

## Historique du bloc artificiel utilisé dans les digues à talus

I. Safari<sup>1</sup>, F. Ropert<sup>2</sup>, D. Mouazé<sup>1</sup> et A. Ezersky<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Université de Caen, UMR 6143 CNRS -M2C,  
2-4 rue des Tilleuls, 140000 Caen, France

[safari.iman@gmail.com](mailto:safari.iman@gmail.com)

<sup>2</sup>Société Soframarp 4,  
Sq Jean Mermoz 60200 Compiègne, France.

### Résumé:

Parmi l'ensemble des différentes parties composant une digue à talus maritime, la carapace représente l'élément clé de la stabilité de la structure. Elle se compose soit d'enrochements naturels soit de blocs artificiels en béton. Le développement des blocs artificiels performants a fait l'objet de multiples travaux de la part de chercheurs du monde entier. Il s'agissait principalement de proposer des formes optimisées conduisant à une grande stabilité hydraulique autorisant par là de faibles consommations de béton et donc des économies substantielles. Le présent papier vise, après avoir en avoir fait une présentation globale, à proposer une nouvelle grille de classification des principaux blocs utilisés et à en dégager les intérêts respectifs tout en mentionnant les éventuelles incertitudes qui s'attachent à leur utilisation.

### Abstract :

Among the whole various parts composing a rubble mound breakwater, armour layer represents the key component of the stability of the structure. It is composed either of quarry stones or of artificial concrete armour units. The development of the concrete armour unit performance has been the subject of numerous studies on the part of researchers worldwide. The main concern was to propose ways optimised leading to a great hydraulic stability thereby allowing low consumption of concrete and thus significant savings. This paper aims to propose a new grid of classification of the main blocks as well as to specify their respective interests. Some possible hazards related to their use are also mentioned.

### Mots-clés:

Digue à talus - Bloc artificiel - Grille d'analyse - Piste d'amélioration.

## **1 Introduction**

Parmi l'ensemble des différentes parties composant une digue à talus maritime, la carapace représente un élément clé de la stabilité de la structure. Elle se compose soit d'enrochements naturels soit de blocs artificiels en béton lorsque l'intensité de la houle requiert des poids d'éléments naturels que les carrières disponibles ne sont pas en mesure de fournir. Les blocs artificiels, de part leur forme plus ou moins complexe, sont caractérisés par un coefficient de stabilité élevé.

La conception et le développement des blocs artificiels performants a fait l'objet de multiples travaux de la part de chercheurs du monde entier depuis 50 ans. Il s'agissait principalement de proposer des formes optimisées conduisant à une grande stabilité hydraulique autorisant par là de faibles consommations de béton et donc des économies substantielles. C'est la raison pour laquelle, les types de blocs artificiels se comptent aujourd'hui par dizaines, même si, bon nombre d'entre eux n'ont donné lieu qu'à de rares applications en nature.

La grande variété relative ces blocs porte non seulement sur les formes mais aussi sur les modalités de pose qui jouent un rôle essentiel. La classification générale distingue parmi l'ensemble des enrochements artificiels, les blocs massifs, les blocs compacts et les blocs à formes élancées.

## **2 Vue d'ensemble historique**

En comparaison des autres types d'ouvrages de défense contre la houle que sont les digues verticales et les digues mixtes, les digues à talus représentent la catégorie de structures la plus volontiers utilisée. Cette préférence tient sans doute à de multiples avantages tels qu'une relative facilité de mise en œuvre, leur caractère peu réfléchissant, la progressivité des dommages ainsi que leur possible réparation.

La figure 1 représente un profil-type schématique d'une digue à talus. La carapace constitue l'élément de protection principal de la structure vis-à-vis de l'agression des houles. Cette couche peut être composée de simples enrochements naturels lorsque l'intensité de ces dernières demeure assez limitée ou dans l'hypothèse où le site offre une disponibilité en calibre d'éléments naturels particulièrement forte. Dans tous les autres cas, il faut recourir aux blocs artificiels en béton.

On considère que le Tétrapode, conçu et breveté par Neyrpic en 1950, représente le premier bloc artificiel si l'on exclut les formes simples telles que le cube ou le parallélépipède.

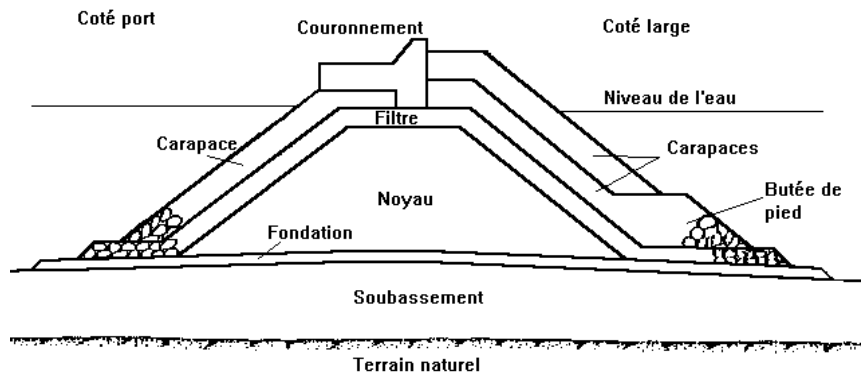


Figure 1. Coupe-type schématique d'une digue à talus

C'est le bloc le plus utilisé dans le monde. Placé en deux couches d'une porosité voisine de 50%, il présente des performances remarquables en matière de limitation de franchissement.

A la fin des années 1950, les États-Unis ont développés le Tribar qui ressemble un trépied en béton. De nombreux autres types de blocs ont suivi comme le 'cube modifié' (1959, US), l'Hexapode (1959, US), le Stabit (U.K., 1962), l'Akmon et le Tripode (Pays-Bas, 1962), le Dolos (Afrique de Sud, 1963) et le cube rainuré (Antifer, France, 1973). Dans un premier temps, les ingénieurs et chercheurs se sont en priorité concentrés sur la performance hydraulique des blocs. Il s'agissait de proposer des formes permettant d'atteindre une forte stabilité d'équilibre des éléments vis-à-vis des sollicitations hydrauliques générées par la houle le plus souvent au moyen d'une forte imbrication de blocs composant une couche présentant une pororité aussi grande que possible. Un bloc performant signifiait donc une consommation réduite de béton. De la même façon, les performances du bloc vis-à-vis du franchissement étaient également pris en considération puisqu'elles influençaient la hauteur de l'ouvrage. De fait, les blocs aux formes élancées bénéficiaient d'un grand intérêt de la part des praticiens. Toutefois, les dommages subis, en 1978 au Portugal, par la digue de Sines composée de Dolos allaient souligner l'importance d'un problème jusqu'alors trop largement ignoré. Il s'agit de la vulnérabilité structurelle des grands blocs aux formes élancées susceptibles de subir des ruptures. Ainsi, depuis cette époque, il semble que la tendance se soit orientée vers des formes plus compactes beaucoup plus aptes à résister aux chocs que les blocs sont amenés à subir.

Une innovation significative a été apportée en 1980 par SOGREAH en proposant l'Accropode II, un bloc pouvant se positionner en une seule couche au lieu des deux épaisseurs habituelles pour les blocs concurrents.

De plus, la mise en place peut s'effectuer sur une pente plus forte. Les économies induites par ce nouveau produit expliquent le succès qu'il a connu.

D'autres blocs ont plus récemment vu le jour, qu'il s'agisse par exemple du "Core-loc", du "A-Jack" ou du "X-bloc".

Le Core-loc a ceci de particulier qu'un des soucis de ses concepteurs était de pouvoir être utilisé en réparation de carapace composée de Dolos.

Enfin, les concepteurs des derniers blocs en date ( Accropode II, Core-loc) mettent en avant des avantages en matière de pose, le bloc étant censé s'imbriquer avec ses voisins de façon relativement aisée sans qu'il soit nécessaire d'apporter un soin par trop méticuleux pour parvenir à cette fin.

La figure 2 donne un bref aperçu de certaines formes de blocs utilisées dans le monde.

### **3 Classification des blocs artificiels**

La grande variété relative de ces blocs porte non seulement sur les formes mais aussi sur les modalités de pose qui jouent un rôle essentiel. En ce qui concerne le paramètre "forme", on peut adopter la classification suivante(BURCHARTH & HUGHES2002):

1. Massive (Cube, Cubes rainurés,...)
2. Compacte (Accropode, X-bloc, Akmon, etc.)
3. Elancée (Tétrapode, Dolos, Core-loc, Hambatit, Stabit, etc.)
4. Perforée (Haro, Sea-bee, Shed, etc.)

Les forces stabilisatrices des blocs qui s'opposent aux efforts hydrauliques générés par les vagues résultent, outre de leur frottement sur le support de pose, de leur poids et du contact qui s'établit entre les blocs voisins. Suivant le type d'élément, la nature de ce dernier contact peut être apparentée à un enchevêtrement c'est à dire une imbrication des blocs, comme dans le cas des Dolos, par exemple. Ce contact peut aussi se réduire à un simple frottement périphérique, comme dans le cas des cubes placés en une seule couche notamment. Le classement proposé ici retient trois aspects principaux entrant dans les mécanismes favorables à la stabilité des blocs. Il s'agit de :

1. la masse
2. l'imbrication

### 3. le frottement latéral

Naturellement, pour la majorité des blocs, les trois aspects interviennent. Toutefois, le classement s'est efforcé de souligner le mécanisme apparaissant comme dominant.

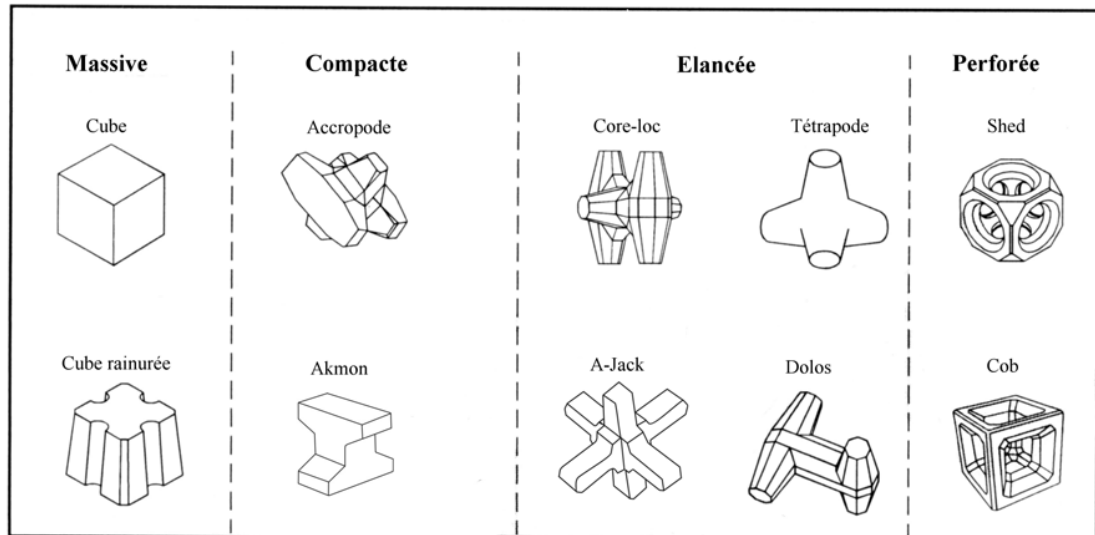


Figure 2. Différents formes de blocs artificiels

Les modalités de pose constituent un autre aspect important qu'il convient de considérer en matière d'utilisation de blocs artificiels. C'est particulièrement fondamental dans le cas des blocs dont les performances résultent en priorité de l'imbrication et du frottement latéral.

La classification ici présentée distingue les trois types de placement suivants: (Tableau 1)

1. sans plan de pose
2. avec plan de pose
3. blocs rangés

Il convient d'expliciter cette distinction.

**Sans plan de pose signifie** que les blocs sont simplement juxtaposés sans que la position de chaque bloc sur le support ne soit définie. En France, il n'y a quasiment que les enrochements naturels qui soient mis en place sans plan de pose. En ce qui concerne les blocs artificiels, les cubes placés en une seule couche appartiennent à la présente catégorie. Toutefois, même si la position des cubes n'est pas définie, en revanche, la densité de pose des blocs, c'est-à-dire le nombre d'éléments par unité de surface, constitue un paramètre de dimensionnement de ce type de carapace.

**Avec plan de pose signifie ici** que la position du centre de gravité de chaque bloc composant la carapace est précisément définie. En revanche, l'orientation dans l'espace du bloc peut, et même dans certains cas, doit être aléatoire.

C'est la grande majorité des blocs artificiels, placé normalement en deux couches mais parfois sur une seule couche.

**Blocs rangés signifie ici que non seulement la position du centre de gravité est définie mais aussi que l'orientation des blocs est précisée.** En fait, les blocs sont le plus souvent serrés les uns contre les autres et posés à plat sur le filtre support. Il faut préciser que ces blocs sont dans leur grande majorité perforés. S'ils ne l'étaient pas, il se produirait un différentiel de pression très préjudiciable à leur stabilité de part et d'autre de la carapace. Dans le cas de ces blocs, c'est le frottement latéral qui est le facteur stabilisant. Ce type de blocs est généralement placé sur une couche pour former un revêtement continu.

Comme on peut le constater, le choix offert par l'ensemble des produits disponibles est très riche. Toutefois, en pratique, les cultures locales ou nationales pèsent fortement sur les pratiques retenues. Ainsi, en France, il n'y a plus guère depuis les années 90 que deux types de blocs qui soient utilisés à grande échelle pour les projets d'importance, l'accropode et la cube rainuré

Tableau 1. Classification de blocs artificiels par facteurs de disposition, nombre de couche et forme

Disposition	Forme	Nombre de couche	Facteur stabilité		
			La masse	L'enchevêtrement	Le frottement périphérique
Sans plan de pose	Massive	Une couche	Cube, Tetrahedron		
		Deux couches			
Avec plan de pose	Massive	Une couche			cube rainuré
		Deux couches			
	Elancée	Une couche		Core-loc	
		Deux couches		Tétrapode, Tribar, Stabit, Dolos, Quadripode, Hexapode	
	Compacte	Une couche		Accropode, Xbloc, Gassho	
		Deux couches		Tripod	
			Akmon, Toskane,		
Blocs rangés	Elancée	Une couche		Tribar	
				A-Jack, Hamabit	
	Perforée	Une couche			Cob, Seabee, Shed, Diahitis, Hollow cube, Diode
Deux couches		cube perforé, Haro	810	Haro	

Naturellement, des cubes simples ou des parallélépipèdes peuvent encore être produits dans la mesure des besoins en entretien d'ouvrages existants généralement anciens. Même les tétrapodes qui ont connu un grand intérêt jusqu'au début des années 80 ne sont pratiquement plus utilisés en France.

Afin de tenter de faire une synthèse comparative de la majorité des blocs utilisés, nous avons dressé ci-dessous un tableau de valeurs des principaux types d'éléments. Il s'agit d'une évaluation très sommaire donnant des tendances de groupe à l'intérieur desquels les blocs peuvent néanmoins présenter des performances très différentes. Nous avons choisi de retenir les critères suivants (Tableau 2):

1. la stabilité hydraulique
2. la performance en termes de franchissement
3. la résistance structurelle
4. la facilité de mise en œuvre
5. la souplesse, il s'agit de la capacité de la carapace à épouser les déformations du corps de l'ouvrage, tels que les tassements généraux ou différentiels ainsi que les irrégularités géométriques du support de carapace.
6. la sécurité
7. l'économie

*Tableau 2. Synthèse comparative des principaux types de blocs (sources multiples)*

Blocs	Hydrau- lique	Franchi- ssement	Structure	Mise en œuvre	Souplesse	Sécurité	Economie
<b>Massive</b>	-	+	++	+	+	++	--
<b>Elancée (2 couches)</b>	+	+	-	-	+	-+	-
<b>Compact (1 couche)</b>	+	-	+-	+	-	-+	+
<b>Rangé (1 couche)</b>	++	--		--	--	-+	-+

Cette appréciation appelle quelques commentaires :

- Nous avons considéré que les blocs rangés, notamment lorsqu'ils sont perforés présentent les meilleures performances hydrauliques. En revanche, comme cette performance s'obtient grâce au contact étroit obtenu entre les éléments voisins, il importe que la mise en œuvre initiale permette effectivement ce contact et qu'au cours de la vie de l'ouvrage, ce contact ne vienne pas à ce relâcher.

- Le signe +/- signifie que nous ne nous sommes pas déterminés soit en raison de la trop grande variation du critère à l'intérieur du groupe soit en raison de l'insuffisance des données à notre disposition (économie), soit en raison de la forte dépendance à d'autres critères (sécurité).

#### 4 Présentation des formules de stabilité

Au cours des dernières années, la relation entre la hauteur de la vague et le poids des blocs de la carapace a été développée par un grand nombre de formule empirique et semi-empirique. En pratique, une formule de stabilité peut être développée en présumant l'instabilité naissante des blocs soumis à certaines forces de la vague incidente. Avant la seconde guerre mondiale, IRIBARREN (1938) a développé un modèle théorique issue d'un modèle de stabilité de roches placées sur une pente et soumis à l'attaque d'une vague. Plus tard, HUDSON (1958) a effectué plusieurs essais pour déterminer les critères fondamentaux pour la conception et la construction des digues à talus.

##### 4.1 La formule d'Iribarren

Les premières formules de stabilité ont été mises au point pour les enrochements naturels. Ensuite les expressions se sont généralisées pour les blocs artificiels. IRIBARREN (1938) fut l'un des tous premiers à proposer une formule de stabilité. Il a considéré qu'une houle de hauteur H génèrait une vitesse proportionnelle à la racine de cette hauteur. Estimant ensuite que l'effort hydrodynamique était proportionnel à cette vitesse, il conclut donc à une proportionnalité entre la hauteur de la houle et la force déstabilisatrice de l'enrochement. Equilibrant cette force avec la projection sur le talus du poids déjaugé du bloc et le frottement de ce dernier sur le support, il a proposé l'expression suivante

$$W \geq \frac{N \rho_r g H^3}{\Delta^3 (\mu \cos \alpha \pm \sin \alpha)} \quad (1)$$

Où W est le poids du bloc, H la hauteur de la houle incidente au pied de la digue,  $\mu$  un coefficient de frottement,  $\rho_r$  le masse volumique du bloc,  $\alpha$  pente du talus, N un coefficient sans dimension dépendant de la forme du bloc, et  $\Delta$  la densité déjaugée relative ( $= \frac{\rho_r - \rho_w}{\rho_w}$ ,  $\rho_w$  la densité de l'eau).

A la montée de la vague, le poids et le frottement agissent de concert et c'est un signe + qu'il faut considérer. A la descente de la vague, ces deux forces s'exercent en sens opposé, c'est le signe - qu'il faut retenir.



Il apparaît que le domaine de validité de cette formule concerne surtout des conditions pour lesquelles la houle est très proche du déferlement voire déferlante. Dans ce cas la vitesse au dessus du bloc conditionnée par l'onde incidente est proche de la célérité de la vague (en condition d'eaux profondes) ce qui n'est pas le cas pour les cambrures faibles.

Il faut noter qu'il s'agit d'une formule théorique, même si les coefficients  $N$  et  $\mu$  devaient être obtenus à partir de mesures expérimentales.

#### 4.2 La formule d'Hudson

HUDSON (1958) a cherché à exploiter la formule d'Iribarren en tentant de déterminer les coefficients adéquats. Toutefois, il s'est aperçu en réalisant des essais en modèle réduit réalisés en houle régulière non déferlante sur des enrochements naturels que les termes proposés par Iribarren pour prendre en compte l'influence de la pente du talus ne rendait pas compte de la réalité qu'il observait expérimentalement. En exploitant les résultats de ses propres essais, il est parvenu à l'expression de stabilité suivante :

$$W \geq \frac{\rho_s g H^3}{\Delta^3 K_D \cot \alpha} \quad (2)$$

Où  $K_D$  est un coefficient sans dimension caractérisant la performance hydraulique du bloc. Il dépend notamment de la forme du bloc et du taux de dommage subi par la carapace. Cette formule d'après son auteur serait applicable pour des ouvrages de pente allant de 5/4 à 4/1.

En appelant  $D_{n50}$  le diamètre nominal médian des blocs,  $N_s$  le nombre de stabilité, la formule de Hudson peut être réécrite sous la forme :

$$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = \sqrt[3]{K_D \cot \alpha} = N_s \quad (3)$$

La formule d'Hudson reste encore aujourd'hui l'expression la plus utilisée en raison de sa facilité d'utilisation et de la richesse de l'accumulation des données relatives aux valeurs de  $K_D$  portant sur de multiples blocs et dans de nombreuses configurations différentes.

#### 4.3 La formule de Van de Meer

Cette nouvelle formule a plus récemment été développée à la suite d'une recherche effectuée au laboratoire d'hydraulique de Delft sur la stabilité de digue à talus et de perrés par VAN DER MEER (1988). Les essais modèles réduits réalisés en houle aléatoire intervenaient à la suite des travaux de SHELTER & THOMPSON (1975).

Cette formule est beaucoup plus riche que les précédentes dans la mesure où elle prend en compte beaucoup de paramètres qui ne sont pas considérés dans la formule d'Hudson tels que l'influence de la période et de l'obliquité de la houle, l'influence du paramètre d'Iribarren, l'influence du type de déferlement de la houle, etc.

VAN DER MEER (1988) utilise, pour la quantification du dommage, le paramètre suivant :

$$S = \frac{A_e}{D_{n50}^2} \quad (4)$$

S étant le niveau du dommage,  $A_e$  la surface érodée autour du niveau de référence, et  $D_{n50}$  l'arête nominale du cube équivalent donnée par la relation suivante :

$$D_{n50} = \sqrt[3]{\frac{W_{50}}{g\rho_r}} \quad (5)$$

Où  $W_{50}$  est le poids moyen du bloc et  $\rho_r$  est la densité du matériau.

La stabilité des enrochements d'enrochements naturels est développée par VAN DER MEER (1988) :

En déferlement plongeant:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 6,2P^{0,18} \left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0,2} \xi_m^{-0,5} \quad (6)$$

En déferlement frontal:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1,0P^{-0,13} \left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0,2} \sqrt{\cot\alpha} \xi_m^P \quad (7)$$

Avec  $H_s$  la hauteur significative de la houle, N le nombre de vague, P la facteur de perméabilité de 0.2 à 0.6, et  $\xi$  le coefficient d'Iribarren-Battjes, égal à

$$\frac{\tan \alpha}{\sqrt{2\pi H_s / gT_z^2}} \quad (8)$$

#### 4.4 Autres formulations

Un grand nombre de formules de stabilité ont été proposées par les auteurs. Elles sont en majorité empiriques. On se bornera ici à donner une liste des formules les plus connues (Tableau 3).

Tableau 3. Formule de calcul du poids des blocs de la carapace d'une digue à talus

PAYS	FORMULES GENERALS limite d'angle de la pente $\alpha \leq 38$ (enrochements naturels)	FIGURE	
		Application numérique	$f(\alpha) = \frac{W \cdot (\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1)^3}{H^3 \cdot \rho_s}$
Espagne : Castro	$W = \frac{0.704}{(\cot \alpha + 1)^2} \frac{H^3 \cdot \rho_s}{\sqrt{\cot \alpha - \frac{2}{\rho_s} (\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1)^3}}$	$\rho_s = 2,65$	$\frac{0.704}{(\cot \alpha + 1)^2 \sqrt{\cot \alpha - 0,754}}$
Iribarren	$W = \frac{K}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^3} \frac{H^3 \cdot \rho_s}{(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1)^3}$	$K=0,023$	$\frac{0,023}{(\cos \alpha + \sin \alpha)^3}$
	$W = \frac{K}{(\mu \cos \alpha - \sin \alpha)^3} \frac{H^3 \cdot \rho_s}{(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1)^3}$	$K=0,43$ $\mu = 2,38$	$\frac{0,43}{(2,38 \cos \alpha + \sin \alpha)^3}$
Etats- Unis : Hudson	$W = \frac{1}{K_D \cot \alpha} \frac{H^3 \cdot \rho_s}{(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1)^3}$	$K_D=3,2$	$\frac{1}{3,2 \cot \alpha}$
		$K_D=15,9$	$\frac{1}{15,9 \cot \alpha}$
Norvège : Svee	$W = \frac{K}{\cos^3 \alpha} \frac{H^3 \cdot \rho_s}{(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1)^3}$	$K=0,12$	$\frac{0,12}{\cos^3 \alpha}$
Pays-Bas: Van der Meer	$W = \frac{1}{K_1} \frac{H^3 \cdot \rho_s}{(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1)^3}, K_1 = \left( 6,2P^{0,18} \left( \frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \xi_m^{-0,5} \right)^3$		$\frac{1}{\left( 6,2P^{0,18} \left( \frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \xi_m^{-0,5} \right)^3}$
	$W = \frac{1}{K_2} \frac{H^3 \cdot \rho_s}{(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1)^3}, K_2 = \left( 1,0P^{-0,13} \left( \frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \sqrt{\cot \alpha} \xi_m^P \right)^3$		$\frac{1}{\left( 1,0P^{-0,13} \left( \frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \xi_m^P \right)^3}$

#### 4.5 Synthèse. Hudson redémontré

En reprenant la démarche théorique adoptée par Iribarren, il est possible de démontrer la formule d'Hudson pourvu de passer par l'intermédiaire d'une estimation d'une vitesse sur le talus non plus proportionnelle à la racine carrée de la hauteur de la houle mais à celle d'un run-up donnée par l'expression suivante (LNH) :

$$\frac{R_U}{H} = 0,67 \left( \frac{tg\alpha}{\sqrt{s_0}} \right)^{0,5} \quad (9)$$

Où  $s_0 = H/L_0$  représente la cambrure de la houle

En considérant la phase critique de la montée de la vague sur le talus, les développements conduisent à la formule de stabilité suivante :

$$\frac{H}{\Delta D} = C \sqrt[4]{s_0} \frac{(\cos\alpha + \sin\alpha)}{\sqrt{tg\alpha}} \quad (10)$$

En étudiant sur la plage mesurée par Hudson le terme fonction de  $\alpha$ , on s'aperçoit qu'il reste très sensiblement proche de 3,45 fois la racine cubique de  $\cot\alpha$ , ce qui conduit à :

$$\frac{H}{\Delta D} = K \sqrt[4]{s_0} \sqrt[3]{\cot g\alpha} \quad (11)$$

On reconnaît l'expression d'Hudson :

$$\frac{H}{\Delta D} = \sqrt[3]{K_D \cot g\alpha} \quad (12)$$

Avec  $K_D = K^3 (s_0)^{3/4}$

Il faut, d'autre part, faire observer que dans la formule de Van der Meer relative à la stabilité des enrochements en déferlement plongeant, il apparaît un terme correspondant à l'inverse de la racine carrée du paramètre d'Iribarren. Or ce paramètre est lui-même inversement proportionnel à la racine carrée de la cambrure. On retrouve ainsi l'exposant égal à un quart de la cambrure figurant dans la formule de Van der Meer. Les travaux de Iribarren de Hudson et de Van der Meer peuvent donc se recouper de cette façon.

## 5 Incertitudes

Les projets réalisés au cours des dernières décennies ont montré clairement l'avantage économique indiscutable que représente la technique des blocs utilisés en

monocouche. Pourtant les détracteurs de cette pratique lui adresse néanmoins des reproches qui ne sont pas tout à fait infondés.

Tout d'abord, on peut considérer qu'en règle générale, plus un bloc est performant d'un point de vue hydraulique, plus la sécurité qu'il offre se réduit, si on considère comme critère de sécurité le rapport entre la hauteur de la houle conduisant à la ruine de l'ouvrage et celle correspondant au début de dommage. De même, ce rapport diminue si l'on se contente d'une seule couche d'éléments au lieu de deux couches. Pour pallier cette difficulté, il est nécessaire d'adopter des critères de dommages directement fonction du type de bloc retenu. De même, la fréquence des événements à considérer pourra également être modulée en fonction du bloc utilisé.

Ensuite, se pose un problème délicat à traiter, celui de la dispersion des résultats que l'on enregistre lorsqu'on réalise des essais sur modèle réduit. Cette dispersion est due principalement au fait qu'une structure composée d'un assemblage d'éléments séparés ne peut être reconstruite à l'identique. Les variations toucheront la perméabilité du noyau, l'agencement des filtres et surtout le placement des blocs de carapace. Or, si sur modèle réduit, on enregistre déjà des écarts significatifs de résultats, que dire des différences auxquelles on peut s'attendre en nature ? En effet, sur un modèle réduit, il est assez aisée de respecter les règles et modalités de pose des blocs. En nature, surtout sous la surface du plan d'eau éventuellement lorsque la hauteur de la houle n'est pas négligeable, le respect des règles de placement n'est pas systématique. Bien sûr les promoteurs des blocs recommandent, pour le dimensionnement des ouvrages des valeurs de  $K_D$  beaucoup plus faibles que celles mesurées en modèle. Mais, pour les projets d'importance, ce seront toujours les résultats enregistrés sur modèle réduit lors des essais spécifiques qui serviront de comportement de référence. Comment dans ces conditions, les aléas de pose lors du chantier peuvent-ils être pris en compte ? Dans certains cas, ces aléas sont intégrés à travers une majoration de 20% de  $H_S$ . Là encore, on peut considérer que ce type de difficulté se pose surtout pour les blocs performants dont l'imbrication ne s'obtient que par une attention toute particulière apportée à la pose.

Par ailleurs, l'introduction des blocs posés en une seule couche amène à s'interroger sur les règles de filtre à respecter entre les matériaux du noyau et ceux du filtre. En effet, l'interface entre le noyau et le filtre sera le siège d'écoulements internes plus intenses dans le cas d'une carapace monocouche. Si, de plus, la pose laisse apparaître des espaces localisés de filtre non protégés, le risque de perte des matériaux de taille réduites du noyau va s'en trouver accru. N'y a-t-il pas lieu, dans ces conditions, de

proposer des règles de filtre plus sévères en monocouche que celles adoptées pour une carapace traditionnelle composée des deux épaisseurs de blocs ?

Une autre incertitude concerne l'influence de l'usure progressive des blocs sur leur comportement. On sait que les enrochements naturels anguleux présentent une meilleure stabilité que ceux aux formes arrondies. Or, les blocs en béton voient assez souvent, au cours de leur vie, leurs arêtes progressivement s'estomper et leur forme générale s'arrondir. Par analogie avec le comportement des enrochements naturels, on peut s'interroger sur l'influence de cette modification morphologique sur la stabilité des blocs.

Enfin, nous avons mentionné le fait que les ingénieurs se préoccupaient désormais de la résistance interne du matériau. A de rares exceptions près, les professionnels ne militent pas pour le recours généralisé à du béton armé ni à du béton fibré. Les approches structurelles continuent donc à se faire sur le béton non armé. Des calculs théoriques de résistance des formes ont été réalisés pour tenter d'apprécier leur aptitude à résister. Toutefois, ces calculs statiques n'apparaissent pas forcément pertinents dans la mesure où le sujet porte surtout le comportement du matériau vis-à-vis des chocs et aussi de sa fatigue sous chocs répétés, l'oscillation des blocs constituant la première forme de dommage rencontré sous houle croissante. Le problème est d'autant plus délicat que le comportement du béton aux chocs dépend de la composition du béton, que les critères de performance de béton qui sont habituels comme par exemple la résistance à la compression ne sont sans doute pas pertinents. Il s'agit d'un sujet aujourd'hui très mal maîtrisé dans le milieu maritime.

## **6 Conclusion**

Nous avons cherché à répertorier bon nombre de blocs artificiels utilisés en carapace de digues à talus depuis les années 50. En dépit d'une variété de produits, une classification a pu être proposée ainsi qu'une évaluation sommaire de leurs qualités respectives. D'un point de vue historique, l'évolution des tendances techniques a pu également être dégagée. Cette analyse a aussi été l'occasion de montrer les recoupements qu'il est possible de faire entre les formules les plus connues et de retrouver d'un point de vue théorique la composition des termes de la formule d'Hudson. Nous avons cru utile de souligner un certain nombre de difficultés ou d'incertitudes concernant les outils ou connaissances à disposition des praticiens. D'un point de vue général, il ressort de notre analyse que l'utilisation des blocs performants qui permettent de réaliser des économies substantielles nécessite a priori

un soin tout particulier depuis les études jusqu'à la mise en œuvre car les approximations, omissions ou négligences devraient se traduire par des conséquences plus significatives sur l'état de l'ouvrage.

## **7 Références bibliographiques**

- 1** BRUUN P. M. (1985). Design and construction of mound for breakwaters and coastal protection developments in geotechnical engineering. Elsevier, The Netherlands, 962p.
- 2** BURCHARTH H.F., HUGHES S. A. (2002). Coastal Engineering Manual, Part VI - Chapter VI-5-2 Fundamentals of Design. U.S. Army Corps of Engineers.
- 3** HUDSON R. (1958). Design of quarry-stone layers for rubble mound breakwaters. Waterways Experiment Station Report, Vicksburg, USA, n° 2-2.
- 4** HUDSON R. (1959). Laboratory investigation of rubble mound breakwaters. Journal of Waterways and Harbor Division 85, pp. 93-119.
- 5** IRIBARREN CAVANILLES R. (1938). Una formula para el calculo de diques de esallero. Nevista de Obras Publicas, Madrid.
- 6** IRIBARREN CAVANILLES R. (1965). Formule pour le calcul des digues en enrochements naturels ou éléments artificiels. XXI Internat, Navig. Congress, Sect. 11-1, Stockholm, 19654.
- 7** MUTTRAY M., REEDIJK B., KLABBERS M. (2003). Development of an innovative breakwater armour unit. Coasts & Ports Australasian Conference, New Zealand.
- 8** S.P.M. (1984). Shore protection manual. U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, U.S. Government Printing Office, Washington DC.
- 9** THOMPSON D. M. and SHUTTLER R. M. (1975). Riprap design for wind wave attack, a laboratory study in random waves. HRS, Wallingford, Report EX 707.
- 10** VAN DER MEER J. W. (1988a). Rock slops and gravel beaches under wave attack. Thèse, Université de Delft. Aussi, Delft Hydraulics Publication n° 396.
- 11** VAN DER MEER J. W. (1988b). Stability of cubes, tetrapods and accropods. Design of Breakwaters, Thomas Telford. Proc. Breakwater 88 conference, Eastbourne.
- 12** VAN DER MEER J. W. (1993). Conceptual Design of rubble mound breakwaters, Delft hydraulics, n° 483.
- 13** VAN DER MEER J. W. (1999). Design of concrete armour layers. In Proc. Coastal Structures, Santander, Spain.

