

EDF R&D



DÉPARTEMENT LABORATOIRE NATIONAL D'HYDRAULIQUE ET  
ENVIRONNEMENT  
GROUPE OUVRAGES D'EAU ET ENVIRONNEMENT

6, QUAI WATIER  
F-78401 CHATOU CEDEX

TEL : 33 1 30 87 72 52  
FAX : 33 1 30 87 80 86

Avril 2003

DEPARTEMENT CERTIFIÉ AFAQ ISO 9001/2000

VILLARET C.

**Modélisation du transport sédimentaire en granulométrie  
étendue: étude bibliographique**

**Programme Biparti 2001**

HP-75/03/011/A

**Documents associés :**

**Résumé :** Ce rapport décrit les effets du tri granulométrique sur le transport de sédiments. Différentes méthodes sont exposées pour tenir compte d'une granulométrie étendue dans un modèle morphodynamique, comme le code SISYPHE, développé par le LNHE, en partenariat avec le CETMEF, l'UTC et la SOGREAH.

Cette étude a été réalisée dans le cadre d'une convention entre EDF-LNHE et le Centre d'Etudes Techniques Maritimes et Fluviales (CETMEF) du Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement. Elle fait l'objet d'un financement de la Direction de la Recherche et des Affaires Scientifiques et Techniques (DRAST) au travers du contrat 01-DST-24.

Accessibilité : LIBRE

© EDF 2003

<b>EDF R&amp;D</b> LNHE	<b>Modélisation du transport sédimentaire en granulométrie étendue : étude bibliographique- Programme Biparti 2001</b>	HP-75/2003/011 Page 2/51
----------------------------	--	-----------------------------

<b>Auteur(s)</b>	VILLARET C.
<b>Code Action</b>	P7502R
<b>Classement Interne</b>	P75J25

<b>Type de rapport</b>	Note technique
<b>Nombre de pages</b>	51
<b>Orientation dans le fonds documentaire</b>	<input checked="" type="checkbox"/> EDF DOC (accès à tous les agents EDF) <input type="checkbox"/> R&D DOC (accès aux seuls agents R&D) <input type="checkbox"/> CONFIDENTIEL (accès réservé à la hiérarchie de l'entité émettrice)
<b>Mots-clés</b>	Transport sédimentaire, charriage, suspension, granulométrie étendue, SISYPHE

Indice	Auteur	Vérificateur	Approbateur
A	VILLARET Catherine signé le 07/05/03	MACHET Cécile signé le 07/05/03	FOURNIER Jean-Christophe signé le 19/05/03  <input checked="" type="checkbox"/> Autorise l'exploitation de la version électronique de cette note* pour alimenter les fonds documentaires de Galaxie. * sauf pour les notes confidentielles.

	Destinataire	Dept	Nb		Destinataire	Dept	Nb
@	Fonds-documentaire	AGIR/CIVAP	1		Sergent P.*	CETMEF	3
	Machet C.	LNHE/P75	1		Chef Dépt	LNHE	P
	Gonzales M.	LNHE/P75	1		Chef Dépt-délégué	LNHE	P
	Villaret C.	LNHE/P75	1		J.P.Bouchard	LNHE/P76	1
	Circ. Ingés	LNHE/P75	1		L. Moulin	DRAST	15
	Fournier JC	LNHE/P75	1				

Pré diffusion aux destinataires signalés par *	Diffusion : P pour pages de garde et contrôle, S pour pages de garde, de contrôle et de synthèse @ pour version électronique
--	---

## SYNTHESE

En milieu littoral, des quantités importantes de sédiments sont transportées sous l'action combinée de la houle et des courants. La réponse dynamique d'un grain de sable, soumis à une action hydrodynamique donnée, dépend essentiellement de sa taille, de sa forme et de sa densité. Les sédiments naturels sont rarement uniformes : on observe in-situ des variations géographiques de leurs caractéristiques. Ces variations reflètent en général une variation des conditions de forçage auxquelles ils sont soumis.

Ce rapport présente une description des processus de transport solide en granulométrie uniforme, puis en granulométrie étendue. En règle générale, les sédiments fins sont plus facilement mobilisables et transportés à des taux plus importants que les sédiments grossiers. La couche supérieure d'un lit naturel a donc tendance à s'appauvrir peu à peu en sédiments fins. Ce phénomène de pavage a pour effet de limiter le transit des sédiments, voir de le bloquer, et doit être pris en compte dans les modèles morphodynamiques.

Différentes techniques de modélisation sont rapportées dans la littérature, qui permettent de prendre en compte les effets d'une granulométrie étendue dans un modèle morphodynamique. Ces techniques reposent en général sur la discrétisation du lit sédimentaire en un certain nombre de sous-couches, et sur la discrétisation de la courbe granulométrique des sédiments en différentes classes granulométriques. Pour chacune de ces classes, le transport solide peut être calculé en utilisant une formule classique de la littérature, corrigée pour prendre en compte les interactions entre particules de tailles différentes, à savoir les effets de masquage/exposition. On doit ensuite résoudre une équation d'évolution des fonds pour chaque classe granulométrique.

La mise en œuvre d'une méthode similaire à celle préconisée par Belleudy (2000) a été récemment implantée dans le code morphodynamique SISYPHE du système TELEMAC. Ces nouveaux développements ont été réalisés en collaboration avec le BAW (Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe) et l'IfH (Institute für Hydromechanics, Karlsruhe) et sont décrits en détails dans les rapports de Duc (2001) et de Linares (2002).

## SOMMAIRE

<b>I. INTRODUCTION</b> .....	<b>5</b>
<b>II . PROPRIÉTÉS DES SÉDIMENTS NON-COHÉSIFS</b> .....	<b>8</b>
II.1 CLASSIFICATION .....	8
II.2 COURBE DE RÉPARTITION GRANULOMÉTRIQUE.....	10
II.3 FONCTION DE RÉPARTITION DES VITESSES DE CHUTE .....	13
<b>III. DYNAMIQUE SÉDIMENTAIRE</b> .....	<b>15</b>
<b>(GRANULOMÉTRIE UNIFORME)</b> .....	<b>15</b>
III.1 ACTIONS HYDRODYNAMIQUES .....	15
III.2 MÉCANISMES DE TRANSPORT SOLIDE .....	18
<i>III.2.1 Transport total</i> .....	18
<i>III.2.2 Transport par charriage</i> .....	18
<i>III.2.3 Transport en suspension</i> .....	19
<i>III.3.1 Contrainte critique d'entraînement</i> .....	20
<i>III.3.2 Critère de mise en suspension</i> .....	21
III.4 FORMULES DE TRANSPORT .....	21
<i>III.4.1 Transport par charriage</i> .....	21
<i>III.4.2 Transport en suspension</i> .....	23
<i>III.4.3 Effet de la houle</i> .....	24
<i>III.4.4 Intercomparaison des formules de transport solide</i> .....	24
III.5. INFLUENCE DE LA TAILLE DES PARTICULES.....	25
<b>IV. GRANULOMÉTRIE ÉTENDUE</b> .....	<b>27</b>
IV. 1 INTERACTIONS ENTRE PARTICULES DE TAILLES DIFFÉRENTES.....	27
<i>IV.1.1 Effets de masquage/exposition</i> .....	27
<i>IV.1.2 Coefficients de correction</i> .....	27
<i>IV.1.3 Intercomparaison de différentes méthodes</i> .....	32
IV. 2 EFFETS DU TRI GRANULOMÉTRIQUE .....	33
IV.4 CALCUL DU TAUX DE TRANSPORT ET DE SA COMPOSITION.....	35
<i>IV.4.1 Approche statistique</i> .....	35
<i>IV.4.2 Discrétisation d'une courbe granulométrique</i> .....	36
<i>FIGURE 15: DISCRÉTISATION D'UNE COURBE GRANULOMÉTRIQUE</i> .....	37
<i>IV.4.3 Diamètre équivalent</i> .....	37
<b>V. MODÉLISATION MORPHODYNAMIQUE</b> .....	<b>39</b>
V.1 GRANULOMÉTRIE UNIFORME .....	39
V.2 GRANULOMÉTRIE ÉTENDUE.....	39
<i>V.2.1 Classes granulométriques</i> .....	39
<i>V.2.2 Structure du lit</i> .....	40
<i>V.2.3 Inconvénients des méthodes classiques</i> .....	41
V.3 EXEMPLES DE MODÈLES EN GRANULOMÉTRIE ÉTENDUE .....	42
<b>VI. CONCLUSION</b> .....	<b>45</b>
<b>REFERENCES</b> .....	<b>47</b>
<b>LISTE DES FIGURES</b> .....	<b>51</b>

## I. INTRODUCTION

En milieu littoral, des quantités importantes de sédiments sont transportées sous l'action de la houle et des courants. La réponse dynamique d'un grain de sable, soumis à une action hydrodynamique donnée, dépend essentiellement de sa taille, de sa forme et de sa densité. Les sédiments naturels sont rarement uniformes et on observe in-situ des variations géographiques de leurs caractéristiques. Si la densité des sédiments peut généralement être considérée comme constante, avec une prédominance de quartz ( $\rho_s=2650 \text{ kg/m}^3$ ), la taille et la forme des grains varient en réponse au forçage hydrodynamique.

En général, on ne retrouve pas toutes les catégories granulométriques au même endroit, mais il s'effectue une ségrégation des particules, dans les directions horizontales et sur la verticale. On observe géographiquement des alternances de zones de galets, de sables grossiers et de sables fins, ainsi que des zones dominées par des sédiments cohésifs constitués d'argiles et de vases. En un point donné, la nature du substrat peut aussi varier sur la verticale avec la présence de strates de natures différentes. Les effets de la variation spatiale de la taille des sédiments sur le transport solide et les évolutions morphodynamiques qui en résultent, font l'objet de ce rapport. Cette étude repose sur une revue bibliographique. Elle est limitée au cas des sédiments non-cohésifs, et concerne essentiellement le charriage.

Les effets du tri granulométrique sont détaillés ci-dessous:

- (1) Les variations spatiales horizontales des propriétés des sédiments sont le signe d'un changement dans leurs conditions de transport: les particules plus grossières se déposent plus facilement et leur présence est ainsi la marque de courants plus intenses. On les retrouve ainsi principalement dans la partie amont du lit des rivières, lorsque l'écoulement s'effectue en régime torrentiel. Les particules fines se déposent dans les zones plus calmes, situées à l'aval. En zone littorale, la répartition des sédiments dépend de l'intensité des courants orbitaux générés par la houle sur le fond ainsi que des courants moyens générés par la houle ou par la marée. En régime de houle dominante, les sédiments les plus grossiers sont localisés dans la zone de surf, en haut de plage. Les particules fines, transportées en suspension, se déposent dans les zones calmes et plus profondes. Le tri granulométrique se traduit, dans les rivières, par un raffinement de la taille des sédiments de l'amont vers l'aval tandis que, le long des côtes, on trouve des sédiments de plus en plus fins dans la direction offshore (Terwindt, 1962). Ces effets sont aussi observés dans la Manche: d'après Migniot, les dimensions des particules diminuent de la côte vers le large dans les zones de petits fonds, dominés par la houle, puis augmentent du sud vers le nord, suite à une intensification des courants de marée.
- (2) En présence de formes de fond, le tri granulométrique se traduit par la présence de particules plus fines au sommet des dunes et plus grossières dans les creux (Klaassen, 1991). Les dimensions des formes de fond sont par ailleurs supérieures à celles observées en granulométrie uniforme.

- (3) Les estuaires et les abris portuaires constituent des lieux de dépôt préférentiels pour les particules fines de nature argileuse, dont les propriétés ne sont pas prises en compte dans cette étude.
- (4) Dans les rivières à méandres, le tri granulométrique se manifeste par une variation du diamètre des sédiments latéralement, avec des sédiments plus grossiers vers les berges extérieures (Söhngen et al, 1992).
- (5) Une conséquence importante du tri granulométrique est une variation sur la verticale de la granulométrie des sédiments. D'après les lois de transport, les sédiments fins sont plus facilement mis en mouvement, puis transportés à des taux plus élevés que les sédiments grossiers. Ainsi, la couche supérieure du lit s'appauvrit peu à peu en sédiments fins, et il apparaît une couche superficielle formée de sédiments plus grossiers que le substrat et qui joue un rôle protecteur. Ce processus de pavage risque à terme de bloquer complètement le transport solide.

Différentes techniques de modélisation ont été utilisées dans le passé pour introduire les effets d'une granulométrie étendue dans un modèle morphodynamique et sont discutées dans ce rapport. La mise en œuvre d'une méthode similaire à celle préconisée par Belleudy (2000), a été récemment implantée dans le code morphodynamique Sisyphe du système Telemac. Ces nouveaux développements ont été réalisés en collaboration avec le BAW (Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe) et l'IfH (Institute for Hydromechanics) et sont décrits en détails dans les rapports de Bui Minh Duc (2001) et Gonzales de Linares (2002). La formulation retenue s'appuie sur la discrétisation du lit sédimentaire en un certain nombre de sous-couches de composition uniforme et la discrétisation de la courbe granulométrique en un nombre donné de composants.

Les modèles morphodynamiques utilisent en général une formule semi-empirique pour calculer le taux de transport solide en fonction des différents paramètres hydrodynamiques et sédimentologiques. Une équation d'évolution des fonds qui fait intervenir la divergence du taux de transport, doit ensuite être résolue. Il existe un grand nombre de formules disponibles dans la littérature permettant d'estimer le taux de transport telle la formule de Meyer-Peter et Müller (1948), d'Engelund et Hansen (1967), ou encore celle de Bijker (1992) qui tient compte de l'effet de la houle. Ces formules semi-empiriques diffèrent en particulier dans la prise en compte ou non d'un seuil pour représenter l'effet de la contrainte critique d'entraînement. Elles ont été généralement établies pour des sédiments uniformes, représentés par un diamètre constant, et doivent être modifiées pour une application à des sédiments non-uniformes.

La partie II de ce rapport concerne une description des propriétés essentielles qui déterminent le comportement dynamique des sédiments non-cohésifs, à savoir leur diamètre, leur courbe granulométrique, leur densité relative ainsi que leur vitesse de chute. La partie III présente de manière succincte un rappel des paramètres hydrodynamiques importants, qui interviennent dans le calcul du taux de transport. Sont décrits ensuite les mécanismes qui gouvernent le transport des sédiments, par charriage ou en suspension, ainsi que les formules classiquement utilisées en granulométrie uniforme pour estimer le taux de transport. Ces notions sont étendues en partie IV au calcul du transport solide et à sa composition en

<b>EDF R&amp;D</b> LNHE	<b>Modélisation du transport sédimentaire en granulométrie étendue : étude bibliographique- Programme Biparti 2001</b>	HP-75/2003/011 Page 7/51
----------------------------	--	-----------------------------

granulométrie étendue. La partie V est consacrée à la prise en compte d'une granulométrie étendue dans un modèle morphodynamique.

## II . PROPRIÉTÉS DES SÉDIMENTS NON-COHÉSIFS

### II.1 Classification

#### Densité des matériaux

Les sédiments naturels sont constitués essentiellement de quartz. Leur densité relative par rapport à celle de l'eau peut être considérée comme constante avec  $s = 2.65$ , où  $s$  est défini par :

$$s = \rho_s / \rho_0$$

$\rho_s$  étant la densité du sédiment et  $\rho_0$  la densité de l'eau. A noter que cette valeur de la densité des sédiments peut être surestimée lorsqu'on est en présence de débris coquilliers.

#### Diamètre et coefficient de forme

Le comportement d'une particule de sable dépend essentiellement de sa forme et de sa taille. Les grains d'un sable naturel ne sont généralement pas sphériques, mais présentent des formes plus ou moins arrondies ou angulaires, suivant leur origine. Le diamètre  $D$  correspond alors à une taille représentative des grains.

Il existe plusieurs définitions possibles du diamètre des grains, la plus courante étant celle obtenue directement par tamisage. Il existe encore d'autres définitions, en particulier celle d'un diamètre sphérique, qui correspond au diamètre d'une sphère d'un même volume, ou encore celle du diamètre de chute, qui correspond au diamètre d'une particule sphérique ayant la même vitesse de chute. La figure 1, extraite de l'article de Kennedy et Koh (1961), montre la relation entre le diamètre obtenu par tamisage et le diamètre de chute, en fonction du coefficient de forme. Le coefficient de forme, noté SF, est défini par  $SF = c / (ab)^{0.5}$ ,  $c$  étant respectivement la dimension la plus longue,  $a$  et  $b$  les valeurs intermédiaires. Un sable naturel correspond en général à un coefficient  $SF = 0.7$ .

#### Classification

On adopte la classification suivante en fonction du diamètre moyen des grains, en accord avec le Coastal Engineering Manual (1998) :

- Sables fins  $0.075 \text{ mm} < D < 0.425 \text{ mm}$
- Sables moyens  $0.425 \text{ mm} < D < 2 \text{ mm}$
- Sables grossiers  $2 \text{ mm} < D < 4.75 \text{ mm}$
- Gravier  $4.75 \text{ mm} < D < 7.5 \text{ mm}$

#### Propriétés cohésives

En deçà d'une certaine valeur limite du diamètre, située autour de  $60 \mu\text{m}$ , les sédiments fins présentent des propriétés cohésives qui modifient considérablement leur comportement. Ces propriétés ne sont pas prises en compte ici, cette étude étant limitée au cas des sédiments non-cohésifs.

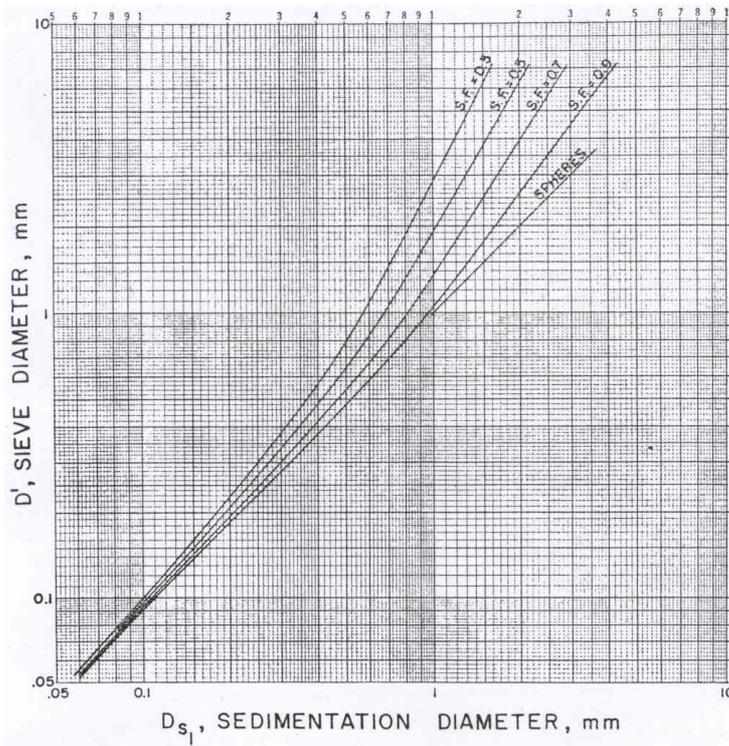


Figure 1: Relation entre le diamètre obtenu par tamisage et le diamètre de sédimentation ( Kennedy et Koh, 1961)

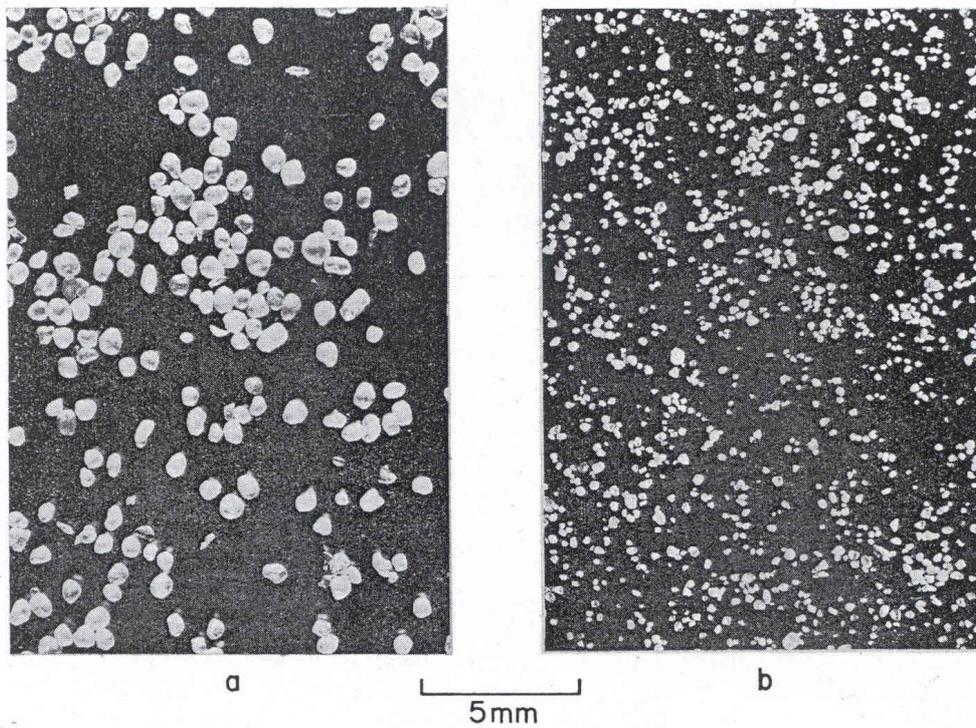


Figure 2: Photographie au microscope d'échantillons de sable ( Kennedy et Koh, 1961)

## II.2 Courbe de répartition granulométrique

### Courbe granulométrique

Au sein d'un même échantillon, les particules sédimentaires ne sont pas uniformes mais présentent des tailles et des formes différentes (voir les photos de la figure 2). Pour décrire cette variabilité, on introduit une fonction de répartition, notée  $f$ , telle que  $f(D)\delta D$  représente la probabilité de présence des particules de la classe  $D$ , dont le diamètre est compris dans l'intervalle  $D - \delta D/2$  et  $D + \delta D/2$ , lorsque  $\delta D$  tend vers 0. Le pourcentage  $\delta P$  de la classe de diamètre  $D$  correspond au rapport entre le volume de la classe de diamètre  $D$  divisé par le volume total de la phase solide (toutes classes confondues).

### Répartition log-normale

En général, la courbe de répartition granulométrique d'un sable fin ou grossier, relativement bien trié, peut être approchée par une répartition gaussienne en échelle logarithmique. La loi log-normale est définie par :

$$f(D) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \text{Log}(\sigma_g) D} \exp - \frac{1}{2} \left( \frac{\text{Log}(D) - \text{Log}(D_{50})}{\text{Log}(\sigma_g)} \right)^2 \quad [II.1]$$

Avec les deux paramètres suivants:

- $D_{50}$  : le diamètre moyen
- $\sigma_g$  : l'écart-type

### Répartition cumulée

On définit aussi une fonction de répartition cumulée  $F(D)$  qui représente le pourcentage des particules dont le diamètre est inférieur à  $D$ :

$$F(D) = \int_0^D f(d) \delta d \quad [II.2]$$

Lorsque  $f$  suit une distribution log-normale,  $F$  s'exprime de la manière suivante :

$$F(D) = \frac{1}{2} \left[ 1 + \text{erf} \left( \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{\text{Log}(D/D_{50})}{\text{Log} \sigma_g} \right) \right] \quad [II.3]$$

où  $\text{erf}(z)$  est la fonction erreur définie par :

$$\text{erf}(z) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^y \exp(-x^2) dx \quad [II.4]$$

Les courbes de répartition log-normale et de répartition cumulée sont tracées sur les figures 3 et 4 pour différentes valeurs de  $\sigma_g$ .

L'écart-type  $\sigma_g$  est un paramètre important qui mesure l'étendue de la courbe granulométrique. Il peut être calculé en fonction des diamètres caractéristiques  $D_{84}$  et  $D_{16}$ , pour lesquels respectivement 84% et 16% des matériaux sont plus fins, en utilisant la relation :

$$\sigma_g = \sqrt{\frac{D_{84}}{D_{16}}} \quad [II.5]$$

Les sédiments bien triés correspondent à des valeurs  $\sigma_g < 1.5-2$ .

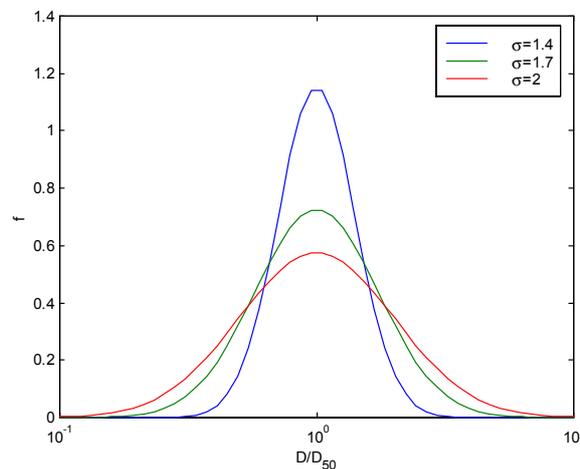


Figure 3 : Courbe de répartition log-normale pour différentes valeurs de  $\sigma_g$

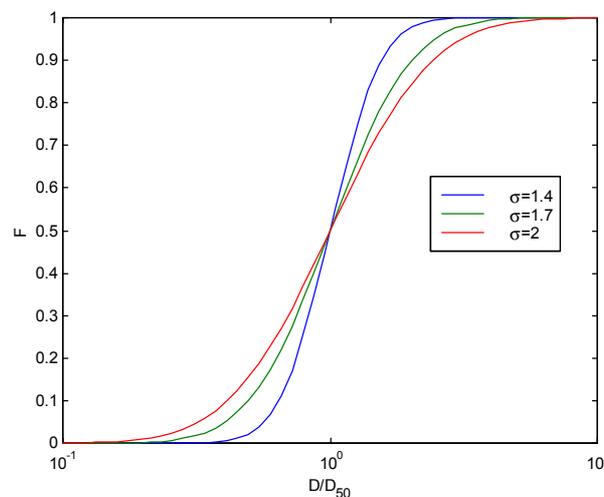


Figure 4 : Courbe de répartition cumulée

### Courbe granulométrique de sables naturel

Cette hypothèse de distribution log-normale est généralement valable pour des sédiments fins ( $D_{50} < 0.5$  mm) et relativement uniformes ( $\sigma_g < 2$ ), ce qui est souvent le cas en milieu littoral. En rivière par contre, les courbes de répartition granulométrique sont souvent asymétriques avec une augmentation de l'écart type  $\sigma_g$  avec le diamètre moyen (typiquement  $\sigma_g \sim 5-7$  pour  $D_{50} \sim 1-5$  cm). On observe parfois des distributions bi-modales, voir tri-modales, caractéristiques des rivières à galets.

La loi log-normale n'est plus valable dans le cas d'un mélange de sables de tailles différentes. Cet effet du mélange se traduit par une perte d'asymétrie de la courbe de répartition, comme illustré sur la figure 5. Des exemples de courbes de distribution cumulée sont présentés sur la figure 6.

En conclusion: en milieu littoral, il est généralement justifié de représenter une courbe de distribution granulométrique par une loi log-normale. Cette hypothèse n'est plus valable en présence de mélange de sables de granulométries différentes, ce qui est souvent le cas des rivières à galets.

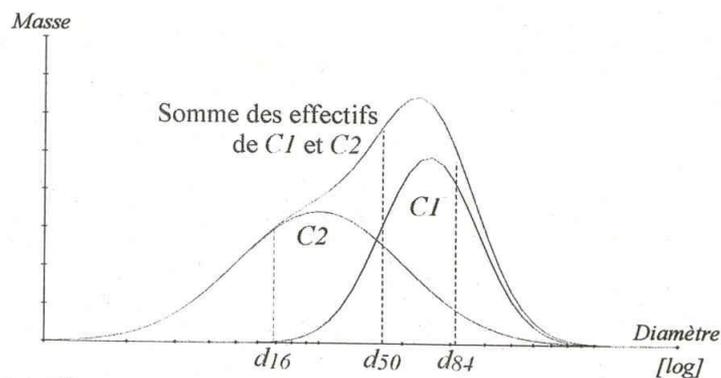


Figure 5: Mélange bi-modal de deux sables (d'après Balayn, 2001).

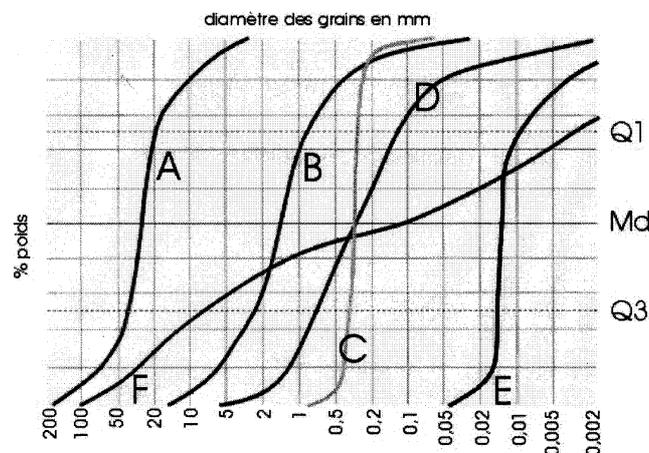


Figure 6 : Courbes de répartition cumulée sur des échantillons in-situ (Basile, 2001)

A : gravier fluvial, B : gravier, C : sable marin côtier, D : sable fluvial, E : loess, F : argile à blocs

## II.3 Fonction de répartition des vitesses de chute

### Définition de la vitesse de chute

La vitesse de chute est une propriété importante qui intervient notamment dans le calcul du taux de transport en suspension et de la répartition verticale des concentrations (voir §III). Ce n'est plus la fonction de répartition du diamètre qui gouverne la répartition verticale des sédiments, mais plutôt la fonction de répartition de la vitesse de chute.

La vitesse de chute des particules est, par définition, la vitesse limite des particules, lorsque l'équilibre entre les forces de gravité et de traînée est atteint. La vitesse de chute est une fonction du diamètre de la forme:

$$w_s = A D^\alpha \quad [II.6]$$

Le coefficient  $\alpha$  dépend du régime de l'écoulement et donc du nombre de Reynolds  $Re_s$ , défini par:

$$Re_s = \frac{w_s D_{50}}{\nu}$$

### Loi de Stokes

Pour des petites particules ( $Re_s < 5$ ), on est en régime laminaire et la loi de Stokes permet de calculer la vitesse de chute d'une particule sphérique:

$$w_s = \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \cdot \frac{g D^2}{18 \nu} \quad [II.7]$$

avec  $g=9.81\text{m/s}^2$ , la gravité.

Le coefficient  $\alpha$  de la relation [II.6] est alors égal à 2.

### Régime turbulent

En régime turbulent, la loi de Stokes surestime la vitesse de chute, et on peut utiliser des relations semi-empiriques comme celle de Hallermeier (1981):

$$Re_s = \frac{w_s D_{50}}{\nu} = \begin{cases} A_* / 18 & \text{for } A_* < 39 \\ A_*^{0.7} / 6 & \text{for } 39 < A_* < 10^4 \\ 1.05 A_*^{0.5} & \text{for } 10^4 < A_* < 10^6 \end{cases} \quad [II.8]$$

avec

$$A_* = \left( \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) \frac{g D_{50}^3}{\nu^2}$$

A noter que le paramètre  $A_*$  est relié au diamètre adimensionnel, noté  $D_*$ , classiquement utilisé en dynamique sédimentaire (cf §III):

$$A_* = D_*^{1/3}$$
$$D_* = D_{50} \left( \frac{(s-1)g}{\nu^2} \right)^{1/3} \quad [II.9]$$

### Fonction de répartition des vitesses

Si un sédiment suit une distribution log-normale, on peut montrer que la vitesse de chute de ce même sédiment suit aussi une distribution log-normale (Kennedy et Koh, 1961). La vitesse de chute moyenne correspond alors à celle du diamètre moyen, et la déviation standard de la distribution des vitesses, notée  $\sigma_w$ , vérifie:

$$\text{Log} \sigma_w = \alpha \text{Log} \sigma_g \quad [II.10]$$

avec  $\alpha = 2$  en régime laminaire et  $\alpha < 2$  en régime turbulent.

### III. DYNAMIQUE SÉDIMENTAIRE

#### (granulométrie uniforme)

#### III.1 Actions hydrodynamiques

##### Frottement de fond

La contrainte de frottement exercée par un courant sur le fond, notée  $\tau_b$ , est un paramètre essentiel qui gouverne la mise en mouvement des particules de sable et leur transport. Elle intervient dans les formules de transport solide (cf §III.3). Un autre paramètre essentiel est la vitesse de frottement  $u_*$ , qui est reliée à la contrainte de frottement par la relation:

$$\tau_b = \rho u_*^2 \quad [III.1]$$

$u_*$  est une vitesse caractéristique de l'écoulement moyen et turbulent, au niveau du fond.

##### Coefficient de rugosité

Le coefficient de rugosité équivalente, noté  $k_s$ , est un paramètre important, qui caractérise l'état de surface et détermine la nature de l'écoulement au fond.

Sur fond plat, le coefficient de rugosité est proportionnel à la taille des sédiments :

$$k_s \sim D_{50}$$

Le coefficient de proportionnalité est obtenu expérimentalement. Il est égal à 1 pour des grains sphériques uniformes, d'après les expériences de Nikuradse. Pour un lit plat composé de sédiments bien triés, on utilise en général  $k_s = 2.5 D_{50}$ . Pour des sédiments naturels, il est recommandé de prendre  $k_s \sim D_{90}$

En présence de rides générées par la houle, le coefficient de rugosité est alors proportionnel aux dimensions des rides. Soit  $\eta$  et  $\lambda$ , la hauteur et la longueur d'onde des rides, d'après la formule de Swart (1976):

$$k_s = 25\eta^2 \lambda$$

Bijker (1992) utilise:

$$k_s = \eta$$

##### Profil logarithmique des vitesses

On distingue différents régimes, laminaire, turbulent, lisse ou rugueux, suivant la valeur du nombre de Reynolds défini par :

$$R_{k_s} = k_s u_* / \nu$$

$\nu$  étant la viscosité cinématique.

En régime hydrauliquement rugueux ( $R_{ks} = k_s u_* / \nu > 70$ ), le profil des vitesses moyennes vérifie:

$$U = \frac{u_*}{\kappa} \text{Log} \frac{30z}{k_s} \quad [III.2]$$

avec

- .  $z$ , la distance à la paroi,
- .  $k_s$ , le coefficient de rugosité équivalente,
- .  $\kappa \sim 0.4$ , la constante de Karman.

### Influence de la houle

La houle génère un écoulement oscillatoire sur le fond, ce qui a pour effet d'augmenter fortement les contraintes moyennes et maximales, par rapport au cas d'un courant seul. La contrainte de frottement maximum peut être reliée au courant orbital sur le fond, noté  $U_0$ , par le biais d'un coefficient de frottement, noté  $f_w$ :

$$\tau_{\max} = \frac{1}{2} \rho f_w U_0^2 \quad [III.3]$$

En régime turbulent rugueux, le coefficient de frottement peut être relié à la rugosité relative  $A_0/k_s$ ,  $A_0$  étant l'amplitude du mouvement orbital au fond ( $A_0 = U_0/\omega$ , avec  $\omega$  la pulsation) en utilisant par exemple la formule de Swart (1976):

$$f_w = \exp \left[ -5.98 + 5.21 \left( \frac{A_0}{k_s} \right)^{-0.194} \right] \quad \text{si } A_0 / k_s > 1.6 \quad [III.4]$$

$$f_w = 0.3 \quad \text{si } A_0 / k_s < 1.6$$

### Effet des formes de fond

Les fonds naturels sont rarement plats: dès la mise en mouvement des sédiments, on observe souvent la formation de rides de petites dimensions ou de dunes. La structure de l'écoulement est alors modifiée par la génération de tourbillons à l'aval des rides. La contrainte de frottement totale, exercée par l'écoulement sur le fond, est alors composée d'une composante due aux forces de pression, notée  $\tau''$ , et d'une composante de peau due aux forces de cisaillement, notée  $\tau'$ :

$$\tau_b = \tau' + \tau''$$

La présence des formes de fond, en régime de rides ou de dunes, se traduit par une forte augmentation de la contrainte de frottement total, comme illustré sur la figure 7

### Paramètre de Shields

Sur le plan de la dynamique sédimentaire, c'est la valeur adimensionnelle de la contrainte de frottement locale ou de peau, qui intervient dans les formules de transport. Le paramètre de Shields, noté  $\theta'$ , représente le rapport entre les forces déstabilisatrices (frottement et portance) et les forces stabilisatrices (poids - poussée d'Archimède).

$$\theta' = \frac{\tau'}{\rho g D_{50} (s-1)} \quad [III.5]$$

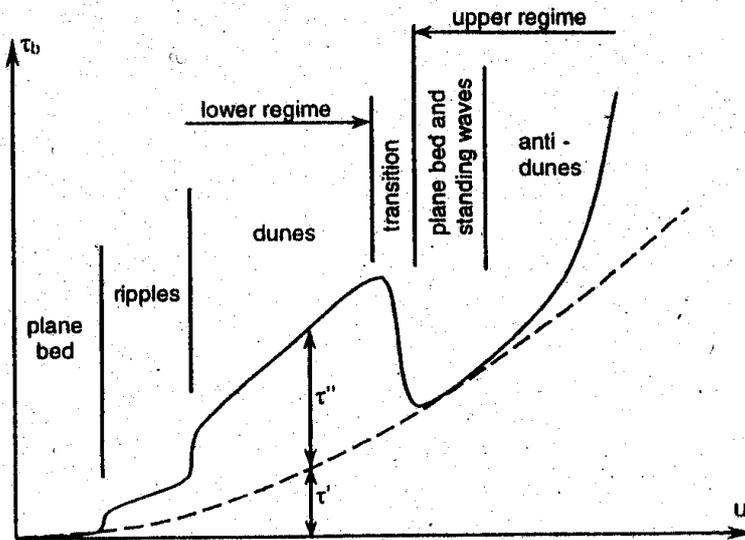


Figure 7: Effet des formes de fond (Engelund et Fredsoe, 1982).

### Frottement de peau

Seule la composante locale de la contrainte de frottement,  $\tau'$ , intervient dans le calcul du taux de transport. La contrainte de frottement totale doit être corrigée par un facteur de forme  $\mu < 1$ , pour tenir compte de l'effet des formes de fond:

$$\tau' = \mu \tau \quad [III.6]$$

Le coefficient de correction  $\mu$  représente le rapport entre la contrainte de frottement de peau et la contrainte totale. Il peut être estimé, par exemple, à partir des coefficients de Chézy suivants :

- . un coefficient global, noté  $C$ , qui intègre l'effet des formes de fond sur le frottement,
- . un coefficient de peau, noté  $C'$ , qui est relié au diamètre des sédiments.

$$\mu = \left( \frac{C}{C'} \right)^{3/2} \quad [III.7]$$

### Viscosité turbulente

La répartition verticale des sédiments dépend de la viscosité turbulente  $v_t$ . Pour un écoulement uniforme et permanent, on peut en général considérer que la viscosité est une fonction parabolique de la distance par rapport au fond (cf. Nezu et Nakagawa, 1993, p. 66):

$$v_t = \kappa u_* z \left( 1 - \frac{z}{h} \right) \quad [III.8]$$

$h$  étant la hauteur d'eau et  $\kappa$  la constante de Karman ( $\kappa=0.4$ ).

## III.2 Mécanismes de transport solide

Les résultats décrits dans ce chapitre ont été établis pour des sédiments relativement uniformes, représentés par leur diamètre moyen  $D_{50}$ .

### III.2.1 Transport total

Le taux de transport total, noté  $Q_t$ , est classiquement décomposé en une composante  $Q_c$  qui représente le transport par charriage et une composante  $Q_s$  qui représente le transport en suspension:

$$Q_t = Q_c + Q_s \quad \text{[III.9]}$$

Le taux de transport représente le volume de matériaux transportés par unité de temps et par unité de longueur. Il s'exprime en  $m^2/s$  et peut être interprété comme le flux des concentrations, intégré sur la hauteur d'eau.

### III.2.2 Transport par charriage

Le transport par charriage s'effectue dans une sous-couche concentrée près du fond, dont l'épaisseur, notée  $a$ , est typiquement de l'ordre de plusieurs fois le diamètre des particules ( $a \sim k_s$ ). Ce mode de transport, qui s'effectue par contacts intermittents avec la surface du lit mobile, est considéré comme dominant pour des particules relativement grossières et des courants modérés.

Les forces exercées par l'écoulement sur les particules sont essentiellement les forces de frottement et de portance. La dissipation d'énergie s'effectue par contacts intergranulaires (collisions, frottement et pression inter-granulaire...). La vitesse de déplacement des particules transportées est de l'ordre de grandeur de la vitesse de frottement  $u_*$ , qui caractérise l'écoulement au niveau du fond. Des processus complexes d'interaction entre les particules et l'écoulement turbulent gouvernent la sous-couche concentrée près du fond.

Les modèles de transport-diffusion classiques, qui reposent sur une hypothèse de scalaire passif (cf §III.2.3) ne permettent pas de traiter correctement le charriage. Seule une approche diphasique permettrait de représenter correctement les processus d'interaction à l'intérieur de la couche de charriage. Le calcul du taux de transport s'effectue généralement en utilisant une formule semi-empirique de la littérature. Les formules existantes reposent en général sur une base théorique, comme par exemple, le modèle de Bagnold (1955). Elles introduisent un certain nombre de coefficients empiriques, qui doivent être obtenus expérimentalement.

### III.2.3 Transport en suspension

#### Hypothèse de scalaire passif

En présence de courants plus intenses, les particules fines sont transportées en suspension dans la colonne d'eau. Les mécanismes de diffusion turbulente permettent de contrebalancer l'effet des forces de gravité. Dans la direction horizontale, on considère en général que les particules suivent l'écoulement moyen et turbulent. Cette hypothèse dite de « scalaire passif » est strictement valable pour des suspensions diluées, dont la concentration volumique  $C$  est inférieure à 1% environ. A l'extérieur de la sous-couche de charriage, on peut donc négliger les processus d'interaction entre l'écoulement turbulent et les particules (effets des collisions, vitesses de chute entravée, stratification...).

#### Equation de transport-diffusion

On est amené dans le cas général, à résoudre une équation de transport-diffusion pour calculer la concentration des sédiments en suspension. Cette équation est identique à celle de la température ou salinité, hormis la prise en compte d'un terme d'advection supplémentaire, qui représente l'effet de la vitesse de chute des sédiments. Elle s'écrit :

$$\frac{\partial C}{\partial t} + \text{div}(\vec{U} + \vec{W}_s)C = \text{div}(\gamma_t \vec{\nabla} C) \quad [III.10]$$

$\vec{U}$  étant le champ de vitesses 3D,

$\vec{W}_s = -W_s \vec{Oz}$ , le vecteur vitesse de chute dirigé vers le bas,

$\gamma_t$ , le coefficient de diffusivité turbulente des sédiments.

Dans le cas simple d'un écoulement uniforme et permanent, l'équation de transport-diffusion se simplifie ( $\delta/\delta t=0$ ,  $\delta/\delta x$ ,  $\delta/\delta y=0$ ) et s'intègre une première fois en utilisant une condition de flux nul en surface ( $z=h$ ) pour donner:

$$w_s C = -\gamma_t \frac{\partial C}{\partial z} \quad [III.11]$$

Cette équation traduit l'équilibre entre le flux de sédiments par diffusion turbulente et la chute par gravité.

#### Profil de Rouse des concentrations

On fait alors l'hypothèse supplémentaire que le coefficient diffusivité turbulente des sédiments est égal au coefficient de viscosité turbulente ( $\gamma_t = \nu_t$ ), et vérifie le profil parabolique [III.8]. L'équation [III.11] peut s'intégrer analytiquement, en utilisant la condition au fond  $C=C_a$  en  $z=a$ , pour aboutir au résultat suivant:

$$C = C_a \left[ \frac{a(h-z)}{z(h-a)} \right]^R \quad [III.12]$$

La concentration de référence  $C_a$  est définie à la limite de la sous-couche de charriage (typiquement,  $a \sim 2D_{50}$ ) et  $R$ , le nombre de Rouse, est défini par :

EDF R&D LNHE	Modélisation du transport sédimentaire en granulométrie étendue : étude bibliographique- Programme Biparti 2001	HP-75/2003/011 Page 20/51
-----------------	--	------------------------------

$$R = \frac{W_s}{K u_*} \quad [III.13]$$

### Transport en suspension

Le taux de transport en suspension peut ensuite être calculé en intégrant le flux des concentrations sur toute la colonne d'eau, de  $z=a$ , épaisseur de la sous-couche de charriage, jusqu'à la surface libre ( $z=h$ ):

$$Q_s = \int_a^h C(z)U(z) dz \quad [III.14]$$

$U(z)$  est donné par le profil logarithmique des vitesses [III.2] et  $C(z)$  par le profil de Rouse [III.12].

## III.3 Critères d'entraînement

Pour une même valeur du courant, les particules fines sont plus facilement mises en mouvement puis transportées préférentiellement en suspension, tandis que les particules grossières sont transportées par charriage sur le fond.

### III.3.1 Contrainte critique d'entraînement

La contrainte critique d'entraînement est, par définition, la valeur limite de la contrainte de frottement en deçà de laquelle les particules au repos restent immobiles. La valeur de la contrainte critique augmente avec la taille des particules. Cette propriété est mise en évidence sur le diagramme de Shields. La contrainte critique d'entraînement, noté  $\theta_{cr}$ , varie en fonction du nombre de Reynolds particulaire  $Re$ , défini par:

$$Re = u_* D_{50} / \nu$$

$u_*$  étant la vitesse de frottement et  $\nu$ , la viscosité du fluide.

La variation de  $\theta_{cr}$  en fonction de  $D_*$  est tracée sur la figure 8. En régime turbulent ( $Re > 100$ ), le nombre de Shields critique est approximativement constant ( $\theta_{cr} \sim 0.05$ ); la contrainte critique d'entraînement augmente donc linéairement avec le diamètre des particules. Le paramètre de Shields critique peut aussi être relié au diamètre adimensionnel  $D_*$  (cf [II.9]). On peut utiliser par exemple une formule proposée par Soulsby (1997) et recommandée pour des particules fines:

$$\theta_{cr} = \frac{0.30}{1+1.2D_*} + 0.055[1 - \exp(-0.020D_*)] \quad [III.14]$$

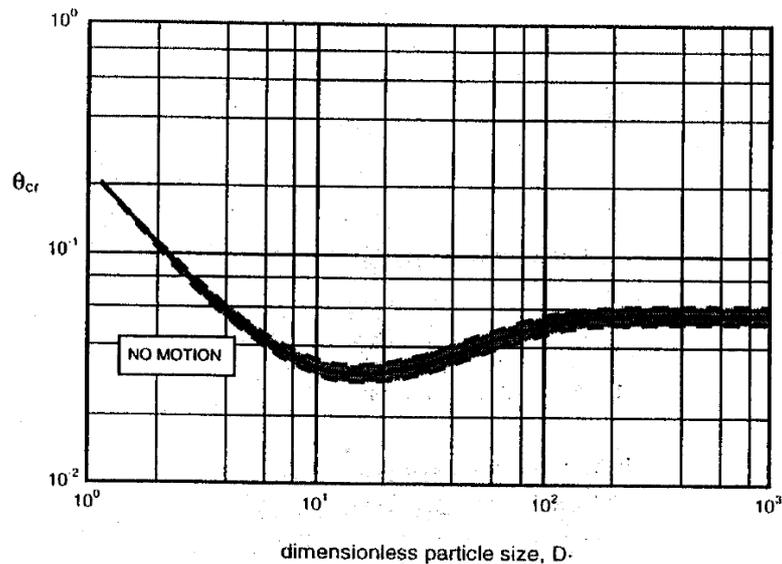


Figure 8: Diagramme de Shields

### III.3.2 Critère de mise en suspension

Le critère de mise en suspension fait intervenir la vitesse de chute des particules élémentaires,  $w_s$ . On considère que le transport en suspension devient possible, lorsque la vitesse de chute des particules est de l'ordre de grandeur ou inférieure à celle des fluctuations turbulentes. Le critère retenu est le suivant :

$$w_s < 0.8 u_* \quad [III.15]$$

D'après Laursen (1958), les matériaux sont transportés en suspension seulement pour  $u_*/w_s > 10$ . Les matériaux sont transportés par charriage seulement pour  $u_*/w_s < 0.4$ . Entre ces deux valeurs, le transport s'effectue à la fois par charriage et en suspension.

## III.4 Formules de transport

### III.4.1 Transport par charriage

#### Forme générale

Les formules présentées ici sont obtenues pour des écoulements uniformes, lorsque l'équilibre entre le lit mobile et l'écoulement est atteint. Elles représentent la capacité de transport de l'écoulement.

Il existe un grand nombre de formules semi-empiriques, disponibles dans la littérature, qui permettent d'estimer le taux de transport solide en fonction des différents paramètres hydro-sédimentaires. Ces formules donnent en général des résultats équivalents (sur fonds plats, en courants permanents), mais diffèrent dans la prise en compte :

- des formes de fond,

- d'un seuil, pour représenter la contrainte critique d'entraînement,
- de la houle...

Le taux de transport par charriage s'exprime en général sous la forme adimensionnelle suivante:

$$\Phi_c = \frac{Q_c}{\sqrt{gD_{50}^3(s-1)}} \quad [III.16]$$

$\Phi_c$  est une fonction du frottement de peau adimensionnel ou paramètre de Shields  $\theta'$  défini par [III.5].

### Prise en compte des formes de fond

Seule la composante du frottement de peau intervient dans le calcul du taux de transport. En présence de formes de fond,  $\theta'$  peut être calculé à partir du frottement total, en faisant intervenir un paramètre de correction, noté  $\mu < 1$ .

$$\theta' = \mu \theta \quad [III.17]$$

Le coefficient  $\mu$  peut être calculé par la relation [III.7].

### Formules à seuil

Dans les formules à seuil, comme la formule de Meyer-Peter et Müller (1948), le taux de transport est relié à la différence entre le frottement et le frottement critique

$$\Phi_c = M(\theta' - \theta_c)^n \quad [III.18]$$

Les valeurs suivantes des paramètres semi-empiriques sont utilisées dans la formule de Meyer-Peter:

$$n = 3/2$$

$$M = 8$$

$$\theta_c \sim 0.047$$

La formule de Meyer-Peter a été validée par rapport à un grand nombre d'expériences. Elle est recommandée pour des sédiments de taille moyenne comprise entre 0.4 et 29 mm.

Parmi les formules à seuil, citons aussi la formule de Van Rijn (1984) :

$$\begin{aligned} \Phi_c &= 0,053 D_*^{-0.3} T^{2.1} \quad \text{pour } T < 3 \\ \Phi_c &= 0,1 D_*^{-0.3} T^{1.5} \quad \text{pour } T \geq 3 \end{aligned} \quad [III.19]$$

T est la contrainte adimensionnelle, définie par :

$$T = (\theta' - \theta_c) / \theta_c$$

et  $D_*$  est le diamètre adimensionnel défini par [II.9]. Cette formule est préconisée pour des sédiments fins dont le diamètre  $D_{50}$  est compris entre 0.2 et 2 mm.

### Formules sans seuil

Un certain nombre de formules, telle la formule de Engelund et Hansen (1967), ne fait pas intervenir de seuil. Elle peut être utilisée pour calculer le taux de transport total de sédiments fins dont la taille est comprise entre 0,15 et 0,93 mm.

$$\Phi = 0.05(\mu\theta)^{5/2} \quad [III.20]$$

Parmi les formules qui ne font pas intervenir de seuil, citons aussi la formule de Frijlink (1952) pour le transport par charriage, qui a été étendue par Bijker (1992) pour prendre en compte l'effet de la houle:

$$\Phi_c = 1.6(\mu\theta)^{0.5} e^{-0.27/(\mu\theta)} \quad [III.21]$$

Pour une revue des différentes formules existantes, voir par exemple dans Van Rijn (1993).

### III.4.2 Transport en suspension

L'approche utilisée par Einstein (1950), Bijker (1992)..., consiste à relier la concentration de référence  $C_a$  du profil de Rouse [III.12], définie en  $a \sim k_s$ , au taux de transport par charriage:

$$C_a = Q_c / (\beta u_* k_s)$$

avec  $\beta \sim 6$ , coefficient empirique

Le taux de transport en suspension est calculé en utilisant l'équation [III.14], connaissant le profil des vitesses et des concentrations, on aboutit à l'expressions suivante:

$$\Phi_s = \alpha \Phi_c \left[ I_2 + I_1 \text{Log} \left( \frac{30h}{k_s} \right) \right] \quad [III.22]$$

avec  $\alpha = 1.83$  (dans la formule de Bijker);

$I_1$  et  $I_2$  sont les intégrales d'Einstein, définies en fonction des paramètres

$Z$ : nombre de Rouse (cf [III.13])

$A = k_s/h$ : hauteur de référence adimensionnelle

Les intégrales d'Einstein sont définies par :

$$I_1 = -\int_A^1 \left( \frac{1-u}{u} \right)^Z du \quad \text{et} \quad I_2 = -\int_A^1 \text{Log} u \left( \frac{1-u}{u} \right)^Z du$$

$I_1$  et  $I_2$  peuvent être intégrées numériquement. On peut montrer que le rapport entre le transport en suspension et le transport par charriage augmente lorsque  $Z$  diminue, c'est à dire lorsque la vitesse de chute et donc le diamètre des particules diminue. Comme on pouvait s'y attendre, le transport des particules fines s'effectue essentiellement en suspension.

### III.4.3 Effet de la houle

La houle a pour effet d'augmenter les contraintes générées par l'écoulement sur le fond, ce qui favorise la mise en suspension des sédiments. Cependant, une houle seule, linéaire et symétrique, ne génère pas de transport net, puisque les quantités de sédiments transportés au cours des deux demi-périodes se compensent exactement. Le transport net est dû aux effets suivants:

- courant moyen superposé à la houle,
- courant généré par la houle,
- asymétrie de la houle...

Un certain nombre de formules établies en courant permanent ont été adaptées pour prendre en compte l'effet de la houle. C'est le cas, par exemple, de la formule de Bijker (1992). Cette formule relativement simple d'emploi reste, cependant, très empirique et les prédictions dépendent en particulier de la valeur du facteur de proportionnalité  $b$  ( $b \sim 2-5$ ). Par ailleurs, cette formule ne tient pas compte de l'effet du déferlement et son application dans la zone de surf est risquée. L'effet des rides générées par la houle est aussi mal représenté et les résultats obtenus sont très sensibles à la valeur du coefficient de rugosité.

La formule établie par Dibajnia et Watanabe (1992) permet de prendre en compte les effets instationnaires. La formule de Soulsby-Van Rijn, quant à elle, relie directement le taux de transport solide à la valeur du courant moyen et à la hauteur de la houle, sans faire intervenir les contraintes.

### III.4.4 Intercomparaison des formules de transport solide

#### Courant permanent

Les formules classiques donnent des résultats similaires dans les cas les plus simples (fond plat, sédiments uniformes et courant permanent) comme le montre la figure 9 sur laquelle ont été comparées les formules de Einstein, Frilink et Meyer-Peter. D'après Van Rin (1993), la précision des formules classiques est de l'ordre d'un facteur 2.

#### Houle et courant superposés

Une intercomparaison entre différentes méthodes de prédiction a été réalisée dans le cadre du projet européen SEDMOC. Les résultats obtenus diffèrent en particulier dans la prise en compte des formes de fond et de la houle. D'après Damgaard et al (1999), on obtient des différences importantes dans les prédictions (un facteur 10 à 100). Cependant, qualitativement, les résultats obtenus sont similaires: tous les modèles s'accordent pour prédire une augmentation du taux de transport lorsque la houle augmente. Cette étude a mis en évidence la sensibilité des résultats obtenus à la valeur de certains paramètres, en particulier la rugosité qui dépend elle-même des dimensions des formes de fond.

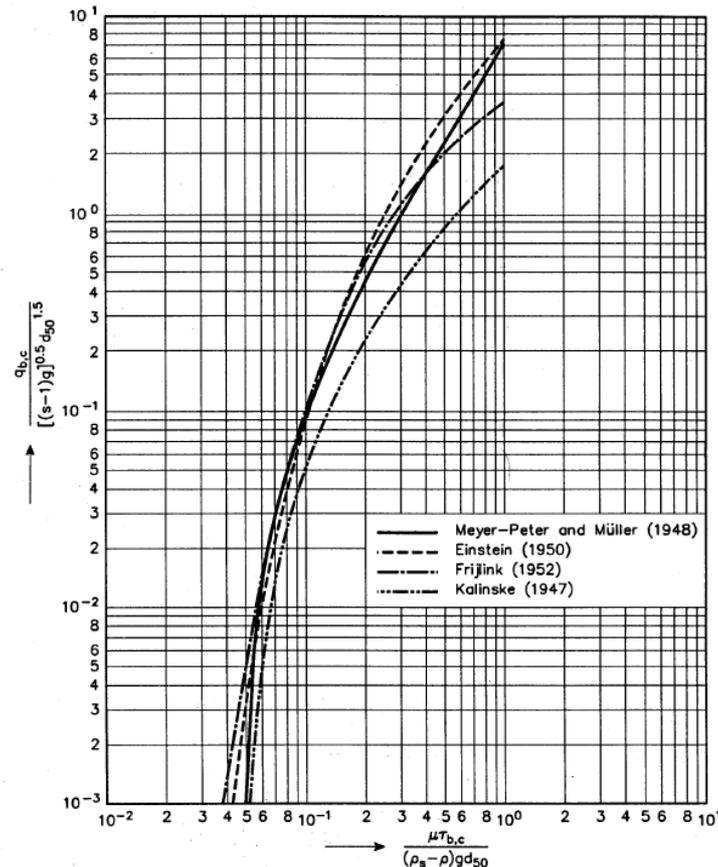


Figure 9: Intercomparaison des formules de transport de Einstein, Frilink, Meyer-Peter et Muller (d'après Van Rijn, 1984)

### III.5. Influence de la taille des particules

#### Influence de la taille des particules sur le mode de transport

Les particules fines sont transportées préférentiellement en suspension dans la colonne d'eau, les particules grossières, par charriage sur le fond. Les particules fines correspondent à des petites valeurs du nombre de Rouse  $Z < 1$  (cf [III.12]) et des profils de concentration plus uniformes sur la verticale, d'après [III.11]. Le rapport entre le transport en suspension et le transport par charriage augmente lorsque le nombre de Rouse diminue, d'après [III.22].

#### Influence de la taille des particules sur le taux de transport

De manière générale, pour une même valeur de la contrainte de frottement, le taux de transport augmente, lorsque la taille des particules diminue, ceci d'après les formules classiques de la littérature. La figure 10 montre la variation du taux de transport en fonction de la contrainte de frottement de fond, pour différentes valeurs du diamètre. Cette figure 10 indique clairement que, pour une même valeur du frottement, le taux de transport est inversement proportionnel au diamètre des particules.

### Influence de la taille des particules sur le frottement

C'est la composante locale du frottement ou frottement de peau, qui intervient dans le calcul du transport solide. La rugosité 'de peau' est en général proportionnelle au diamètre du sédiment (cf §III.1). Pour une même valeur du courant, la rugosité et donc la contrainte de frottement de peau augmente avec la taille des sédiments.

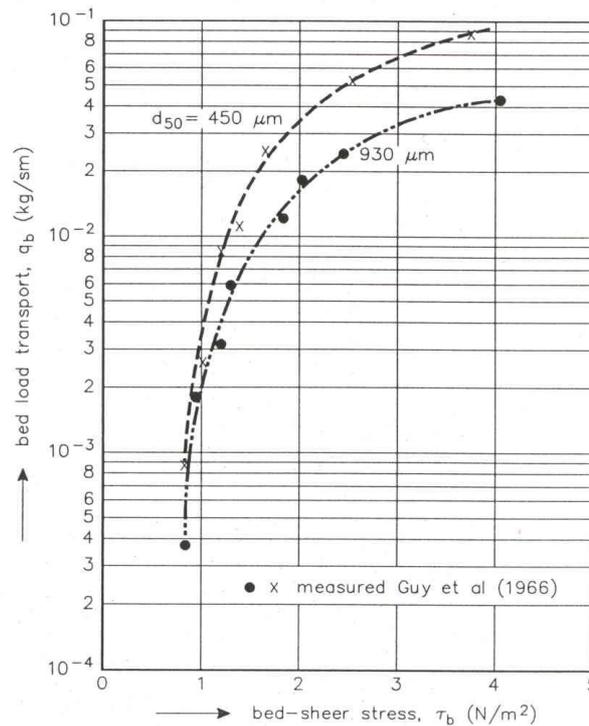


Figure 10: Influence de la taille des particules sur le calcul du taux de transport d'après Van Rijn (1984)

## IV. GRANULOMÉTRIE ÉTENDUE

### IV. 1 Interactions entre particules de tailles différentes

#### IV.1.1 Effets de masquage/exposition

Les formules de transport présentées dans le chapitre précédent ont été obtenues pour des matériaux relativement uniformes ( $\sigma_g < 1.3$ ). Dans le cas de mélanges, des processus d'interaction entre particules de tailles différentes vont modifier leur comportement.

Les particules les plus grosses sont plus exposées donc plus facilement mises en mouvement que les particules fines qui se trouvent protégées. Cet effet, illustré sur la figure 11, tend à uniformiser la réponse de particules de classes différentes. On rappelle en effet que, pour des grains uniformes, la contrainte critique augmente avec la taille des grains.

Parker et al (1982) suppose que l'effet de masquage/exposition permet de compenser entièrement la variation du taux critique d'entraînement qui peut être considérée comme constante. Cette approche simplifiée est intéressante en première approximation.

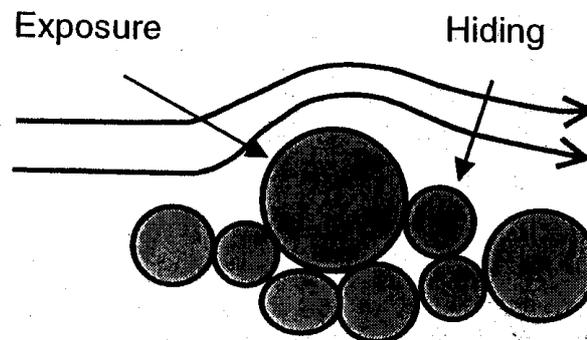


Figure 11: Effet de masquage/exposition

#### IV.1.2 Coefficients de correction

Les formules de transport présentées au chapitre III ont été en général obtenues et validées par des expériences réalisées sur des sables bien triés, caractérisés par un diamètre constant. En présence de mélange de sables de diamètres différents, ces formules doivent être modifiées pour prendre en compte les effets de masquage/exposition par le biais de coefficients de correction.

## Corrections appliquées à la contrainte critique d'entraînement

Les formules suivantes ont été proposées pour corriger la contrainte critique d'entraînement des formules de transport à seuil. Par exemple, la formule de Meyer-Peter peut être corrigée de la manière suivante pour calculer le taux de transport de la classe  $i$  :

$$\Phi_{c,i} = p_i M (\theta - \zeta_i 0.045)^{3/2} \quad [IV.1]$$

Le pourcentage  $p_i$  représente ici la disponibilité des sédiments de la classe  $i$ , et correspond au pourcentage de matériaux de la classe  $i$  dans la couche de surface. Ces corrections ont pour effet d'abaisser le seuil des particules grossières et d'augmenter celui des particules fines.

La liste suivante des formules de corrections qui peuvent être appliquées à la contrainte critique d'entraînement n'est pas exhaustive mais donne un aperçu de la variabilité des approches proposées dans la littérature. Parmi les premières formules de correction citons celle de Einstein (1950), puis celle de Egiazaroff (1965) qui peuvent être appliquées pour corriger la contrainte critique d'entraînement.

Formule de Egiazaroff (1965) :

$$\zeta_i = \left[ \frac{\log(19)}{\log(19 D_i / D_{50})} \right]^2 \quad [IV.2]$$

La formule de Egiazaroff a été modifiée par Ashida et Mishiue (1973) afin d'améliorer ses performances pour  $D/D_{50} < 0.4$  :

$$\begin{aligned} \zeta_i &= \left[ \frac{\log(19)}{\log(19 D_i / D_{50})} \right]^2 & \text{pour } \frac{D_i}{D_{50}} \geq 0.4 \\ \zeta_i &= 0.85 \frac{D_{50}}{D_i} & \text{pour } \frac{D_i}{D_{50}} < 0.4 \end{aligned} \quad [IV.3]$$

Plus récemment encore, Wang (1977) a proposé la formule suivante :

$$\begin{aligned} \zeta_i &= \frac{1}{(D_i / D_{50})^{0.314}} & \text{pour } \frac{D_i}{D_{50}} \geq 0.4 \\ \zeta_i &= \frac{1}{1.786 (D_i / D_{50})^{0.947}} & \text{pour } \frac{D_i}{D_{50}} < 0.4 \end{aligned} \quad [IV.4]$$

Formule de Day (1980)

Une expression différente de celle de Egiazaroff a été proposée par Day (1980) pour calculer le facteur de correction qui s'applique à la contrainte critique d'entraînement:

$$\zeta_i = 0.4 \sqrt{\frac{D_A}{D_i}} + 0.6 \quad [IV.5]$$

$D_A$  est ici le diamètre des sédiments qui n'est pas soumis aux effets de masquage/exposition.

$$\frac{D_A}{D_{50}} = 1.6 \left( \frac{D_{16}}{D_{84}} \right)^{0.28} \quad [IV.6]$$

Une autre expression a été aussi proposée par Proffitt et Sutherland (1983), qui peut être considérée comme une extension de la formule de Day.

#### Patel et Ranga Raju (1996)

Ces auteurs ont critiqué les méthodes de correction existantes proposées par Einstein, Proffitt et Sutherland... Ils proposent une méthode semi-empirique basée sur le postulat suivant : les particules les plus fines, placées à l'aval des particules grossières sont soumises essentiellement aux forces de portance générées par le sillage, tandis que les particules les plus grossières sont soumises aux forces de portance et de frottement. Il en découle une expression différente des coefficients de correction pour les particules les plus fines et pour la portion de matériaux grossiers.

#### Intercomparaison des formules

Le coefficient de correction doit être appliqué à la contrainte critique d'entraînement. Cette méthode de correction est donc en principe associée uniquement à des formules de transport à seuil. Les différentes méthodes de correction proposées dans la littérature pour tenir compte de l'effet de masquage, donnent qualitativement des résultats similaires:

$$\begin{aligned} \zeta_i &> 1 && \text{si } D_i < D_{50} \\ \zeta_i &\leq 1 && \text{si } D_i \geq D_{50} \end{aligned}$$

Une intercomparaison des différentes formules est présentée sur la figure 12 a et b.

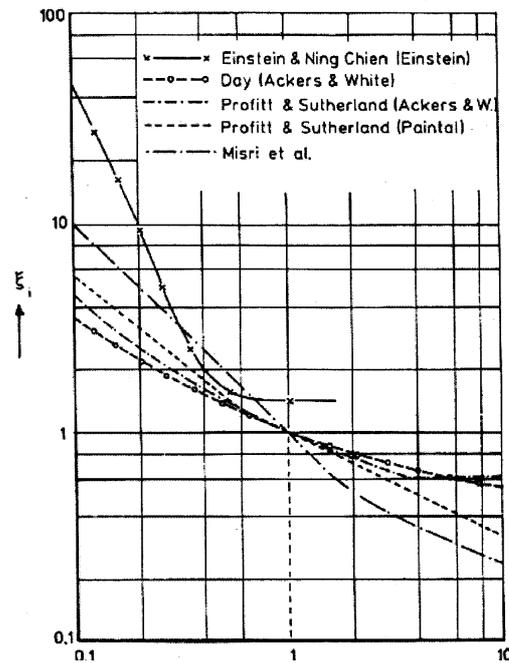


Figure 12.a: Intercomparaison de différentes formules de correction

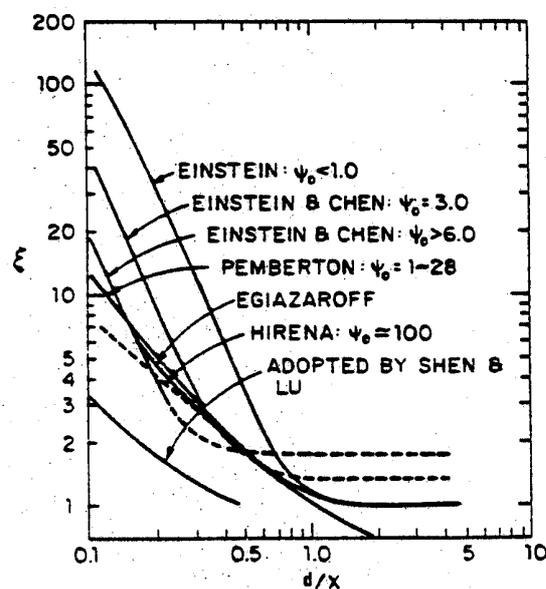


Figure 12.b: Intercomparaison de différentes formules de correction

### Hypothèse d'équimobilité

D'après Hunziker (1995) et Parker (1990), toutes les classes granulométriques d'un mélange obéissent au même critère d'entraînement. D'après Parker, cette hypothèse d'équimobilité revient à supposer que la composition du matériau transporté est égale à celle du substrat.

### Méthode de Hunziker

Dans cette approche, on applique un facteur de correction, non plus à la contrainte critique d'entraînement, mais à l'écart entre le frottement et le frottement critique ( $\theta - \theta_c$ ) et la formule de Meyer-Peter s'écrit alors:

$$\Phi_{c,i} = p_i 5 (\zeta_i (\theta - 0.045))^{3/2} \quad [IV.7]$$

avec 
$$\zeta_i = \left[ \frac{D_i}{D_m} \right]^{-\alpha} \quad [IV.8]$$

et

$$\alpha = 0.011\theta^{-1.5} - 0.3$$

Cette formule a été calibrée par rapport à des mesures réalisées par Günter (1971) et Suzuki et Hano (1992) en présence de pavage. Le coefficient de correction dépend du frottement appliqué, comme illustré sur la figure 13.

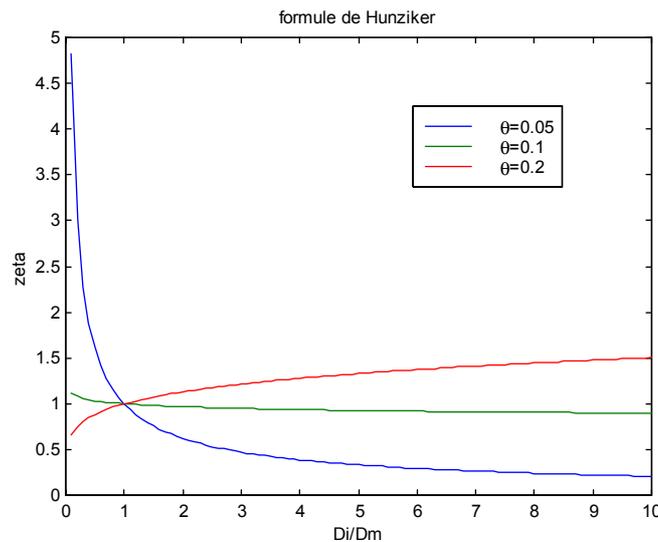


Figure 13 : Formule de Hunziker

D'après Laguzzi (1994), cette méthode de correction peut être utilisée dans le cas de formules sans seuil, telle la formule de Engelund et Hansen (1967). Cette formule, contrairement à celle de Meyer-Peter et Müller, ne fait pas intervenir la notion de seuil critique d'entraînement et le coefficient de correction s'applique donc à la contrainte de frottement  $\theta_i$ .

$$\Phi_i = p_i 0.05 (\zeta_i \theta_i)^{5/2} \quad [IV.9]$$

EDF R&D LNHE	Modélisation du transport sédimentaire en granulométrie étendue : étude bibliographique- Programme Biparti 2001	HP-75/2003/011 Page 32/51
-----------------	--	------------------------------

### Facteurs de correction appliqués directement au taux de transport

Le taux de transport corrigé de la classe  $i$  doit être corrigé par rapport au taux calculé par une formule en granulométrie uniforme  $\Phi_i^*$  :

$$\Phi_i = p_i \zeta_i \Phi_i^* \quad [IV.10]$$

avec  $\zeta_i$  : coefficient de correction,  
 $p_i$  : disponibilité du matériel.

Les coefficients de correction peuvent être calculés soit par la formule de Einstein (1950), soit celle de Karim et Kennedy (1982) soit Shen et Lu (1983). Cette approche est préconisée par Holly et Rahuel (1991) pour représenter une augmentation du taux de transport pour les particules grossières et une diminution pour les particules fines. D'après Karim et Kennedy (1982) :

$$\zeta_i = \left[ \frac{D_i}{D_m} \right]^{0.85} \quad [IV.11]$$

Contrairement aux coefficients de correction appliqués à la contrainte critique d'entraînement,  $\zeta_i$  est une fonction croissante de  $D_i/D_m$ .

### **IV.1.3 Intercomparaison de différentes méthodes**

Il existe un grand choix possibles dans les formules de transport et les méthodes de correction qui leur sont associées. Une intercomparaison de différentes méthodes a été réalisée par Van der Scheer (2000) (voir aussi Van der Scheer et al, 2001) et l'analyse des résultats concerne :

- le taux de transport,
- la composition du matériau transporté,
- la stratification du lit.

Les résultats obtenus sont comparés à des mesures de transport en canal sur des mélanges. La stratification verticale du lit est mesurée en réalisant des carottages.

Les meilleurs résultats en ce qui concerne le calcul du taux de transport sont obtenus en utilisant la formule de Meyer-Peter associée à la méthode de correction de Ashida et Michiue (1973). La formule de Ackers et White (1973) associée à la méthode de correction de Day (1980) donne aussi de très bons résultats et une meilleure prédiction en ce qui concerne la composition des matériaux transportés.

Il est intéressant de noter que ces différentes approches donnent des résultats différents lorsque le paramètre de Shields est proche de la contrainte critique d'entraînement. Pour des écoulements intenses, le rapport entre le taux de transport en granulométrie étendue,  $Q_t$  et le taux de transport en granulométrie uniforme tend vers 1. La prise en compte de l'effet de masquage/exposition est donc particulièrement importante pour des valeurs du frottement proches du frottement critique. Mais on obtient alors, suivant la méthode retenue, des différences qualitatives et quantitatives importantes.

## IV. 2 Effets du tri granulométrique

### Tri sélectif des matériaux

Comme nous l'avons vu au chapitre III, les matériaux fins sont plus facilement mobilisables et transportés à des taux plus importants que les matériaux plus grossiers. Pour une même valeur de la contrainte de frottement, le taux de transport diminue lorsque la taille des matériaux augmente. Il s'effectue ainsi un tri granulométrique sur la verticale, qui se manifeste par les effets suivants:

- (1) A l'intérieur du lit, on observe une diminution du pourcentage de particules fines dans la couche superficielle, à l'interface entre le lit mobile et l'écoulement.
- (2) La granulométrie des matériaux transportés par charriage diffère de celle de la couche de surface : pour une valeur donnée du frottement, seules les particules les plus fines sont transportées, celles
- (3) Le diamètre moyen des particules transportées en suspension diminue sur la verticale, avec la distance au fond.

### Importance de ces effets

Ces effets sont d'autant plus importants:

- que la courbe granulométrique est étendue ( $\sigma_g$  important),
- pour des valeurs intermédiaires du frottement.

C'est pour des valeurs de la contrainte de frottement proche de la contrainte critique que cet effet de tri sélectif des matériaux est plus important .

### Pavage

Le phénomène de pavage, schématisé sur la figure 14.a, se traduit par une stratification verticale du lit sédimentaire marquée par la dominance en surface de matériaux plus grossiers. La conséquence principale de ce processus de pavage est une réduction globale du taux de transport solide. On peut distinguer les deux cas suivants :

- l'armure mobile est constituée de particules peu mobiles qui tardent à quitter le lit (Parker et Klingeman, 1982). Ces particules cachent les petites particules dont l'érosion est alors freinée.
- L'armure statique ou pavage correspond au cas limite où le transit sédimentaire est entièrement bloqué. Le lit pavé est alors généralement plat, même si au départ il existait des formes de fond. La couche pavée joue le rôle d'une carapace protectrice (voir figure 14.b), composée d'une seule couche de grosses particules disposées en tuiles (Klaassen, 1987).

D'après Bray et Church (1980), le phénomène de pavage ne peut avoir lieu pour des sédiments fins, avec des matériaux inférieurs à 2 mm.

### Augmentation de la rugosité du lit

La rugosité d'un lit initialement plat peut augmenter avec l'accumulation en surface de grosses particules, lors du processus de pavage. Le fait que ces particules soient disposés en

tuiles a tendance cependant à lisser la surface. Il est donc possible que la rugosité d'un lit pavé ne soit pas significativement supérieure à celle du lit initial.

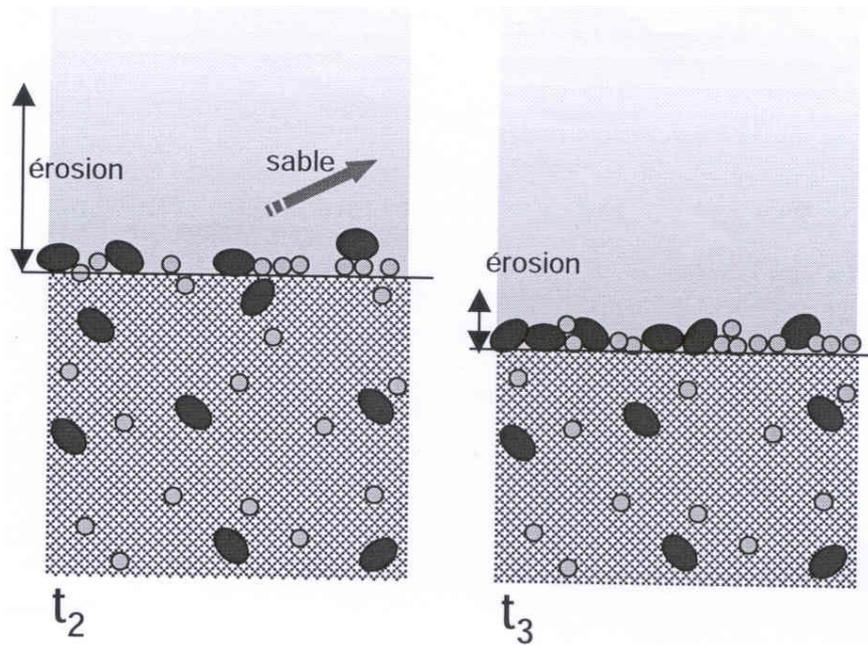


Figure 14.a: Schématisation du processus de pavage

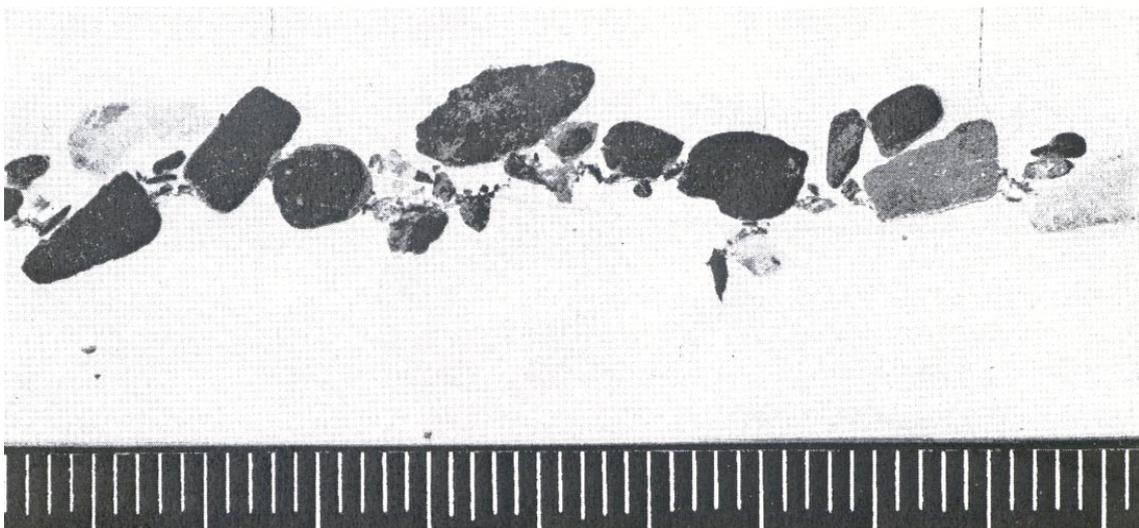


Figure 14.b : Observations d'une couche de pavage (expériences de Gunter, 1971).

## IV. 3 Couche active

### Importance de la couche active

Il est généralement admis que le taux de transport par charriage et sa composition sont entièrement déterminés par la composition de l'interface entre le lit mobile et l'écoulement. Le calcul du taux de transport est ainsi lié à la définition d'une couche active.

Cette discussion n'est valable que pour des écoulements à l'équilibre, entre le lit et l'écoulement. Dans le cas d'écoulements hors-équilibre, il peut y avoir advection de sédiments de composition différente issus de l'amont. Ce processus de mélange complémentaire n'est pas pris en compte à l'heure actuelle dans un modèle morphodynamique comme Sisyphé.

### Modèles conceptuels

Il existe dans la littérature plusieurs modèles différents suivant les auteurs. D'après Parker (1990), la hauteur de la couche active en cas de pavage correspond au  $D_{90}$  de la couche de surface. D'après Karim et Kennedy (1982), la couche active est constituée par les formes de fond en déplacement. Son épaisseur est proportionnelle à la hauteur des dunes. Pour Benett et Nordin (1977) ainsi que Borah et al (1982), l'épaisseur de la couche active correspond, soit à la profondeur maximum érodable en cas d'érosion, soit à l'épaisseur du dépôt.

Il n'existe pas de consensus à l'heure actuelle sur la définition physique d'une couche active. Cependant, si la notion de couche active reste discutable, elle se révèle incontournable pour la modélisation numérique (Cf § V).

## IV.4 Calcul du taux de transport et de sa composition

### IV.4.1 Approche statistique

Connaissant la composition de la couche superficielle du lit mobile, le problème est alors de calculer le taux de transport et sa composition. Soit  $f$  la distribution granulométrique de la couche active, le transport total est obtenu en intégrant les contributions de chacune des classes granulométriques:

$$Q_t = \int_0^{\infty} f(D) q_t(D) \partial D \quad [IV.12]$$

$q_t(D)$  est le taux de transport correspondant à un sédiment de la classe de diamètre  $D$ , calculé par une des formules de transport présentées au chapitre III, et corrigée pour prendre en compte les interactions entre particules de taille différentes (cf §IV.1).

Les effets du tri granulométrique sur le transport et sa répartition sont discutés par Parker (1991) sur une base théorique. Ils sont illustrés ici en supposant une loi de répartition log- normale et en utilisant la formule de Meyer-Peter. Soit  $D_c$  le diamètre limite au delà duquel il ne peut y avoir de transport.  $D_c$  dépend de la vitesse de frottement  $u_*$  et du paramètre de Shields critique  $\theta_c$ :

$$D_c = \frac{u_*^2}{g(s-1)\theta_c} \quad [IV.13]$$

Soit  $g$ , la fonction de répartition granulométrique du matériau transporté par charriage.  $g(D) \cdot \delta D$  représente le pourcentage de matériaux transportés de la classe  $D$ :

$$g(D) = \frac{f(D)q_t(D)}{Q_t} \quad [IV.14]$$

#### IV.4.2 Discrétisation d'une courbe granulométrique

L'approche la plus couramment utilisée pour calculer le taux de transport et sa composition repose sur une discrétisation de la courbe de répartition granulométrique, en un nombre  $N$  de classes. Chaque classe  $i$  est composée de grains dont le diamètre est compris entre deux valeurs limites et caractérisée par un diamètre moyen  $D_i$  et un pourcentage  $p_i$ . Le pourcentage  $p_i$  représente le volume de la classe  $i$  divisé par le volume total de la phase solide.

Cette méthode générale de discrétisation, représentée sur la figure 15, peut être utilisée quelque soit l'allure de la courbe de répartition granulométrique. Une méthode est proposée par Ribberink (1987) pour discrétiser au mieux une distribution log-normale. Le calcul du taux de transport s'effectue en calculant la contribution individuelle de chaque classe granulométrique, par une relation du type:

$$Q_t = \sum_{i=1}^N p_i q_i \quad [IV.15]$$

La composition du matériau transporté est représentée par un pourcentage  $p'_i$  calculé par la relation:

$$p'_i = \frac{p_i q_i}{Q_t} \quad [IV.16]$$

Ce calcul est d'autant plus précis que la discrétisation de la courbe granulométrique sera précise et que le nombre  $N$  de classes est important. Une étude a été réalisée par Basile (2001) afin de déterminer le nombre minimum de classes à prendre en compte. Le nombre  $N$  optimum pour avoir une précision acceptable (de l'ordre de 5%) est compris entre 5 et 10. Le nombre minimum de composants varie suivant la forme de la courbe granulométrique, son écart-type et son degré d'asymétrie. Pour des distributions normales,  $N$  est de l'ordre de 5.  $N$  augmente avec la déviation standard et le degré d'asymétrie de la courbe de répartition (voir aussi Khin NiNi Thein, 1989).

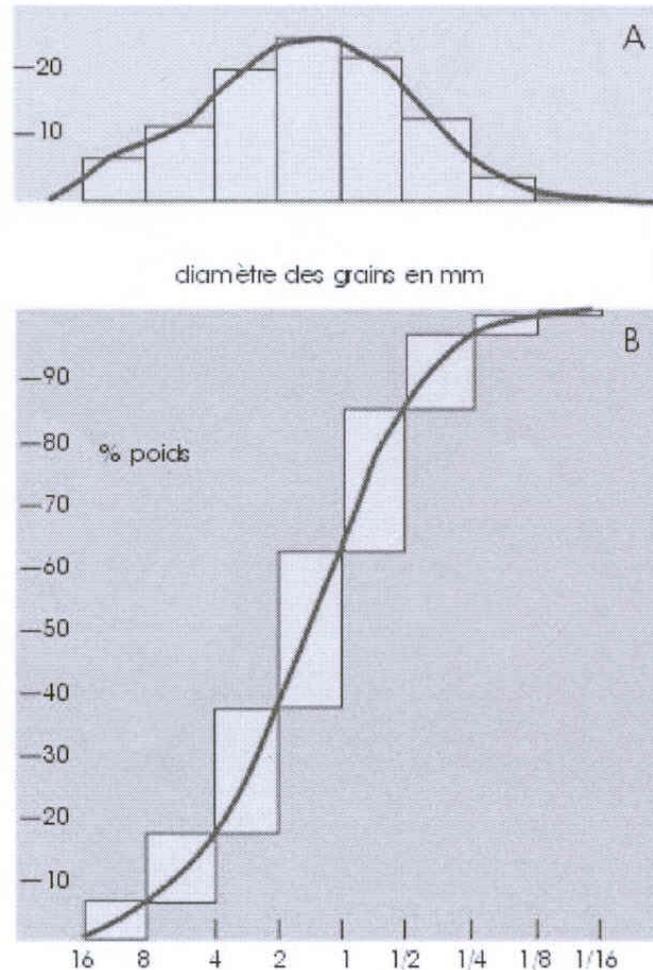


Figure 15: Discretisation d'une courbe granulométrique

#### IV.4.3 Diamètre équivalent

L'approche la plus simple pour calculer le taux de transport et sa composition consiste à considérer que le taux de transport est égal à sa valeur en granulométrie uniforme, calculé pour un diamètre représentatif, noté  $D_e$ , a priori différent du diamètre moyen,  $D_{50}$ .

Plusieurs auteurs ont proposé d'utiliser, soit le diamètre moyen  $D_{50}$ , soit un diamètre plus petit comme diamètre représentatif d'un mélange. Ces approches sont critiquées par Molinas (1998) qui a effectué un certain nombre de comparaison avec des mesures en laboratoire. Le diamètre  $D_e$  peut être relié au diamètre  $D_{50}$  par le biais d'un facteur de compensation:

$$D_e = \frac{1.8D_{50}}{1 + 0.8(u_* / w_s)^{0.1}(\sigma_g - 1)^{2.2}} \quad [IV.17]$$

Pour le calcul du transport en suspension, un critère un peu différent est proposé par Van Rijn (1984, 1987) qui a effectué des mesures en canal de la répartition verticale des sédiments en suspension ( $D_{50}=210 \mu\text{m}$ ,  $\sigma_g=1.8$ ). Le diamètre moyen des particules en suspension, noté  $D_s$  doit être inférieur à celui du diamètre moyen du lit, avec  $D_s/D_{50}$  compris entre 0.6 et 1, suivant l'intensité du forçage. Il propose la formule suivante:

$$\begin{aligned} D_s &= 1 + 0.011(\sigma_g - 1)(T - 25)D_{50} \quad \text{pour } T < 25 \\ D_s &= D_{50} \quad \text{pour } T > 25 \end{aligned} \quad [IV.18]$$

où T représente le taux de frottement adimensionnel :  $T=(\theta'-\theta_c)/\theta_c$

## V. MODÉLISATION MORPHODYNAMIQUE

### V.1 Granulométrie uniforme

L'évolution d'un lit mobile, telle qu'elle est résolue dans le code morphodynamique SISYPHE, est régie par la divergence du taux de transport, suivant l'équation:

$$\frac{\partial Z_f}{\partial t} + \frac{1}{(1-n)} \operatorname{div} Q_c = 0 \quad [V.1]$$

dans laquelle  $Z_f$  représente l'élévation du lit,  $n$  sa porosité ( $1-n=0.64$ ) et  $Q_c$  le taux de transport des particules. Cette équation morphodynamique repose sur une hypothèse d'équilibre local entre l'écoulement et le lit mobile; autrement dit, on suppose que la composition et l'épaisseur du lit sédimentaire s'adaptent instantanément aux variations du taux de transport. Cette approche est strictement valable dans le cas du transport par charriage, qui s'effectue par contacts intermittents avec le lit. Elle peut être étendue sous certaines hypothèses au cas du transport total, en particulier lorsqu'il s'agit d'écoulements à l'équilibre.

Dans le cas d'écoulements hors-équilibres, une modélisation réaliste doit tenir compte des termes d'advection et de diffusion pour le calcul de la suspension et nécessite de résoudre de manière couplée le transport par charriage et le transport en suspension. La formulation du couplage fera l'objet d'un rapport ultérieur. L'effet de la granulométrie étendue sur la modélisation couplée charriage/suspension fait l'objet du papier de Marburger et Tonsmann (1995) et de Duc (2001). La formulation couplée en granulométrie étendue est aussi abordée dans l'article de Holly et Rahuel (1991), ainsi que dans la thèse de Yang (1989).

### V.2 Granulométrie étendue

#### V.2.1 Classes granulométriques

##### Discretisation en classes granulométriques

L'approche couramment utilisée et implémentée récemment dans le logiciel SISYPHE consiste à discrétiser la courbe granulométrique en un certain nombre de classes  $i$ , définies par un pourcentage  $p_i$  et un diamètre moyen  $D_i$ . La composition du lit varie en chaque point du maillage ainsi que sur la verticale, pour tenir compte des effets du tri granulométrique (horizontalement et verticalement).

### Equations d'évolution pour chaque classe

Le nombre d'équation et le coût de calcul augmente en proportion du nombre de classes. Pour chaque classe granulométrique, on doit résoudre une équation pour calculer l'évolution du lit, notée  $\Delta Z_i$ , due au transport de la classe  $i$  :

$$\frac{\partial(\Delta z_i)}{\partial t} + \frac{1}{(1-n)} \text{div} Q_i = 0 \quad [V.3]$$

$$\Delta Z_f = \sum_{i=1}^N \Delta Z_i \quad [V.4]$$

Le taux de transport  $Q_i$  de la classe  $i$  est calculée en fonction de son diamètre moyen  $D_i$  et affectée de son taux de présence  $p_i$ , pour tenir compte de la disponibilité du matériel dans la couche de surface :

$$Q_i = p_i Q_c(D_i, \zeta_i)$$

Le taux de transport  $Q_c$  est calculé par une formule de transport par charriage, corrigée pour tenir de l'effet de masquage/exposition (cf §IV.1). Le taux de transport total est obtenu en effectuant la somme de chacune des composantes.

## V.2.2 Structure du lit

### Couche active

Si l'existence physique d'une couche de mélange peut être discutée, elle présente un grand intérêt dans la modélisation numérique. Chaque modèle repose sur la définition d'une couche active appelée aussi couche de mélange, qui représente l'interface entre l'écoulement et le lit mobile, et dont la composition va déterminer la composition du matériau transporté et le taux de transport (cf. Hirano, 1970).

La notion de couche active et la méthode de modélisation dépendent des auteurs :

- d'après Karim et Kennedy (1982), les formes de fond forment la couche active dont l'épaisseur correspond à la hauteur des formes de fond.

- d'après Parker (1991), seule la partie superficielle constitue la couche active. Son épaisseur est considérée par certains auteurs comme proportionnelle au diamètre du sédiments constitutifs ( $\sim D_{90}$ ).

Un certain nombre de modèles imposent une épaisseur constante pour cette couche de mélange. Cette approche est utilisée par Belleudy (2001) et a été récemment implémentée dans la version V5P3 de SISYPHE par Gonzales (2002) et Duc (2001).

Certains auteurs, comme Holly et Rahuel (1990) distinguent les deux situations, érosion ou dépôt. En cas d'érosion, la hauteur de la couche active doit être supérieure ou égale à la profondeur maximale érodable (Bennet et Nordin, 1977). En cas de dépôt, la couche active représente l'épaisseur des sédiments fraîchement déposés.

Dans tous les cas, l'épaisseur de la couche de mélange doit satisfaire les critères suivants :

- . reposer sur une interprétation physique des phénomènes,
- . être la plus faible possible afin de limiter les mélanges avec le substrat (effets du pavage),
- . être suffisante, pour ne pas limiter abusivement les évolutions sur chacune des composantes.

Quelle que soit la définition adoptée, celles-ci vont avoir des effets importants sur les résultats obtenus et la méthode de calcul retenue devra être testée. Les résultats obtenus sont très sensibles à la définition retenue et à l'épaisseur de la couche active (Parker, 1991).

### Stratification verticale

Les modèles diffèrent aussi dans la définition des sous-couches et leur gestion. Il faudra calculer à chaque pas de temps des termes d'échanges entre sous-couches et définir des opérations de mélange (apport positif) et de démixage (apport négatif). Ces opérations devront assurer une conservation globale de la masse, sur chacune des composantes (Balayn, 2001).

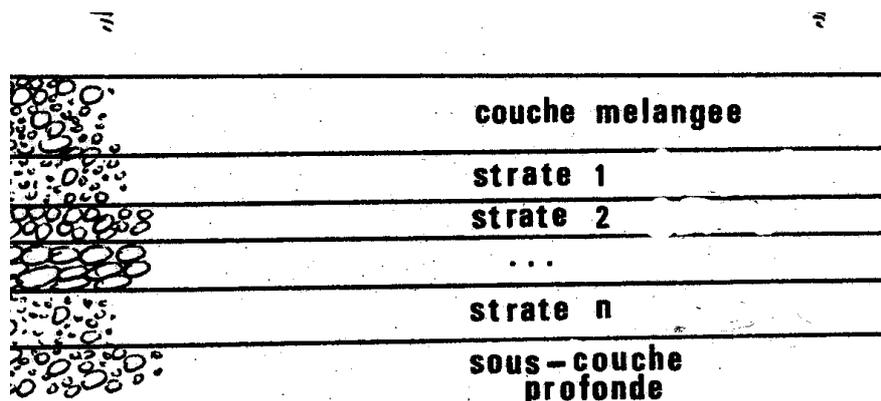


Figure 16 : Structure verticale d'un lit sédimentaire

### V.2.3 Inconvénients des méthodes classiques

L'approche classiquement utilisée consiste à discrétiser le fond et les courbes granulométriques. Cette méthode qui peut être mise en œuvre quelque soit l'allure de la courbe de distribution (bi-modale, trimodale, etc..), présente cependant les inconvénients suivants:

- le choix arbitraire des classes granulométriques,
- la définition de la couche de mélange,
- le nombre de sous-couches et leur composition.

Cette méthode est aussi complexe à mettre en œuvre, donc coûteuse sur le plan numérique : pour N fractions, le temps de calcul est multiplié par un facteur N environ, par rapport à la

durée du même calcul en granulométrie uniforme. Le temps d'un calcul sédimentologique reste cependant acceptable, et inférieur à celui d'un calcul hydrodynamique.

### V.3 Exemples de modèles en granulométrie étendue

Les modèles existants, décrits dans cette section, sont des modèles 1D, intégrés sur une section de l'écoulement, qui ont été développés pour des applications fluviales.

#### Modèle CARICHAR

La modèle conceptuel de couche de mélange est utilisé dans le code CARICHAR pour simuler le triage et le pavage. La méthode de calcul utilisée pour traiter les granulométries étendues, est décrite dans Rahuel et al (1989) (voir aussi la thèse de Rahuel, 1988, ainsi que celle de Yang, 1989). Le lit est considéré comme formé de trois parties différentes : une couche de mélange superficielle, les strates déposées et le lit original. La couche mélangée a une épaisseur variable. Sa composition varie aussi dans l'espace et dans le temps. Les strates déposées représentent une partie du lit construit pendant la période de dépôt, ce qui permet de garder en mémoire l'histoire de la variation du lit et de sa composition.

L'épaisseur de la couche de mélange, notée  $E_m$ , est variable :

- Pour des lits à l'équilibre :  $E_m$  est de l'ordre de 0.1 à 0.2 fois la hauteur d'eau, soit de l'ordre de grandeur des formes de fond.

- En cas de dépôt, la couche de mélange joue le rôle de stockage des sédiments déposés pour former les strates inférieures. L'épaisseur de la couche de mélange correspond à celle du dépôt.

- En cas d'érosion, la hauteur de la couche de mélange est proportionnelle à la taille maximale des sédiments susceptibles d'être entraînés  $D_{max}$ , d'après Borah et al, 1982 :

$$E_m = \frac{1}{(1-p)} \frac{D_{max}}{P(D < D_{max})}$$

Cette épaisseur correspond à la profondeur maximale qui doit être érodée, pour qu'il y ait pavage. La couche pavée est un état asymptotique de la couche de mélange, comme illustré sur la figure 17.

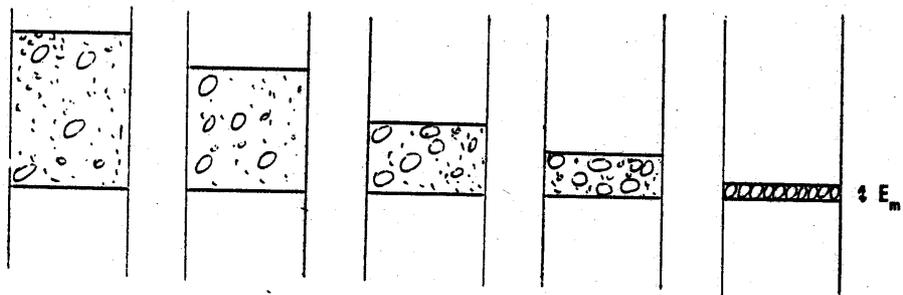


Figure 17: Evolution de la couche de mélange en cas d'érosion, (Rahuel, 1989).

## Modèle SEDICOUP

SEDICOUP est un système de modélisation hydro-sédimentaire 1D, développé par la SOGREAH (Belleudy, 2000). La formulation de SEDICOUP est inspirée de celle du modèle CARICHAR, mais l'épaisseur de la couche de mélange est considérée comme constante. On distingue les deux situations suivantes :

- Dépôt: l'épaisseur de la couche de mélange est de l'ordre de grandeur des plus larges grains. Au fur et à mesure que la surface du lit se déplace vers le haut, les sédiments de la couche de mélange sont enterrés et alimentent un flux vers les couches inférieures. Lorsque la première couche située en-dessous de la couche de mélange atteint une valeur limite (de l'ordre de 1,5 fois l'épaisseur de la couche de mélange), il y a création d'une couche supplémentaire.
- Erosion : l'épaisseur de la couche de mélange doit être de l'ordre de grandeur de la couche de sédiments mobilisable au cours d'un pas de temps.

Belleudy (2001) présente une analyse de sensibilité de ses résultats par rapport à l'épaisseur de la couche de mélange. Plus la couche est fine, plus les résultats sont précis grâce à une meilleure discrétisation de la structure verticale du lit. Mais il faut aussi diminuer le pas de temps, ce qui alourdit les calculs. Le modèle a été validé par rapport aux mesures de Seal et al (1997).

La prise en compte des fonds rigides dans SEDICOUP est décrite dans Belleudy (1992): le fond rigide est traité comme une couche particulière, les échanges sont bloqués avec les couches superficielles. Lorsque la couche active atteint le socle rigide, son épaisseur est peu à peu réduite à une valeur limite, qui correspond à une couche de grains en transit.

## Modèle TSAR

TSAR est un système de modélisation 1D, développé par le LNHE, pour simuler le transport par charriage en rivière. La formulation du transport solide en granulométrie étendue est similaire à celle de CARICHAR : le lit est représenté par système multicouches, composé de plusieurs strates d'épaisseur variable... La formulation permet aussi de tenir compte de la présence d'un socle rigide. La hauteur minimale de la couche de mélange est calculée par la formule de Borah (1982).

Des expériences en canal ont été réalisées au LNHE pour observer les effets du pavage dans le but de valider le modèle numérique (cf Allard et Chee, 1988 et Simon, 1986).

## Modèle développé par Balayn (2001)

Une approche différente est proposée par Balayn qui consiste à représenter la répartition des sédiments de manière synthétique par deux paramètres: le diamètre moyen et un paramètre d'étendue granulométrique (eg déviation standard). Cette approche permet d'éviter les inconvénients liés à la discrétisation d'une courbe granulométrique (définition des classes granulométriques, coût de calcul...). La méthode proposée repose sur la définition de compartiments sédimentaires, entre lesquels on effectue des mélanges, par des opérations de mixage et de démixage, ainsi que des bilans de masse. Le diamètre moyen et la déviation standard d'un mélange sont calculés par des moyennes géométriques, pondérées par la masse initiale de chacun des constituants.

Dans la méthode de Balayn, la couche active détermine le taux de transport et la composition du matériau transporté. L'épaisseur de la couche active varie en fonction de l'intensité des évolutions et correspond à la quantité maximale de matériaux susceptible d'être arrachée au cours d'un pas de temps. Cette définition de la couche active rejoint conceptuellement la méthode de traitement des fonds non-érodables . A la fin d'un pas de temps, l'excédent est stocké dans le substrat et modifie sa composition.

Le modèle de Balayn a été mis en œuvre pour modéliser l'évolution d'un bief dans un code mono-dimensionnel. Cette approche est intéressante par sa simplicité, donc moins coûteuse sur le plan numérique que la méthode générale. Elle est cependant limitée à des répartitions de sédiments unimodales et relativement homogènes.

## VI. CONCLUSION

Ce rapport présente une description des processus de transport en granulométrie uniforme, puis en granulométrie étendue. Les effets du tri granulométrique sont potentiellement importants et on observe in-situ une variation spatiale des caractéristiques des sédiments : on retrouve des sédiments fins préférentiellement dans les zones calmes, tandis que la présence de sédiments grossiers est généralement la marque de courants intenses. Le tri granulométrique se manifeste aussi par une stratification sur la verticale du lit sédimentaire avec, en période d'érosion, un appauvrissement de la couche de surface en sédiments fins. Cet effet de pavage freine progressivement le transit des sédiments, et doit être pris en compte dans le calcul du taux de transport et de sa composition.

Ces effets doivent être pris en compte dans un modèle morphodynamique, afin de représenter en particulier le phénomène de pavage. Les modèles existants, qui permettent de prendre en compte les effets d'une granulométrie étendue, présentent un certain nombre de points communs :

- Discrétisation des courbes granulométriques en un nombre donné de classes granulométriques, définies chacune par un diamètre moyen et un taux de présence.
- Correction des formules de transport solide par le biais d'un coefficient de masquage/exposition qui peut être appliqué soit à la contrainte critique d'entraînement, soit au taux de transport.

Pour chaque classe granulométrique, on est amené à résoudre une équation d'évolution des fonds. Le taux de transport d'une classe donnée est calculé en utilisant une formule de transport classique, corrigée pour tenir compte des interactions entre grains (effets de masquage/exposition). Le taux de transport ainsi obtenu est affecté d'un coefficient de pondération qui représente la disponibilité du matériel de la couche de surface.

- Discrétisation verticale du lit

Les modèles reposent sur une discrétisation du lit en un nombre donné de sous-couches, définies chacune par leur épaisseur et leur composition. Si les modèles diffèrent dans la gestion des strates, ils utilisent tous le concept de couche active ou couche de mélange, qui joue le rôle d'interface entre l'écoulement et le lit sédimentaire, et détermine la composition et la quantité de matériaux transportés.

Parmi les difficultés et les incertitudes des méthodes de modélisation, nous retiendrons les points suivants :

- Concept de couche active :

Il n'existe pas à l'heure actuelle de consensus sur son existence physique ni sur sa définition. L'épaisseur de la couche active varie suivant les auteurs entre le diamètre des grains ( $\sim D_{90}$ ) et la hauteur des dunes ( $\sim 0.2h$ ). Elle peut être soit imposée, soit calculée par le modèle. Son épaisseur joue cependant un rôle déterminant sur les résultats. Elle doit être la plus fine possible pour mieux représenter la structure verticale du lit, en particulier en cas de pavage.

Le pas de temps doit alors être réduit en proportion, afin de ne pas limiter abusivement le transit.

- Incertitude des méthodes de correction (masquage/exposition)

Il existe une grande diversité dans les formules de correction et une grande variabilité dans les résultats. La formule de correction dépend probablement de la formule de transport qui lui est associée.

- Temps de calculs :

Le nombre d'équations et le temps de calcul est proportionnel au nombre de classes granulométriques. Par ailleurs, les méthodes numériques doivent assurer la conservativité de la masse de chaque classe individuelle.

## REFERENCES

- Ackers P., White W.R., 1973: Sediment transport : a new approach and analysis, *Proc ASCE, J. Hydr. Div.*, Vol 99, HY11, pp. 2041-2060.
- Allard J., Chee P, 1988.: Modélisation du transport solide en rivière, *Rapport EDF-LNHE: HE-43/88-14*.
- Ashida K., Mishiue M., 1973: Studies on bed load transport rate in alluvial streams, *Trans JSCE*, Vol.4.
- Bagnold RA, 1956: The flow of cohesionless grains in fluids, *Proceedings of the Royal Society*, Vol 249, A. 964.
- Balayn P., 2001: Contribution à la modélisation de l'évolution morphologique des cours d'eau aménagés lors de crues, *Thèse*, Université Claude Bernard-Lyon 1.
- Basile, P.A., 2001: On the number of fractions to compute transport of sediment mixtures, *International Journal of sediment Research*, Vol.16, N°3, pp.399-407
- Belleudy P., 1992: Modeling Danube and Isar Rivers Morphological Evolution, *5<sup>th</sup> Intl. Symposium on River Sedimentation*, Karlsruhe.
- Belleudy P., 2000: Numerical simulation of sediment mixture deposition, part 1: analysis of a flume experiment, *Journal of Hydraulic Research*, Vol.38, N°6.
- Belleudy P., 2001: Numerical simulation of sediment mixture deposition, part 2: a sensitivity analysis, *Journal of Hydraulic Research*, Vol.39, N°1.
- Bennett, Nordin, 1977: Simulation of sediment transport and armoring, *Hydrological Sciences Bulletin*, XXII, Vol.4, N°12, pp. 555-569
- Bijker E.W., 1992. Mechanics of sediment transport by the combination of waves and current, In *Design and Reliability of Coastal Structures, 23rd Int. Conf. on Coastal Engineering*, 147-173.
- Borah D.K, Alonso C.V., Prasad S.H., 1982: Routing graded sediments in streams: formulations', *Journal of the hydraulics division*, ASCE, Vol.108, N°HY12, December, pp.1486-1505.
- Bray D.I., Church, 1980: Armoured versus paved greavel beds, *Journal of Hydraulic Division*, ASCE, Vol.106, N°HY 11.
- Day TJ, 1980: A study of the transport of graded sediments, HRS wallingford, *Report N° IT 190*.
- Damgaard J.S., Soulsby R.L., Hall L.J., Van Rijn L.C., 1999. Intercomparison of Sediment Transport Models. HR Wallingford, *Report TR79*.
- Duc B.M., 2001: Development of the Coupling-Sisyphé-2D System form non-equilibrium Bed Load and Non-Uniform Bed Material, IfH.

Egiazaroff I.V., 1965: Calculation of non-uniform sediment concentrations, *J of Hydr. Div. ASCE*, Vol. 91, N°4, pp. 225-248.

Einstein H.A., 1950: the bed load function for sediment transport in open channel flows, *Tech Bull N°1026*, US Dept of Agriculture, Soil Conservation Service, 71p.

Engelund F., Fredsoe J., 1982: Sediment ripples and dunes, *Annual review of Fluid Mechanics*, 14: 13:37.

Engelund F., Hansen A., 1967: A monograph on Sediment transport in alluvial streams, Tech. Univ. of Denmark.

Frijling H.C., 1952: Discussion of the sediment transport formulas of Kalinske, *2eme Journal Hydraulics*, Soc. Hydraulic de France, Grenoble, pp. 98-103.

Gonzales de Linares M., 2002 : Graded sediment in SISYPHE, *Rapport EDF-LNHE*, HP-75/2002/68.

Gunter A., 1971: Die kritische mittlere Sohlenschubspannung bei Mischungen unter Berücksichtigung des Deckschichtbildung und des turbulenten Sohlenschubspannung, Dissertation ETH, Zurich.

Holly FMJ, Rahuel JL, 1991: 'New numerical/physical framework for mobile-bed modeling, part1: numerical and physical principles; *Journal of hydraulic Research*, Vol.28, N°4, pp.401-415.

Hunziker RP, 1995: Fraktionsweiser Geschuebetransport, Ph.D. thesis, Mitteilungen Nr 138 deer Versuchanstalt fur Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zurich, Switzerland.

Karim MF, Kennedy JF, 1982: A computer based flow and sediment routing IIR *Report N°250* Modelling for streams and its application to the Missouri River, University of Iowa, Iowa City, IA.

Kennedy J.F., Koh R.C.Y., 1961: the relation between the frequency distribution of sieve diameters and fall velocities of sediment particle, *Journal of Geophysical Research*, Vol.66, pp. 4233-42466.

Khin NiNi Thein, 1989 : One dimensional morphological modelling of graded sediments *Report N°Q697*, Delft Hydraulics, The Netherlands.

Klaassen G.J., 1987: Armoured river beds during floods, *Euromech 215*, Genova, Italy, 15-19, Sept 1987.

Klaassen G.J. , 1991: Experiments on the effect of gradation and vertical sorting on sediment transport phenomena in the dune phase, Grain Sorting Seminar, Ascona, 1991.

Laguzzi M., 1994: Modelling of sediment mixtures, Report N° Q 1660, WL Delft Hydraulics.

Laursen E.M.,1958: The total sediment load of streams, *Journal of the Hydraulic Division*, ASCE, Vol.54, N°HY1, Proc. Paper 1530, pp1-36.

Meyer-Peter E., Müller R., 1948: Formulas for bed-load transport Proc. of 3rd Conference IAHR, Stockholm, Sweden.

EDF R&D LNHE	Modélisation du transport sédimentaire en granulométrie étendue : étude bibliographique- Programme Biparti 2001	HP-75/2003/011 Page 49/51
-----------------	--	------------------------------

Migniot C.: Manuel sur l'hydrosynamique sédimentaire et l'érosion du littoral, Première partie, Hydrodynamique sédimentaire, Compiègne, STCPMVN, Secrétariat d'Etat à la mer, Sogreah,-LCHF, sans date, *Rapport n°51078 RI*.

Nezu I., Nakagawa H., 1993 : Turbulence in open-channel flows, IAHR Monograph Series.

Parker G., Klingeman P., Mc Lean D., 1982: Bed load and size distributions in paved gravel-bed streams, *Journal of the Hydr. Division*, ASCE, Vol.198, N°HY4, pp.544-571.

Parker G., 1990: Surface-based bed-load transport relation or gravel rivers, *J. of Hydraulic Research*, Vol.28, N°4, pp.417-436.

Parker G., 1991: Some random notes on grain sorting, *Proceedings of the Grain Sorting Seminar*, Ascona.

Patel P.L., Rangaraju KG, 1996: fractionwise calculation of bed load transport, *J. of Hydraulic Research*, Vol.34, N°3.

Profitt G.T., Sutherland A.J., 1983 : Transport of non-uniform sediments, *J. of Hydraulic Research*, Vol.21, N°1, pp.33-43.

Rahuel J.L., 1988: Modélisation de l'évolution du lit des rivières alluvionnaires à granulométrie étendue, *Thèse de l'Institut National Polytechnique d'Hydraulique et de Mécanique de Grenoble*.

Rahuel J.L., Holly F.M., Chollet J.P., Belleudy P.J., Yang G., 1989: Modeling of riverbed evolution form bedload sediment mixtures, *J. Hydraulic Engineering*, Vol. 115, N°11.

Ribberink, JS, 1987: Mathematical modeling of one dimensional morphological changes in rivers with non uniform sediment, *Communications on Hydr. and Geotechnical Engrg.*, R 87-2, TU Delft, The Netherlands.

Seal, R., Paola, C., Parker ,G., Southar, JB, Wilcock, PR., 1997: Experiments on downstream fining of gravel, 1, Narrow-channel runs, *J. Hydraulic Engineering*, ASCE, 123 (10), 874-884.

Shen HW, Lu JY, 1983: Development and prediction of bed armouring, *J. of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol.109; N°4, April, pp.611-629.

Simon L., 1986: Transport solide de sédiments de granulométrie non-uniforme, *Rapport EDF HE/43/86-28*.

Söhngen B., Kellerman J., Loy G., 1992: Modelling of the Danube and Isar Rivers Morphological Evolution, Part I, *Proceedings of the 5th Int. River Sedimentation*, Karlsruhe

Soulsby R.L.,1997: *Dynamics of marine sands*, HR Wallingford, T.Telford Publications.

Suzuki K., Hano A., 1992: Grain size change of bed surface layer and sediment discharge of an equilibrium river bed, *Proc. Grain sorting seminar*, Ascona, Switzerland, pp.151-156.

Swart H.,1976: Computation of longshore transport, Delft Hydraulics, *Report R 968-I*, Delft, the Netherlands.

Terwindt JJ, 1962: Study of grain size variations at the coast of Katwijk, the Netherlands, Note K-324, Rijkwaterstaat, Deltadienst, the Haque.

Van Rijn L.C., 1984: Sediment transport - Part I : bed load - Part II: suspended load, *J. of Hydraulic Division, Proc. ASCE*, **110**, HY10, 1431-56, HY11, 1613-41.

Van Rijn L.C., 1993: *Principles of Sediment Transport in Rivers* , estuaries and coastal seas, Aqua Publications

Van der Scheer P. , 2000: Transport formulae for graded sediments - Verification with flume data (*Msc Thesis*, University of Twente)

Van der Scheer P. , Blom A., Ribberink JS, 2001: Transport formulae for graded sediments, Research report 2001 R-003/MICS-022, Civil Engineering and Management, University of Twente, the Netherlands.

Wang Y.F., 1977 :Bed load transport in open channel, *17th IAHR congress*, Baden-Baden.

Yang G.L., 1984 : Modèle de transport complet en rivière avec granulométrie étendue, *Thèse* de l'Université Joseph Fourier, Grenoble 1.

## LISTE DES FIGURES

Figure 1: Relation entre le diamètre obtenu par tamisage et le diamètre de sédimentation (Kennedy et Koh, 1961)

Figure 2: Photographie au microscope d'échantillons de sable (Kennedy et Koh, 1961)

Figure 3 : Courbe de répartition log-normale pour différentes valeurs de  $\sigma_g$

Figure 4 : Courbe de répartition cumulée

Figure 5: Mélange bi-modal de deux sables représentés par une distribution log-normale (Balayn, 2001).

Figure 6 : Courbes de répartition cumulée sur des échantillons in-situ (Basile, 2001)

Figure 7: Effet des formes de fond (Engelund et Fredsoe, 1982).

Figure 8: Diagramme de Shields

Figure 9: Intercomparaison des formules de transport de Einstein, Frilink, Meyer-Peter et Muller (Van Rijn, 1984)

Figure 10: Influence de la taille des particules sur le calcul du taux de transport (Van Rijn, 1984)

Figure 11: Illustration de l'effet de masquage/exposition

Figure 12.a: Intercomparaison de différentes formules de correction

Figure 12.b: Intercomparaison de différentes formules de correction

Figure 13 : Formule de Hunziker

Figure 14: Schématisation du processus de pavage

Figure 14b : Observations d'une couche de pavage (expériences de Gunter, 1971).

Figure 15: Discrétisation d'une courbe granulométrique

Figure 16 : Structure verticale d'un lit sédimentaire

Figure 17: Evolution de la couche de mélange en cas d'érosion (Rahuel, 1989)