Aide mémoire de mécanique des sols*. Collection ouvrages pédagogiques, ENGREF, Paris, 2e édition, 98 pp
- Delft Hydraulics (1989). *Slopes of loose materials. Wave run-up on statically stable rock slopes under wave attack*. Report on model investigation [en hollandais]. Report M1983, Part III, Delft Hydraulics, Delft
- Den Adel, H, Bakker, K J et Klein Breteler, M (1988). “Internal stability of minestone”. Dans: P A Kolkman, J Lindenberg et K W Pilarczyk (eds), *Proc int symp on modelling soil-waterstructure interactions (SOWAS '88), Delft, 29 Août–2 Septembre*. AA Balkema, Rotterdam, pp 225–231
- Dingemans, M W (1997). “Water wave propagation over uneven bottoms. Part 2: Non-linear wave propagation”. *Advanced series on ocean engineering*, vol 13, World Scientific, Singapore
- DMC (2003). *General Xbloc specifications, Xbloc technical guidelines*. Delta Marine Consultants, Gouda; disponible à <www.xbloc.com>
- Doorn, N et Van Gent, M R A (2004). “Pressures by breaking waves on a slope computed with a VOF model”. Dans: J A Melby (ed), *Proc 4th int coastal structures conf, Portland, OR, 26–30 Août 2003*. ASCE, Reston, VA, pp 728–739

- Escarameia, M (1998). *River and channel revetments, a design manual*. Thomas Telford, Londres
- Escarameia, M et May, R W P (1992). *Channel protection: turbulence downstream of structures*, Report SR 313, HR Wallingford, Wallingford
- Escarameia, M et May, R W P (1995). "Stability of riprap and concrete blocks in highly turbulent flows". Dans: *Proc Instn Civ Engrs, Water Maritime and Energy*, vol 112, no 3, Septembre, pp 227–237
- Gadd, P E (1988). "Sand bag slope protection: design construction and performance". Dans: A C T Chen et C B Leidersdorf (eds), *Arctic coastal processes and slope protection design: a state of the practice report*. ASCE, New York, pp 145–165
- Gerwick, B C (1990). "Ice forces on structures". Dans: B LeMehaute et D M Hanes (eds), *Ocean engineering science – the sea*. Wiley Interscience, New York, vol 9, pt B, pp 1263–1301
- GICB/ICOLD (1993). "Rock materials for rockfill dams. Review and recommendations". Bulletin, no 92, 132 pp
- Giroud, J P (1988). "Review of geotextile filter criteria". Dans: J N Mandal (ed), *Proc 1st Indian geotextiles conf on reinforced soil and geotextiles, Bombay, 8–9 Décembre*. Oxford et IBH Publishing, Bombay, pp 1–6
- Giroud, J P (1996). "Granular filters and geotextile filters". Dans: J Lafleur et A L Rollin (eds), *Proc Geofilters '96, Montreal, 29–31 Mai*. Bitech Publishing, Richmond, BC, pp 565–680
- Giroud, J P, Delmas, P, Artières, O (1998). "Theoretical basis for the development of a twolayer geotextile filter". Dans: R K Rowe (ed), *Proc 6th int conf geosynthetics, Atlanta, GA, 25–29 Mars*. IFAI, Roseville, pp 1037–1044
- Givler, L D et Sorensen, R M (1986). *An investigation of the stability of submerged homogeneous rubble-mound structures under wave attack*. Report IHL-110-86, HR IMBT Hydraulics, Lehigh Univ, Philadelphia
- Goda, Y (1996). "Wave damping characteristics of longitudinal reef system". Dans: J E Clifford (ed), *Proc Int Conf Advances in coastal structures and breakwaters '95, Londres*. Thomas Telford, Londres, pp 192-203
- Goda, Y (2000). "Random seas and design of maritime structures". *Advanced series on ocean engineering*, vol 15, World Scientific, Singapore
- Gotoh, H, Shao, S et Memita, T (2004). "SPH-LES model for numerical investigation of wave interaction with partially immersed breakwater". *Coastal Engg J*, vol 46, no 1, pp 39–63
- Gravesen, H et Sørensen, T (1977). "Stability of rubble mound breakwaters". Dans: *Proc 24th int navigation cong, Leningrad*. AIPCN, Bruxelles
- Hall, K et Kao, S (1991). "A study of the stability of dynamically stable breakwaters". *Can J Civ Engg*, vol 18, pp 916–925
- Hamm, L (1995). "Modélisation numérique bidimensionnelle de la propagation de la houle dans la zone de déferlement". Thèse de Doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble
- Hannoura, A A (1978). "Numerical and experimental modelling of unsteady flow in rockfill embankments". PhD thesis, Windsor, Ontario



- Hartung, F et Scheuerlein, H (1970). “Design of overflow rockfill dams”. Dans: *Proc 10th ICOLD/CIGB int cong large dams, Montreal, 1–5 Juin*. Q36, Paper R35, ICOLD/CIGB, Paris, vol 1, pp 587–595
- Hawkes, P J, Coates, T T et Jones, R J (1998). *Impact of bi-modal seas on beaches and control structures*. Report SR 507, HR Wallingford, Wallingford, pp 6–13
- Hayashi, M, Gotoh, H, Memita, T et Sakai, T (2001). “Gridless numerical analysis of wave breaking and overtopping at upright seawall”. Dans: B L Edge (ed), *Proc 27th int conf coastal engg, Sydney, 16–21 Juillet 2000*. ASCE, Reston, VA, pp 2101–2113
- Hedar, P A (1960). “Stability of rock-fill breakwaters” [en Suédois]. Doctoral thesis, Univ of Göteborg, Suède
- Hedar, P A (1986). “Armor layer stability of rubble-mound breakwaters”. *J Waterway, Port, Coastal and Ocean Engg*, vol 112, no 3, Mai/Juin, pp 343–350
- Hedges, T S et Reis, M T (1998). “Random wave overtopping of simple sea walls: a new regression model”. *Proc Inst Civ Engrs, Water, Maritime and Energy*, vol 130, Mars
- Helgason, E et Burcharth H F (2005). “On the use of high-density rock in rubble mound breakwaters”. Dans: *Proc 2nd int coastal symp in Iceland, Hornafjörður, 5–8 Juin*. Icelandic Maritime Administration, Kópavogur
- Hemphill, R W et Bramley, M E (1989). *Protection of river and canal banks*. Book 9, CIRIA, London and Butterworths, Londres
- Herbich, J B (2000). *Handbook of coastal engineering*. McGraw-Hill, USA, 1152 pp
- Hewlett, H W M, Boorman, L A et Bramley, M E (1987). *Design of reinforced grass waterways*. Report 116, CIRIA, Londres
- Hjorth, P (1975). “Studies on the nature of local scour”. Bulletin, ser A, no 46, Dept of Water Res & Engg, Lund Institute of Technology, Suède
- Hoek, E, Carranza-Torres, C et Corkum, B (2002). “Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition”. Dans: *Proc 5th North American rock mechanics symposium*, Toronto, Canada, pp 267-273
- Hoffmans, G J C M et Akkerman, G J (1999). “Influence of turbulence on stone stability”. Dans: *Proc 7th int symp river sedimentation, Hong Kong, 16–18 Décembre 1998*. AA Balkema, Rotterdam
- Hoffmans, G J C M et Verheij, H J (1997). *Scour manual*. AA Balkema, Rotterdam, Pays-Bas, 205 pp, ISBN 9054106735
- Hofland, B (2005). “Turbulence-induced damage to granular bed protections”. PhD thesis, Delft University of Technology, Delft
- Holthuijsen, L H, Booij, N et Herbers, T H C (1989). “A prediction model for stationary, short-crested waves in shallow water with ambient currents”, *Coastal Engg*, vol 13, no 1, pp 23–54
- Holtzhausen, A H (1996). “Effective use of concrete for breakwater armour units”. Bulletin, no 90, AIPCN, Bruxelles, pp 23–28
- Hudson, R Y (1953). “Wave forces on breakwaters”. *Trans Am Soc Civ Engrs*, vol 118, pp 653–674
- Hudson, R Y (1959). “Laboratory investigations of rubble mound breakwaters”. *J Waterways & Harbors Div, Am Soc Civ Engrs*, vol 85, no WW3, Paper no 2171, pp 93–121

- Hughes S A (1993). “Physical Models and laboratory techniques in coastal engineering”. *Advanced series on ocean engineering*, vol 7, World Scientific, Singapore
- Huis in 't Veld, J, Stuij, J, Walther, A W et Westen, W van, (eds) (1984). *The closure of tidal basins*. Delft University Press, Delft
- ICE (1988). Design of breakwaters. Dans: *Proc conf breakwaters '88, Eastbourne*, 4–6 Mai. Thomas Telford, Londres
- Iribarren Cavanilles R (1938). *Una formula para el calculo de los diques de escollera*, M. Bermejillo-Pasajes, Madrid, Espagne
- Ishihara, H et Yamazaki, A (1984). “Analysis of wave-induced liquefaction in seabed deposits of sands”. *Soils and Foundations*, vol 24, no 3, pp 85–100
- ISRM (1985). “Commission on Testing Methods. Suggested method for determining point load strength”, rev edn. Dans: *J Rock Mech, Min Sci and Geomech Abstr*, vol 22, pp 51–60
- Izbash, S V et Khaldre, K Y (1970). *Hydraulics of river channel closure*. Butterworths, Londres
- Jeng, D S (2003). “Wave-induced seafloor dynamics”. *Appl Mech Rev*, no 56-4, pp 407–429
- Jensen, O J (1984). A monograph on rubble mound breakwaters. Danish Hydraulic Institute, Hørsholm
- Jongeling, T H G, Blom, A, Jagers, H R A, Stolker, C et Verheij, H J (2003). *Ontwerpmethodiek granulaire verdedigingen: rapport schaalmodelonderzoek* [Méthode de dimensionnement pour les matériaux granulaires]. Technical Report Q2933/Q3018, WL/Delft Hydraulics, Delft
- Jonsson, I G (1967). “Wave boundary layers and friction factors”. Dans: J W Johnson (ed), *Proc 10th int conf coastal engg, Tokyo, Septembre 1966*. ASCE, New York, pp 127–148
- Kenney, T C et Lau, D (1985). “Internal stability of granular filters”. *Can Geotech J*, vol 22, pp 215–225
- Kjaernsli, B, Valstad, T et Høeg, K (1992). “Rockfill dams: design and construction”. *Hydropower Development*, vol 10. Norwegian Institute of Technology, Trondheim, 145 pp
- Klein Breteler, M et Bezuijen, A (1991). *Simplified design method for block revetments*. Thomas Telford, Londres
- Klein Breteler, M et Bezuijen, A (1998). “Design criteria for placed block revetments”. Dans: K W Pilarczyk (ed), *Dikes and revetments: design, maintenance and safety assessment*. AA Balkema, Rotterdam, pp 217–248
- Knauss, J (1979). “Computation of maximum discharge at overflow rockfill dams”. Dans: *Proc 13th ICOLD/CIGB int cong on large dams, New Delhi*. Q50, Paper R9, ICOLD/CIGB, Paris
- Komar, P D et Miller, M C (1975). “Sediment transport threshold under oscillatory waves”. Dans: B L Edge (ed), *Proc 14th int conf coastal engg, Copenhagen, 24–28 Juin 1974*. ASCE, New York, pp 756–775
- Kramer, M et Burcharth, H F (2004). “Stability of low-crested breakwaters in shallow water short crested waves”. Dans: J A Melby (ed), *Proc 4th int coastal structures conf, Portland, OR, 26–30 Août 2003*. ASCE, Reston, VA

- Lafleur, J, Eichenauer, T et Werner, G (1996). “Geotextile filter retention criteria for well graded cohesionless soils”. Dans: J Lafleur et A L Rollin (eds), *Proc 2nd int conf geofilters '96, Montreal, 29–31 Mai*. Bitech Publishing, Richmond, BC, pp 429–438
- Lafleur, J, Mlynarek, J et Rollin, A L (1993). “Filter criteria for well graded cohesionless soils”. Dans: J Brauns, M Heibaum et U Schuler (eds), *Filters in geotechnical and hydraulic engineering. Proc 1st int conf Geo-Filters, Karlsruhe, 20–22 Octobre 1992*. AA Balkema, Rotterdam
- Lamberti, A (2005). “Low crested structures and the environment”. DELOS reports in *Coastal Engg*, vol 52, no 10-11, Novembre, pp 815–1126
- Lamberti, A et Tomasicchio, G R (1997). “Stone mobility and longshore transport at reshaping breakwaters”. *Coastal Engg*, vol 29, no 3, Janvier, pp 263–289
- Lamberti, A, Tomasicchio, G R et Guiducci, F (1995). “Reshaping breakwaters in deep and shallow water conditions”. Dans: B L Edge (ed), *Proc 24th int conf coastal engg, Kobe, 23–28 Octobre 1994*. ASCE, New York, pp 1343–1358
- Lane, E W (1935). “Security from under-seepage – masonry dams on earth foundations”. *Trans Am Soc Civ Engrs*, vol 100, pp 1235–1251
- Latham, J-P, Mannion, M B, Poole, A B, Bradbury A P et Allsop, N W H (1988). *The influence of armourstone shape and rounding on the stability of breakwater armour layers*. Queen Mary College, University of Londres
- Le Fur, A, Pullen, T et Allsop, N W H (2005). “Prediction of low overtopping rates on embankment seawalls”. Dans: J McKee Smith (ed), *Proc 29th int conf coastal engg, Lisbon, 19–24 Septembre 2004*. World Scientific, Singapore
- Leidersdorf, C B (1988). “Concrete mat slope protection for arctic applications”. Dans: A C T Chen et C B Leidersdorf (eds), *Arctic coastal processes and slope protection design: a state of the practice report*. ASCE, New York, pp 166–189
- Lengkeek, H J, Croasdale, K R et Metge, M (2003). “Design of ice protection barrier in Caspian Sea”. Dans: C G Soares, T Kinoshita et S Chakrabarti (eds), *22nd int conf offshore mech and Arctic engg (OMAE), Cancun, 8–13 Juin*. ASME, New York, vol 3, Paper 37411
- Leonards, C A (1962). *Foundation engineering*. McGraw-Hill Book Company, New York
- Lin, P et Liu, P L-F (1999). “Free surface tracking methods and their applications to wave hydrodynamics”. Dans: P L-F Liu (ed), *Advances in coastal and ocean engineering*. World Scientific, Singapore, vol 5, pp 213–240
- Lissev, N (1993). *Influence of the core configuration on the stability of berm breakwaters. Experimental model investigations*. Report no R-6-93, Dept Structural Engg, Norwegian Institute of Technology, University of Trondheim
- Liu, P L-F, Hsu, T, Lin, P Z, Losada, I J, Vidal, C et Sakakiyama, T (2000). “The Cornell Breaking Wave and Structures (COBRAS) model”. Dans: I J Losada (ed), *Proc 3rd int coastal structures conf, Santander, 7–10 Juin 1999*. AA Balkema, Rotterdam, pp 169–174
- Lomónaco, P (1994). “Design of rock cover for underwater pipelines”. MSc thesis, International Institute for Infrastructural, Hydraulic and Environmental Engineering, Delft
- Losada, I J (2001). “Recent advances in the modelling of wave and permeable structure interaction”. Dans: P L-F Liu (ed), *Advances in coastal and ocean engineering*. World Scientific, Singapore, vol 7, pp 163–202

- Losada, M A et Giménez-Curto, L A (1981). "Flow characteristics on rough, permeable slopes under wave action". *Coastal Engineering*, vol 4, pp 187–206
- Madrugal, B G et Valdés, J M (1995). "Study of rubble mound foundation stability". Dans : *Proc final workshop, MAST II, MCS Project*. University of Hannover, Alderney
- Madsen, O S et Grant, W D (1975). "The threshold of sedimentary movement under oscillatory water waves: a discussion". *J Sedimentary Petrology*, vol 45, no 1
- Martin, F L (1999). "Experimental study of wave forces on rubble mound breakwater crown walls". Bulletin AIPCN no 102, pp 5–17
- Martin, F L, Losada, M A et Medina, R (1999). "Wave loads on rubble mound breakwater crown walls". *Coastal Engg*, no 37, pp 149–174
- Martins, R et Escarameia, M (1989a). "Characterisation of the materials for the experimental study of turbulent seepage flow [en portugais]. Dans : *Proc 3rd Nat Geotechnics Mtg, Oporto*. SPG (Portugese Association of Geotechnics), Lisbon
- Martins, R et Escarameia, M (1989b). "Turbulent seepage flow" [en portugais]. Dans : *Proc 4th Luso-Brazilian symp hydraulics and water resources, Lisbon, Jun. APRH* (Portugese Association of Water Resources), Lisbon
- Mase, H, Sakamoto, M et Sakai, T (1995). "Neural network for stability analysis of rubblemound breakwaters". *J Waterway, Port, Coastal and Ocean Engg*, Novembre/Décembre, pp 294–299
- Masterson, D M et Frederking, R (1993). "Local contact pressures in ship/ice and structure/ice interactions". *Cold regions science and technology*, vol 21, pp 166–185
- May, R W P, Ackers, J C et Kirby, A M (2002). *Manual on scour at bridges and other hydraulic structures*. C551, CIRIA, Londres
- Maynard, S T (1995). "Corps riprap design for channel protection". Dans : C R Thorne, S R Abt, F B Barends, S T Maynard et K W Pilarczyk (eds), *River, coastal and shoreline protection: erosion control using riprap and armourstone*. John Wiley & Sons, Chichester
- McConnell, K J (1998). *Revetment systems against wave attack: A design manual*. Thomas Telford, Londres. ISBN 0-7277-2706-0
- McDonald, G N (1988). "Riprap and armour stone". Dans : A C T Chen et C B Leidersdorf (eds), *Arctic coastal processes and slope protection design: a state of the practice report*. Technical Council on Cold Regions Engineering Monograph, ASCE, New York, pp 190–207
- Melby, J A (2001). *Damage development on stone armored breakwaters and revetments*. ERDC/CHL CHETN-III-64, US Army Engineer Research and Development Center, Vicksburg, MS
- Melby, J A et Kobayashi, N (1999). "Damage progression on breakwaters". Dans : B L Edge (ed), *Proc 26th int conf coastal engg, Copenhagen, 22–26 Juin 1998*. ASCE, Reston, VA, pp 1884–1897
- Melby, J A et Turk, G F (1997). *Core-Loc concrete armor units: technical guidelines*. Technical Report CHL-97-4, US Army Corps of Engineers, Washington DC]
- Menze, A (2000). "Stability of multilayer berm breakwaters". Diploma thesis, University of Braunschweig, Allemagne

- Monaghan, J J, Kos, A M et Issa, N (2003). “Fluid motion generated by impact”. *J Waterway, Port, Coastal and Ocean Engg*, vol 129, no 6, pp 250–259
- Nakata, H, Suzuki, M et Kitayama, M (1991). “Observation on fluctuations of pore water pressure under high wave conditions”. Dans: *Proc int conf geotech engg for coastal devt, Geo-Coast '91, Yokohama, 3–6 Septembre*. Coastal Development Institute of Technology, Tokyo
- Naylor, A H et Thomas, A R (eds) (1976). *A method for calculating the size of stone needed for closing end-tipped rubble banks in rivers*. Report 60, CIRIA, Londres
- Oldecop, L A et Alonso, E E (2001). “A model for rockfill compressibility”. *Géotechnique*, vol 51, no 2, pp 127–139
- Oldecop, L A et Alonso, E E (2002). “Fundamentals of rockfill time-dependent behaviour”. Dans: J F T Jucá, T M P de Campos et F A M Marinho (eds), *Unsaturated soils. Proc 3rd int conf on unsaturated soils (UNSAT 2002)*, Recife, Brazil. Swets & Zeitlinger, Lisse, vol 2, pp 793–798
- Olivier, H (1967). “Through and overflow rockfill dams – new design techniques”. Dans: *Proc Instn Civ Engrs*, vol 36, papier 7012, Mars, pp 433–471
- Olivier, H et Carlier, M (1986). “Maîtrise de la rivière pendant la construction du barrage”. Bulletin, no 48a, ICOLD/CIGB, Paris
- Oumeraci, H, Kortenhaus, A, Allsop, N W H, De Groot, M B, Crouch, R S, Vrijling, J K and Voortman, H G (2001). *Probabilistic design tools for vertical breakwaters*. AA Balkema, Rotterdam, 373 pp (ISBN 90-5809-248-8)
- Owen, M W (1980). *Design of seawalls allowing for wave overtopping*. Report EX 924, Hydraulics Research, Wallingford
- Paintal, A S (1971). “Concept of critical shear stress in loose boundary open channels”. *J Hyd Res*, vol 9, no 1, pp 91–113
- Pariset, E et Hausser, R (1959). “Rockfill cofferdams built by toe-dumping”. In: *Proc 8th IAHR congress, Montreal, 24–25 Août*. Ecole Polytechnique de Montréal
- Pearson, J, Bruce, T, Franco, L, van der Meer, J W, Falzacappa, M et Molino, R (2004). *Roughness factor*. Work package 4.4, D24 Report on additional tests, Part B, CLASH report EVK3-CT-2001-00058
- Pedersen, J (1996). “Wave forces and overtopping on crown walls of rubble mound breakwaters. An experimental study”. PhD thesis, series paper no 12, Dept Civ Engg, Aalborg University, 140 pp
- Pilarczyk, K W (1995). “Simplified unification of stability formulae for revetments under current and wave attack”. Dans: C R Thorne, S R Abt, F B Barends, S T Maynard et K W Pilarczyk (eds), *River, coastal and shoreline protection: erosion control using riprap and armourstone*. John Wiley & Sons, Chichester
- Pilarczyk, K W (2000). *Geosynthetics and geosystems in hydraulic and coastal engineering*. AA Balkema, Rotterdam
- Pilarczyk, K W (2003). “Design of low-crested (submerged) structures – an overview”. Dans: R Galappatti (ed), *Proc 6th int conf coastal and port engg in developing countries (COPEDEC VI), Colombo, 15–19 Septembre*. Lanka Hydraulic Institute, Moratuwa, pp 1–18

- Pilarczyk, K W (ed) (1990). Coastal protection. Dans: *Proc short course on coastal protection*, Delft Univ of Technology, 30 Juin–1 Juillet. AA Balkema, Rotterdam
- Pilarczyk, K W (ed) (1998). *Dikes and revetments: design, maintenance and safety assessment*. AA Balkema, Rotterdam
- Postma, G M (1989). “Wave reflection from rock slopes under random wave attack”. MSc thesis, Delft University of Technology
- Powell, K A (1987). *Toe scour at seawalls subject to wave action: a literature review*. Report SR 119, Hydraulic Research, Wallingford
- Powell, K A et Allsop, N W H (1985). *Low-crested breakwaters, hydraulic performance and stability*. Report SR 57, Hydraulic Research, Wallingford
- Pozueta, B, Van Gent, M R A, Van den Boogaard, H F P et Medina, J R (2005). “Neural network modelling of wave overtopping at coastal structures”. Dans: J McKee Smith (ed), *Proc 29th int conf coastal engg, Lisbon, 19–24 Septembre 2004*. World Scientific, Singapore
- Prajapati, J J (1968). “Model studies on through-flow rockfill overflow dam”. *Water Power*, vol 20, pt 11
- Prajapati, J J (1981). “Model studies on through-flow rockfill structures”. Dans: *Proc 19th IAHR/AIRH cong, New Delhi, 2–7 Février*. Sujet D, Papier 12, IAHR/AIRH, Madrid
- Rance, P J et Warren, N F (1968). “The threshold movement of coarse material in oscillatory flow”. Dans: J W Johnson (ed), *Proc 11th int conf coastal engg*, London. ASCE, New York, vol 1, pp 487–491
- Raudkivi, A J (1990). *Loose boundary hydraulics, 3rd edn*. Pergamon Press, Oxford
- Royet, P, Degoutte, G, Deymier, G, Durand, J M et Peyras, L (1992). *Les ouvrages en gabions*. Cemagref et Ministère de la Coopération et du Développement, Paris, 160 pp
- Sanderson, T J O (1986). “A pressure-area curve for ice”. Dans: *Proc IAHR/AIRH ice symp, New Orleans, LA*. ASME, New York, vol 3, pp 173–177
- Sassa, S et Sekiguchi, H (1999). “Wave-induced liquefaction of beds of sand in a centrifuge”. *Géotechnique*, vol 49, no 5, pp 621–638
- Sawicki, A et Swidziński, W (1989). “Mechanics of a sandy subsoil subjected to cyclic loadings”. Dans: *Proc Int J Numerical Analytical Methods in Geomechanics*, vol 13, pp 511–529
- Schulz, H et Köhler, H J (1989). “The developments in geotechnics concerning the dimensioning of revetment of inland waterways”. *Bulletin AIPCN*, no 64, pp 160–173
- Schüttrumpf, H et Van Gent, M R A (2004). “Wave overtopping at seadikes”. In: J A Melby (ed), *Proc 4th int coastal structures conf, Portland, OR, 26–30 Août 2003*. ASCE, Reston, VA, pp 431–443
- Schüttrumpf, H, Möller, J et Oumeraci, H (2003). “Overtopping flow parameters on the inner slope of seadikes”. Dans: J McKee-Smith (ed), *Proc 28th int conf coastal engg, Cardiff, 7–12 Juillet 2002*. World Scientific
- Seed, H B (1983). “Evaluation of the dynamic characteristics of sand by in-situ testing techniques”. *Special conf lecture*, Paris, *Revue Française de Géotechnique*, no 23, pp 91–99



- Seed, H B et Idriss, I M (1971). “Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential”. *J Soil Mech and Found Div, Am Soc Civ Engrs*, vol 97, no SM9, Septembre, pp 1249–1273
- Seed, H B et Rahman, M S (1978). “Wave induced pore pressure in relation to ocean floor stability of cohesionless soils”. *J Marine Geotech*, vol 3, no 2, pp 123–150
- Seed, H B, Idriss, I M et Arango, I (1983). “Evaluation of liquefaction potential using field performance data”. *J Geotech Div, Am Soc Civ Engrs*, vol 109, no 3, Mars, pp 458–482
- Seelig, W N et Ahrens, J P (1981). *Estimation of wave reflection and energy dissipation coefficients for beaches, revetments and breakwaters*. TP81-1, Coastal Engg Res Center, US Army Corps of Engrs, Vicksburg, MS
- Shi, F, Dalrymple, R A, Kirby, J T, Chen, Q et Kennedy, A B (2001). “A fully nonlinear Boussinesq model in generalized curvilinear coordinates”. *Coastal Engg*, vol 42, pp 337–358
- Shields, A (1936). *Anwendung der Aehnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung* [Application des principes de similitude et des recherches sur la turbulence au charriage]. Mitteilungen der Preussischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin, no 26
- Sleath, J F A (1984). *Applied mechanics*. John Wiley & Sons, New York
- Sogreah (2000). *Spécification générale pour le bloc ACCROPODE*. Sogreah, Département d'Ingénierie Portuaire et Côtière, Grenoble
- Soulsby, R L (1997). *Dynamics of marine sands: a manual for practical applications*. Thomas Telford, Londres
- Soulsby, R L, Hamm, L, Klopman, G, Myrhaug, D, Simons, R R et Thomas, G P (1993). “Wave-current interaction within and outside the bottom boundary layer”. *Coastal Engg*, vol 21, no 1-3, pp 41–69
- Stephenson, D (1979). *Rockfill in hydraulic engineering*. Elsevier Publishing, Amsterdam
- Stewart, T P, Newberry, S D, Latham, J-P et Simm, J D (2003a). *Packing and voids for rock armour in breakwaters*. Report SR 621, HR Wallingford, Wallingford
- Stewart, T P, Newberry, S D, Simm, J D et Latham, J-P (2003b). “Hydraulic performance of tightly packed rock armour – results from random wave model tests of armour stability and overtopping”. Dans: J McKee Smith (ed), *Proc 28th int conf coastal engg, Cardiff, 7–12 Juillet 2002*. World Scientific, pp 1449–1461
- Stive, M J F et Dingemans, M W (1984). *Calibration and verification of a one-dimensional wave energy decay model*. Report on investigation. Report M 1882, Delft Hydraulics, Delft
- Stoutjesdijk, T P, De Groot, M B et Lindenberg, J (1998). “Flow slide prediction method: influence of slope geometry”. *Can Geotech J*, vol 35, no 1, pp 43–54
- Sumer, B M, et Fredsøe, J (2002). “The mechanics of scour in the marine environment”. *Advanced series on ocean engineering*, vol 17, World Scientific, Singapore
- Swart, D H (1977). “Predictive equations regarding coastal transports”. Dans: J W Johnson (ed), *Proc 15th int conf coastal engg, Honolulu, Hawaii, 11–17 Juillet 1976*. ASCE, New York
- Takahashi, S, Tanimoto, K et Shimosako, K (1990). *Wave and block forces on a caisson covered with wave dissipating blocks*. Report of Port and Harbour Research Institute, Yokosuka, Japan, Vol 30, No 4, pp 3-34 (en japonais)



- Tanimoto, K, Yagyu, T et Goda, Y (1983). "Irregular wave tests for composite breakwater foundations". Dans: B L Edge (ed), *Proc 18th int conf coastal engg, Cape Town, 14–19 Novembre 1982*. ASCE, New York, vol III, pp 2144–2163
- TAW (1996). *Clay for dikes*. Technical report, Technical Advisory Committee for Flood Defence (TAW), Delft
- TAW (2002a). *Technisch rapport golfoploop en golfoverslag bij dijken/Wave run-up and wave overtopping at dikes*. Technical report, Technical Advisory Committee on Flood Defence (TAW), Delft
- TAW (2002b). *Technisch rapport asfalt voor waterkeren* [Rapport technique sur l'utilisation de bitume sur les ouvrages de défense]. Technical Advisory Committee on Flood Defence, Delft
- TAW (2003). *Technisch rapport steenzettingen* [Rapport technique sur les revêtements en pavage]. TR25, Technical Advisory Committee on Flood Defence, Delft
- Terzaghi, K, Peck, R B et Mesri, G (1996). *Soil mechanics in engineering practice, 3e édition*, John Wiley and Sons, New York
- Thompson, D M et Shuttler, R M (1975). *Riprap design for wind wave attack. A laboratory study in random waves*. Report EX 707, Hydraulics Research, Wallingford
- Thompson, D M et Shuttler, R M (1976). *Design of riprap slope protection against wind waves*. Report 61, CIRIA, Londres
- Thorne, C R, Abt, S R, Barends, F B, Maynard, S T et Pilarczyk, K W (1995). *River, coastal and shoreline protection: erosion control using riprap and armourstone*. John Wiley & Sons, Chichester, 765 pp
- Touileb, B N, Bonnelli, S, Anthinac, P, Carrere, A, Debordes, D, La Barbera, G, Bani, A and Mazza, G, (2000). "Settlement by wetting of the upstream rockfills of large dams". Dans: *Proc 53rd Canadian geotechnical conf*, Vol. 1, pp 263-270
- Tørum, A (1999). "On the stability of berm breakwaters in shallow and deep waters". Dans: B L Edge (ed), *Proc 26th int conf coastal engg, Copenhagen, 22–26 Juin 1998*. ASCE, Reston, VA, pp 1435–1448
- Tørum, A, Krogh, S R, Bjørdal, S, Fjeld, S, Archetti, R et Jakobsen, A (2000). "Design criteria and design procedures for berm breakwaters". Dans: I J Losada (ed), *Proc 3rd int coastal structures conf, Santander, 7–10 Juin 1999*. AA Balkema, Rotterdam, pp 331–342
- Tørum, A, Kuhnen, F et Menze, A (2003). "On berm breakwaters. Stability, scour, overtopping". *Coastal Engg*, Vol. 49, no 3, pp 209–238
- Troch, P et de Rouck, J (1999). "Development of a two-dimensional numerical wave flume for wave interaction with rubble-mound breakwaters". Dans: B L Edge (ed), *Proc 26th int conf coastal engg, Copenhagen, 22–26 Juin 1998*. ASCE, Reston, VA, pp 1638–1649
- Turk, G F et Melby J A (2003). "Samoa Stone – An architectural and functional concrete armour unit". Dans: J McKee Smith (ed), *Proc 28th int conf coastal engg, Cardiff, 7–12 Juillet 2002*. World Scientific, Singapore
- USACE (2003). *Coastal engineering manual [CEM]* Engineer Manual 1110-2-1100, US Army Corps of Engineers, CHL-ERDC, WES, Vicksburg, MS

- Van der Meer, J W (1988a). “Stability of cubes, tetrapods and Accropode”. Dans: *Design of breakwaters. Proc conf Breakwaters '88, Eastbourne, 4–6 Mai*. Thomas Telford, Londres, pp 71–80
- Van der Meer, J W (1988b). “Rock slopes and gravel beaches under wave attack”. PhD thesis, Delft University of Technology, Delft. Also Delft Hydraulics publication no 396
- Van der Meer, J W (1990a). *Low-crested and reef breakwaters*. Report no H986, Q638, WL|Delft Hydraulics, Delft
- Van der Meer, J W (1990b). *Stability of low-crested and composite structures of rock under wave attack* [en Néerlandais]. Report no M1983-V, WL|Delft Hydraulics, Delft
- Van der Meer, J W (1992). “Stability of the seaward slope of berm breakwaters”. *Coastal Engg*, vol 16, no 2, Janvier, pp 205–234
- Van der Meer, J W (1993). *Conceptual design of rubble mound breakwaters*. Publication no 483, WL|Delft Hydraulics, Delft
- Van der Meer, J W (2000). “Design of concrete armour layers”. Dans: I J Losada (ed), *Proc 3rd int conf coastal structures, Santander, Espagne, 7–10 Juin*. 1999. ASCE, New York, USA, A A Balkema, Rotterdam, Vol 1, pp 213–221
- Van der Meer, J W et Pilarczyk, K W (1991). “Stability of low-crested and reef breakwaters”. Dans: B L Edge (ed), *Proc 22nd int conf coastal engg, Delft, 2–6 Juillet 1990*. ASCE, New York, vol 2, pp 1375–1388
- Van der Meer, J W et Stam, C-J M (1992). “Wave runup on smooth and rock slopes of coastal structures”. *J Waterway, Port, Coastal and Ocean Engg*, vol 118, no 5, Septembre/Octobre, pp 534–550
- Van der Meer, J W et Veldman, J J (1992). “Singular points at berm breakwaters: scale effects, rear, round head and longshore transport”. *Coastal Engg*, vol 17, no 3-4, pp 153–171
- Van der Meer, J W, D’Angremond, K et Gerding, E (1995). “Toe structure stability of rubble mound breakwaters”. Dans: J E Clifford (ed), *Advances in coastal structures and breakwaters*. Thomas Telford, Londres
- Van der Meer, J W, Van Gent, M R A, Pozueta, B, Verhaeghe, H, Steendam, G-J et Medina, J R (2005). “Applications of a neural network to predict wave overtopping at coastal structures”. Dans: *Harmonising scale and detail. Proc conf coastlines, structures and breakwaters, Instn Civ Engrs, London, 20–22 Avril*. Thomas Telford, Londres
- Van der Meer, J W, Wang, B, Wolters, A, Zanuttigh, B et Kramer, M (2004). “Oblique wave transmission over low-crested structures”. Dans: J A Melby (ed), *Proc 4th int coastal structures conf, Portland, OR, 26–30 Août 2003*. ASCE, Reston, VA, pp 567–579
- Van Gent, M R A (1994). “The modelling of wave action on and in coastal structures”. *Coastal Engg*, vol 22, no 3-4, pp 311–339
- Van Gent, M R A (1995). “Porous flow through rubble-mound material”. *J Waterway, Port, Coastal and Ocean Engg*, vol 121, no 3, Mai/Juin, pp 176–181
- Van Gent, M R A (1997). “Numerical modelling of wave interaction with dynamically stable structures”. Dans: B L Edge (ed), *Proc 25th int conf coastal engg, Orlando, FL, 2–6 Septembre 1996*. ASCE, New York, pp 1930–1943
- Van Gent, M R A (2001). “Wave runup on dikes with shallow foreshores”. *J Waterway, Port, Coastal and Ocean Engg*, vol 127, no 5, Septembre/Octobre, pp 254–262

- Van Gent, M R A (2003). Wave overtopping events at dikes”. Dans: J McKee Smith (ed), *Proc 28th int conf coastal engg, Cardiff, 7–12 Juillet 2002*. World Scientific, Singapore, vol 2, pp 2203–2215
- Van Gent, M R A (2005). “On the stability of rock slopes”. Dans: C Zimmermann, R G Dean and V Penchev (eds), *Environmentally friendly coastal protection*. NATO Science Series, Springer, New York, vol 53, pp 73–92
- Van Gent, M R A et Pozueta, B (2005). “Rear-side stability of rubble mound structures”. In: J McKee Smith (ed), *Proc int conf coastal engg, Lisbon, 19–24 Septembre 2004*. World Scientific, Singapore
- Van Gent, M R A et van den Boogaard, H F P (1999). “Neural network modelling of forces on vertical structures”. Dans: B L Edge (ed), *Proc 26th int conf coastal engg, Copenhagen, 22–26 Juin 1998*. ASCE, Reston, VA, pp 2096–2109
- Van Gent, M R A, d’Angremond, K et Triemstra, R (2002). “Rubble mound breakwaters; single armour layers and high density units”. Dans: N W H Allsop (ed) *Proc int conf Coastlines, Structures and Breakwaters, ICE, London, 26–28 Septembre 2001*. Thomas Telford, Londres
- Van Gent, M R A, Smale, A J et Kuiper, C (2004). “Stability of rock slopes with shallow foreshores”. Dans: J A Melby (ed), *Proc 4th int coastal structures conf, Portland, OR, 26–30 Août 2003*. ASCE, Reston, VA
- Van Gent, M R A, Spaan, G B H, Plate, S E, Berendsen, E, van der Meer, J W and d’Angremond, K (2000). “Single-layer rubble mound breakwaters”. Dans: I J Losada (ed), *Proc 3rd int coastal structures conf, Santander, 7–10 Juin 1999*. AA Balkema, Rotterdam, vol 1, pp 231–239
- Van Gent, M R A, Tönjes, P, Petit, H A H et van den Bosch, P (1995). “Wave action on and in permeable structures”. Dans: B L Edge (ed), *Proc 24th int conf coastal engg, Kobe, 23–28 Octobre 1994*. ASCE, New York, vol 2, pp 1739–1753
- Van Herpen, J A (1995). *Geotextielen in de waterbouw* [Géotextile en ingénierie hydraulique]. Report 174, Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving (CUR), Gouda
- Vermeer, A C M (1986). *Stability of rubble mound berms and toe constructions*. Report on literature survey and model investigation [en hollandais]. Report no M2006, WL/Delft Hydraulics, Delft
- Verruijt, A (1982). “Approximations of cyclic pore pressures caused by sea waves in a poroelastic half-plane”. Dans: G N Pande et O C Zienkiewicz (eds), *Soil mechanics – transient and cyclic loads*. John Wiley & Son Ltd, Chichester, Ch 3
- Vidal, C, Losada, M A et Mansard, E P D (1995). “Stability of low-crested rubble-mound breakwater heads”. *J Waterway, Port, Coastal and Ocean Engg*, vol 121, no 2, Mars/Avril, pp 114–122
- Vidal, C, Medina, R et Losada, M A (2000). “A methodology to assess the armour unit of low-crested and submerged rubble mound breakwaters”. Dans: I J Losada (ed), *Proc 3rd int coastal structures conf, Santander, 7–10 Juin 1999*. AA Balkema, Rotterdam, vol 2, pp 721–725
- Wallast, I et Van Gent, M R A (2003). “Stability of near-bed structures under waves and currents”. Dans: J McKee Smith (ed), *Proc 28th int conf coastal engg, Cardiff, 7–12 Juillet 2002*. World Scientific, Singapore
- Wei, G, Kirby, J T, Grilli, S T et Subramanya, R (1995). “A fully nonlinear Boussinesq model for surface waves. Part 1. Highly nonlinear unsteady waves”. *J Fluid Mech*, vol 294, pp 71–92

Weijers, J B A et Sellmeijer, J B (1993). "A new model to deal with the piping mechanism". Dans : J Brauns, M Heibaum et U Schuller (eds), *Filters in geotechnical and hydraulic engineering*. Proc 1st int conf geo-filters, Karlsruhe, 20–22 Octobre 1992, AA Balkema, Rotterdam, pp 349–355

Whitehead, E (1976). *A guide to the use of grass in hydraulic engineering*. TN71, CIRIA, Londres

Whitehouse, R J S (1998). *Scour at marine structures: a manual for practical applications*. Thomas Telford, Londres

Wuebben, J L (1995). "Ice effects on riprap". Dans : C R Thorne, S R Abt, F B J Barends, S T Maynard et K W Pilarczyk (eds), *River, coastal and shoreline protection: erosion control using riprap and armourstone*. John Wiley & Sons, Chichester, ch 31, pp 513–529

Yamamoto, T, Koning, H L, Sellmeijer, H et van Hijum, E (1978). "On the response of a poro-elastic bed to water waves". *J Fluid Mech*, vol 87, Juillet, pp 193–206

Youd, T L, Idriss, I M, Andrus, R D, Arango, I, Castro, G, Christian, J T, Dobry, R, Liam Finn, W D L, Harder, L F, Hynes, M E, Ishihara, K, Koester, J P, Liao, S S C, Marcuson III, W F, Martin, G R, Mitchell, J K, Moriwaki, Y, Power, M S, Robertson, P K, Seed, R B et Stokoe II, K H (2001). "Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER et 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils". *J Geotech and Geo-env Engg*, vol 127, no 10, pp 817–833

#### Norme britannique

BS 6349-7 (1991). *Maritime structures. Guide to the design and construction of breakwaters*, British Standard, Londres

#### Norme canadienne

CSA-S471-04 (2004). *Design, construction and installation of fixed offshore structures. Part I: general requirements, design criteria, the environment, and loads*, Canadian Standards Association, Rexdale, Ont

#### Normes européennes

EN 1997-1 (2004). *Eurocode 7 - Calcul géotechnique - Partie 1: règles générales*

EN 1997-2 (2007) *Eurocode 7 - Calcul géotechnique - Partie 2: reconnaissance des terrains et essais*

EN 1998-1 (2004) *Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 1: règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments*

EN 1998-5 (2004) *Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 5: fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques*

EN ISO 11058 (1999) *Géotextiles et produits apparentés - Détermination des caractéristiques de perméabilité à l'eau normalement au plan, sans contrainte mécanique*

EN ISO 12956 (1999) *Géotextiles et produits apparentés - Détermination de l'ouverture de filtration caractéristique*

#### Norme française

NF G38-061 (1993) *Recommandations pour l'emploi des géotextiles et produits apparentés - Détermination des caractéristiques hydrauliques et mise en oeuvre des géotextiles et produits apparentés utilisés dans les systèmes de drainage et de filtration*, Association Française de Normalisation (AFNOR), La Plaine Saint-Denis

