

# **Gestion des sédiments : opérations de chasses en géométrie idéalisée**

*Mémoire de fin d'études réalisé en vue de l'obtention du grade  
d'Ingénieur Civil des Constructions, à finalité approfondie*

Par Albin CORNIL MOLINO

Jury:

Sébastien ERPICUM

Albert BOLLE

Anne-Marie HABRAKEN

Michel PIROTTON

Benjamin DEWALS

Mathieu VESCHKENS

Année Académique 2010 – 2011



# **Gestion des sédiments : opérations de chasses en géométrie idéalisée**

*Mémoire de fin d'études réalisé en vue de l'obtention du grade  
d'Ingénieur Civil des Constructions, à finalité approfondie*

Par Albin CORNIL MOLINO

Jury:

Sébastien ERPICUM

Albert BOLLE

Anne-Marie HABRAKEN

Michel PIROTON

Benjamin DEWALS

Mathieu VESCHKENS

Année Académique 2010 – 2011

*Je tiens à remercier chaleureusement l'ensemble des membres du HACH (Hydrology, Applied Hydrodynamics and Hydraulic Constructions) de m'avoir permis d'effectuer cette étude et d'avoir mis à ma disposition les infrastructures nécessaires. Leur disponibilité et leurs conseils ont été essentiels.*

*Je remercie tout particulièrement Monsieur ERPICUM S., pour son suivi motivant durant l'élaboration de ce travail de fin d'études.*

*Je remercie également Monsieur DEWALS B. et Monsieur PIROTTON M. pour leurs précieux conseils, leurs enseignements et leurs rapprochements théoriques avec les expériences réalisées.*

*Je remercie aussi le personnel technique du laboratoire pour son aide à la mise en place des expériences.*



*Auteur : CORNIL MOLINO Albin*

*Section : Ingénieur Civil des Constructions, à finalité approfondie*

*Année académique : 2010-2011*

*Résumé :*

Cette étude, réalisée au Laboratoire des Constructions Hydrauliques de l'Université de Liège concerne l'alluvionnement sédimentaire des réservoirs de barrage et plus précisément l'optimisation de chasses hydrauliques sur un fond non érodable par action de la vanne de fond. L'utilisation d'un programme a servi à sélectionner un type de granulé de plastique capable de faire correspondre l'échelle spatio-temporelle réelle aux conditions de laboratoire dans un canal de 6m et de section rectangulaire (0.15mx0.75m).

Deux campagnes d'essais, 30 simulations pertinentes et reproductibles ont généré une base de données des mécanismes de transports sédimentaires pour l'analyse de l'érosion régressive à proximité du barrage et le transport de dunes pouvant être observées plus à l'amont. L'érosion d'une couche de sédiments lors de la vidange partielle du canal d'expérimentation et l'évolution du transport d'un monticule de sédiments en conditions d'écoulement continu et uniforme ont conduit à de nombreuses observations.

La concordance de résultats numériques et expérimentaux a pu être prouvée. Les phénomènes sur lesquels s'appuient des plans de chasses hydrauliques optimisées ont pu être confirmés et une description complète du transport de dunes sur fond non érodable a pu être réalisée. Le premier résultat de l'étude est la mise en place d'un banc d'expérience opérationnel garantissant des essais reproductibles pour déterminer l'influence de plusieurs paramètres. Un deuxième résultat concerne la pertinence de ce type d'expérimentation pour calibrer les résultats générés par des modélisations numériques. Un troisième résultat spécifie l'identification des paramètres influençant significativement les modélisations expérimentales réalisées sur fond non érodable en géométrie idéalisée. Divers enseignements et confirmations sur l'efficacité du transport sédimentaire lors de chasses hydrauliques ont été actés.

*Abstract :*

This study, executed in the Laboratory of Hydraulic Constructions at the University of Liege concerns the reservoir sedimentation of dams and more exactly the optimization of flushing operations on non-erodible bottom, by the action of a sluicing outlet. A program has been used to select a kind of plastic particle able to realize the correspondence between the real spatiotemporal scale and conditions of laboratory, in this case, a channel of 6m length and a rectangular section (0.15mx0.75m).

Two experimental campaigns, 30 relevant and reproducible simulations have generated a database of the mechanisms of sedimentary transport for the analysis of the retrogressive erosion close to the dam and the transport of dunes observed upstream. The erosion of a layer of sediments during the partial sewage of the testing channel and the evolution of the transport of a heap of sediments in conditions of continuous and uniform flow have led to numerous observations.

The concordance between numerical and experimental results has been proved. The management of optimum flushing operations has been confirmed and a complete description of the transport of dunes on non-erodible bottom has been realized. The first result of the study is the implementation of an operational infrastructure of modeling, guaranteeing reproducible experiments to establish the influence of several parameters. The second result concerns the relevance of this type of experiment to calibrate the results generated by numerical modeling. The third result is the identification of the most important parameters for the experimental modeling realized on non-erodible bottom, in idealized geometry. Various confirmations, lessons about the efficiency of the sedimentary transport during flushing operations have been acted.

# TABLE DES MATIÈRES

<b>1. Introduction.....</b>	<b>6</b>
<b>2. Gestion de la sédimentation .....</b>	<b>7</b>
2.1. Sédimentation.....	7
2.2. Problèmes rencontrés.....	7
2.3. Techniques de remédiations.....	8
2.4. Conclusions .....	10
<b>3. Campagnes expérimentales antérieures .....</b>	<b>11</b>
<b>4. Objectifs de l'étude.....</b>	<b>14</b>
<b>5. Démarche suivie.....</b>	<b>15</b>
<b>6. Simulations numériques préliminaires .....</b>	<b>17</b>
6.1. Présentation du modèle numérique .....	17
6.2. Choix des propriétés des sédiments .....	18
6.2.1. Modélisation I.....	18
6.3. Choix des essais à réaliser.....	19
6.3.1. Modélisation II .....	19
6.3.2. Modélisation III.....	21
6.3.3. Modélisation IV .....	22
6.4. Conclusions .....	24
<b>7. Dispositifs expérimentaux .....</b>	<b>26</b>
7.1. Propriétés des sédiments .....	26
7.1.1. Matériau.....	26
7.1.2. Dimensions .....	27
7.1.3. Densité.....	28
7.1.4. Porosité .....	30
7.1.5. Coefficient de frottement.....	30
7.1.6. Nombres caractéristiques .....	30
7.1.7. Lois de similitudes.....	31
7.2. Dispositif expérimental.....	32
7.3. Instruments de mesure .....	35
7.3.1. Vitesses d'écoulement.....	35
7.3.2. Débits .....	35
7.3.3. Hauteurs d'eau .....	36
7.3.4. Dynamique du fond sédimentaire (écho-sondeur).....	36
7.3.5. Dynamique du fond sédimentaire (caméra).....	37

<b>8. Campagne d'essais 1 .....</b>	<b>39</b>
8.1. Descriptif des essais .....	39
8.2. Objectifs .....	41
8.3. Observations préliminaires .....	41
8.4. Reproductivité des essais .....	43
8.5. Validation des mesures déduites des images vidéos .....	44
8.6. Variation de paramètres .....	45
8.7. Confrontation entre les résultats numériques et expérimentaux .....	48
8.7.1. Analyse de sensibilité .....	49
8.7.2. Conditions de mise en suspension .....	50
8.8. Mise en parallèle aux modélisations numériques .....	51
8.9. Dédutions du modèle numérique .....	52
8.10. Conclusions .....	55
<b>9. Campagne d'essais 2 .....</b>	<b>58</b>
9.1. Descriptif des essais .....	58
9.2. Objectifs .....	59
9.3. Observations préliminaires .....	59
9.4. Reproductivité des essais (1) .....	62
9.5. Analyse des profils de vitesse .....	63
9.5.1. Profils de vitesse sur la longueur du canal .....	64
9.5.2. Profils de vitesse au niveau du monticule de sédiments .....	65
9.5.3. Conclusions .....	67
9.6. Amélioration du protocole d'essai .....	68
9.7. Reproductivité des essais (2) .....	70
9.8. Variation de l'épaisseur de sédiments .....	73
9.9. Variation du débit hydraulique .....	78
9.10. Conclusions .....	83
<b>10. Conclusions .....</b>	<b>87</b>
<b>8. Sources .....</b>	<b>92</b>
<b>9. Annexes .....</b>	<b>94</b>
<b>10. Table des illustrations .....</b>	<b>105</b>

# 1. INTRODUCTION

---

De nombreux réservoirs de barrages ont été construits à travers le monde. Beaucoup d'autres sont en construction ou au stade de projet. Sans une stratégie globale de gestion des sédiments, la plupart de ces réservoirs seront complètement alluvionnés d'ici 2 à 3 siècles (CIGB-ICOLD, 2009).

Des exemples concrets de cette problématique sont rencontrés sur tous les continents. Selon la CIGB (Commission Internationale des Grand Barrages), environ 45% de la capacité actuelle des réservoirs de barrage devraient s'en trouver affectée de manière significative d'ici 15 ans (CIGB-ICOLD, 2007).

En effet, en modifiant les conditions naturelles d'écoulement par la construction de barrages, l'homme induit l'alluvionnement de leurs réservoirs. Ce phénomène est inévitable et irrémédiable, les barrages perturbent l'équilibre naturel de la sédimentation. L'alluvionnement ne s'arrête que lorsque l'ensemble du réservoir est comblé par les sédiments et que l'équilibre sédimentaire est à nouveau atteint. Les pratiques actuelles de maîtrise de l'alluvionnement se révèlent coûteuses et en partie inadéquates, notamment sur le plan environnemental. Tant le dimensionnement que les modes de gestion des ouvrages doivent encore être perfectionnés, pour améliorer la gestion durable des sédiments.

Ces dernières années, suite à une prise de conscience des divers enjeux et risques, économiques et environnementaux, les budgets consacrés aux études d'incidences sont de plus en plus conséquents lors de la mise en œuvre des projets. Il est primordial d'identifier et de quantifier ces risques futurs sur base des expériences et des recherches. D'autre part, la construction de nouveaux barrages se révèle de plus en plus complexe ; les réglementations environnementales actuellement en vigueur sont strictes et les sites exploitables d'un point de vue pratique et économique sont de plus en plus limités.

Les prédictions hydrosédimentaires sont délicates. De nombreux aspects du transport sédimentaire ne sont pas maîtrisés. Ce manque de connaissance a pour conséquence l'obligation de réaliser des études spécifiques sur des modèles réduits.

L'objectif principal de ce travail est d'étudier expérimentalement le transport sédimentaire sur fond non érodable en géométrie idéalisée et d'appliquer les résultats à l'amélioration des modèles numériques et à la gestion des chasses hydrauliques (Figure 1).



Figure 1 - Chasse hydraulique réalisée en Iran (Dez Reservoir) à gauche (Emamgholizadeh et al., 2006) et en Chine (Sanmenxia Reservoir) à droite (CIGB-ICOLD, 2009)

## 2. GESTION DE LA SÉDIMENTATION

### 2.1. SÉDIMENTATION

A l'amont des barrages, les sédiments sont naturellement transportés jusqu'aux retenues. Ceux-ci proviennent essentiellement de l'érosion induite par le ruissellement diffus de l'eau sur les bassins versants. La quantité de sédiments transportés varie notamment en fonction du climat, de l'étendue des bassins versants et de la géologie du site concerné. Qu'il s'agisse de transport par charriage ou en suspension, à l'approche du réservoir, l'écoulement ralentit et la capacité de transport des sédiments diminue. A cause de leur poids plus important, les sédiments de granulométries grossières sont déposés les premiers. Au fur et à mesure que les vitesses d'écoulement décroissent à l'approche du barrage, les sédiments de granulométries plus fines se déposent. La quasi-totalité des sédiments finissent piégés dans le réservoir, ce qui induit une diminution rapide de la capacité de stockage du barrage (Figure 2). Il est par la suite très difficile d'évacuer ces sédiments et ceux-ci peuvent engendrer de graves dysfonctionnements au niveau du barrage (CIGB-ICOLD, 2007).

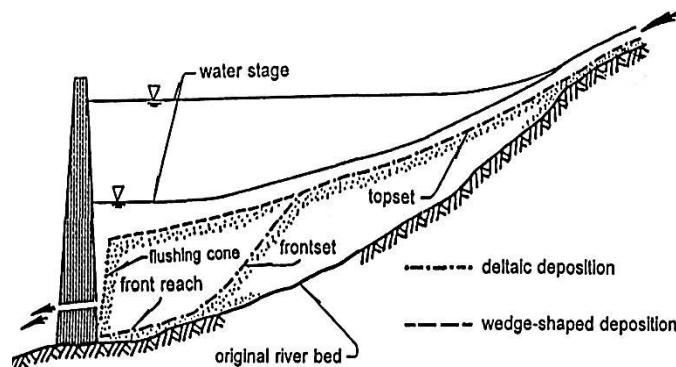


Figure 2 - Schéma des dépôts sédimentaires dans la direction longitudinale (Shen, 1999)

### 2.2. PROBLÈMES RENCONTRÉS

Suite au remplissage de la retenue par les sédiments, les barrages ne peuvent plus remplir la fonction qui leur était initialement dévolue (Badraoui et al, 2001 ; Morris, 1997 ; White, 2001). Les conséquences probables sont les suivantes :

- La capacité du réservoir : Le volume d'eau utile disponible étant réduit, le service rendu par le barrage diminue. La capacité de stockage du barrage est amoindrie voire même complètement éliminée.
- La capacité de laminage des crues : Le volume de stockage de retenue étant plus faible, le contrôle des crues s'avère plus difficile. Les crues constituent donc une menace plus importante pour les zones inondables situées à l'aval du barrage.
- La sécurité de l'ouvrage :
  - Augmentation des sollicitations ;  
La masse volumique des sédiments étant plus importante que celle de l'eau, les efforts appliqués sur le barrage sont plus importants. Cette sollicitation est aussi augmentée en cas de tremblements de terre.
  - Obstruction de certains organes du barrage ;

Les vannes de fond peuvent être bloquées par des sédiments consolidés. En situation d'urgence la capacité de réaction face aux crues est donc réduite.

- Altération des caractéristiques de résistance de l'ouvrage.  
Divers réactions chimiques se produisant à l'interface entre les sédiments et le barrage induisent des risques de dégâts plus importants.
- L'endommagement des infrastructures: Les vannes et les turbines de barrages sont endommagées par l'abrasion des sédiments lors de leur évacuation. Cela induit une augmentation de la maintenance nécessaire et une perte d'efficacité de ces infrastructures hydrauliques. Des études sont souvent mises en oeuvre afin de déterminer les caractéristiques des sédiments pouvant atteindre ces organes.
- L'aval du barrage: L'interruption de l'écoulement naturel par le barrage entraîne une réduction de la charge sédimentaire, des nutriments et autres matériaux organiques à l'aval du barrage.
  - La morphologie du lit de la rivière à l'aval du barrage évolue donc différemment suite au manque de charge sédimentaire (abaissement du lit de la rivière et dégradation de la stabilité des berges).
  - Le changement de dynamique des matériaux écologiques essentiels perturbe l'écosystème local (l'habitat écologique et les sites de reproduction des espèces). Lors de l'ouverture brusque des vannes de fond du barrage, d'importantes concentrations de sédiments sont évacuées en un laps de temps très court, perturbant l'écosystème présent à cet endroit.
- L'amont du barrage: Le remplissage de la retenue par des sédiments peut entraîner une surélévation du niveau d'eau et, par conséquent, des problèmes concernant l'écosystème, la navigation ou la production d'énergie hydraulique.
- L'impact environnemental:
  - Elimination complexe des particules en suspension présentes dans l'eau ;
  - Dégradation de la qualité de l'eau induite par le phénomène d'eutrophisation (déficits en oxygène, enrichissement en nitrates et phosphates) ;
  - Emprisonnement possible de contaminants et de polluants dans les couches argileuses.

Au final, les impacts liés à la gestion des sédiments sont extrêmement complexes et importants. Aucun barrage n'échappe à ces phénomènes. C'est pourquoi la gestion à court et long terme de la sédimentation des réservoirs de barrage est aussi essentielle que la gestion d'un point de vue hydraulique. Il est donc capital de rentrer dans une perspective de développement durable des ouvrages hydrauliques (Badraoui et al, 2001 ; Morris, 1997 ; White, 2001).

## 2.3. TECHNIQUES DE REMÉDIATIONS

Plusieurs techniques peuvent être mises en oeuvre afin de remédier à l'alluvionnement des réservoirs de barrage.

1. La gestion des bassins versants du barrage ;

Afin de limiter la quantité de sédiments transportés par l'écoulement en amont des barrages, certaines précautions peuvent être adoptées. Le déboisement des bassins versants du réservoir est évité et des « pièges à sédiments » sont disposés à l'amont des réservoirs de barrage (nécessitant un dragage ultérieur) (CIGB-ICOLD, 2007).

2. L'évacuation de l'eau chargée en sédiments, le stockage de l'eau claire ;

Lors de crues importantes, de grandes quantités de sédiments en suspension sont transportées jusqu'au barrage. Afin d'éviter leur dépôt dans le retenue, ils peuvent être directement extraits du réservoir par les organes d'évacuation. Plusieurs variantes opérationnelles peuvent être apportées à cette méthode. Le niveau d'eau peut notamment être abaissé afin d'augmenter les vitesses d'écoulement et donc le transport sédimentaire. Les avantages de cette solution sont souvent mis en avant : efficacité, stabilité écologique et gestion durable des centrales hydroélectriques (Wang et al., 2009 ; Emamgholizadeh et al., 2006).

3. L'excavation mécanique, le dragage et l'hydro-suction ;

Diverses méthodes mécaniques permettent de récupérer les sédiments. Il est ensuite nécessaire de les stocker ou de les évacuer à l'aval. Cette solution est efficace mais engendre des coûts importants.

4. Les chasses hydrauliques ;

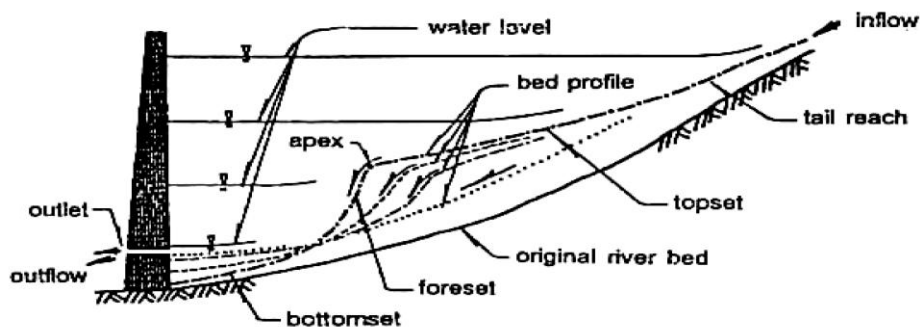


Figure 3 - Schéma du profil sédimentaire observé lors d'une chasse à surface libre (Talebbeydokhti et al., 2004)

Les chasses hydrauliques permettent d'éroder les sédiments du réservoir par l'intermédiaire de vannes situées dans le fond de barrage en béton. Suite à l'abaissement progressif du niveau d'eau, les vitesses d'écoulement augmentent et induisent l'emportement des sédiments. Il existe deux types de chasse hydraulique :

- Les chasses hydrauliques sous pression : Le niveau d'eau n'est alors que partiellement abaissé. L'efficacité de cette chasse est, par conséquent, limitée à une zone succincte du réservoir (cône d'envasement). Il s'agit donc d'une méthode applicable pour de petits réservoirs ou pour libérer localement les organes évacuateurs des sédiments (Emamgholizadeh et al., 2006 ; Wang et al., 2009).
- Une chasse de surface : Le niveau d'eau dans le barrage est alors abaissé de façon significative. Les vitesses d'écoulement générées « à surface libre » sont bien plus importantes. La capacité de transport de ce type d'écoulement étant plus importante, l'efficacité de cette technique de chasse est bien plus significative et concerne une zone



bien plus étendue du réservoir (**Figure 3**) (Boillat et al., 2008 ; Emamgholizadeh et al., 2006 ; Wang et al., 2009 ).

Les chasses hydrauliques sont mieux adaptées aux barrages dont le remplissage ultérieur peut être effectué rapidement, l'impact dans le temps est alors moins important. Il est intéressant de réaliser la chasse dans la phase montante de l'hydrogramme de crue afin d'évacuer un maximum de sédiments et de pouvoir restaurer une partie de la capacité de stockage du réservoir. Les crues nivales sont préférées aux crues automnales car elles sont plus longues et importantes en volume (Benblidia, 2001 ; Poiriel, 2001).

Cette méthode d'évacuation des sédiments n'est pas toujours économiquement rentable. Des limitations à l'emploi de cette technique ont donc été émises :

- Une première approche consiste à évaluer le rapport entre le coût d'un volume d'eau évacué lors de la chasse par rapport au gain obtenu par le volume de la retenue récupéré (Bouchard, 2001). Sur base de cette approche, les différentes méthodes proposées dans ce chapitre peuvent être comparées.
- Les opérations de chasse sont limitées par les aspects suivants :
  - Solution efficace uniquement pour des réservoirs étroits ;
  - Nécessite de grands volumes d'eau ;
  - Niveau de la retenue à réduire fortement ;
  - Vannes de fond avec de grandes capacités d'évacuation.

Sur base de ces affirmations, des critères ont été proposés afin d'exprimer l'applicabilité des chasses hydrauliques. Ces critères concernent notamment la contrainte d'emportement des sédiments, la proportion du volume du réservoir sédimenté, les dimensions du réservoir, la largeur du canal de chasse, le rapport entre le niveau d'eau en situation normale et le niveau d'eau atteint lors de la chasse hydraulique et le bilan sédimentaire effectué à l'échelle du barrage (Atkinson, 1996).

#### 5. L'utilisation de galeries de dérivations.

Ce type de méthode permet d'éviter que les sédiments se déposent dans le réservoir par l'intermédiaire d'un canal de dérivation. Elle permet ainsi l'évacuation de la charge sédimentaire fine et grossière, et donc de rétablir une partie de la dynamique alluviale du cours d'eau (Boillat et al., 2008).

## 2.4. CONCLUSIONS

La gestion des sédiments est difficile car elle doit tenir compte d'intérêts économiques à court terme. A l'inverse des chasses hydrauliques, maximiser les hauteurs d'eau dans la retenue permet, par exemple, d'augmenter le rendement d'une centrale hydroélectrique. En fonction d'impératifs de gestion du barrage, l'évacuation de ces sédiments peut être considérée comme une priorité. A titre d'exemple, la capacité de stockage du barrage de Sanmenxia en Chine a été réduite en 6 ans de plus de 40% par rapport à la capacité initiale du réservoir (White, 2001). Il est par conséquent primordial de gérer de façon durable, à long terme, les aspects sédimentaires rencontrés au niveau des retenues de barrage.

### 3. CAMPAGNES EXPÉRIMENTALES ANTÉRIEURES

---

Divers aspects du transport sédimentaire, des chasses hydrauliques et de l'influence d'un fond non érodable ont déjà été analysés lors de précédents essais expérimentaux. Une synthèse de cette littérature est réalisée dans ce chapitre.

Certaines expériences ont mis en évidence le fait que le transport sédimentaire dans un réservoir de barrage est autant influencé par la morphologie des dépôts sédimentaires que par les propriétés mêmes des sédiments. Les conditions optimales permettant la réalisation de chasses hydrauliques sont donc directement liées aux quantités de sédiments présentes dans le réservoir et par conséquent, à la fréquence des chasses hydrauliques réalisées (Kantoush et al., 2008).

L'objectif de la plupart des essais expérimentaux sur les chasses hydrauliques est de quantifier la quantité de sédiments évacués lors d'opérations de chasse contrôlées par une vanne de fond ou par un écoulement à surface libre. L'objectif est de pouvoir prédire l'épaisseur et l'évolution temporelle du canal érodé dans le réservoir lors d'une chasse hydraulique afin d'en définir les conditions optimales de mise en œuvre (Jugović et al., 2009). Cette efficacité est le plus souvent décrite par un paramètre, dont la formulation est la suivante :

$$F_e = \frac{V_{Se} - V_{Si}}{V_w}$$

Avec «  $V_{Se}$  » le volume de sédiments évacués, «  $V_{Si}$  » le volume de sédiments entrant dans le réservoir, «  $V_w$  » le volume d'eau requis.

Ce paramètre est initialement important suite au faible volume d'eau évacué lors de l'ouverture de la vanne par rapport à la quantité de sédiments transportés. Par la suite, si le niveau d'eau dans la retenue reste important, ce paramètre décroît jusqu'à zéro, correspondant à l'atteinte locale de l'équilibre sédimentaire suite à la formation d'un cône d'envasement (Jugović et al., 2009).

Le volume de ce cône d'envasement a été examiné en fonction de plusieurs paramètres. Trois variables principales ont déjà été envisagées lors d'expérimentations : la taille des sédiments (fin, moyen ou grossier), le niveau d'eau du réservoir et les débits de chasse hydraulique. Les expériences ont démontré que les chasses sous pression ont un effet localisé, uniquement prépondérant au niveau de l'exutoire. La quantité de sédiments évacués augmente lorsque :

- La hauteur d'eau dans le réservoir est plus faible.
- Les débits d'évacuation à l'exutoire sont plus importants.
- Les sédiments sont de granulométrie plus fine.

Ces résultats confirment que cette solution n'est à utiliser que pour évacuer les sédiments de dispositifs locaux comme les exutoires. D'autre part, pour accroître le volume de sédiments chassés, il est manifestement nécessaire de réduire au minimum opérationnel la hauteur d'eau dans le réservoir et dans la mesure du possible, d'effectuer des chasses hydrauliques de surface avec un débit maximum (Emamgholizadeh et al., 2006, 2008 ; Shen, 1999).

L'influence d'un fond non érodable sur le transport sédimentaire a également été examinée lors d'opérations de chasses hydrauliques. Plusieurs débits d'évacuation ont été testés afin d'analyser le transport de sédiments préalablement disposés dans une zone proche des organes évacuateurs. En-dessous de cette couche de sédiments, un fond non érodable représentant le

bedrock a été disposé. Il a ainsi été possible de décrire l'évolution temporelle et l'efficacité de divers protocoles de chasses hydrauliques (Dewals et al., 2009).

Lorsque des conditions de chasse hydraulique « à surface libre » sont analysées, l'écoulement se concentre au niveau d'un canal et une érosion régressive est observée. Le transport de sédiments se produit alors beaucoup plus en amont du barrage (Figure 4), l'efficacité de la chasse est d'autant plus importante. Les résultats ont montré que le taux de sédiments chassés est fortement associé au débit évacué, au gradient de surface s'établissant lors de la chasse, à la section du barrage et à la largeur du canal d'érosion créé (Talebbeydokhti et al., 2004).

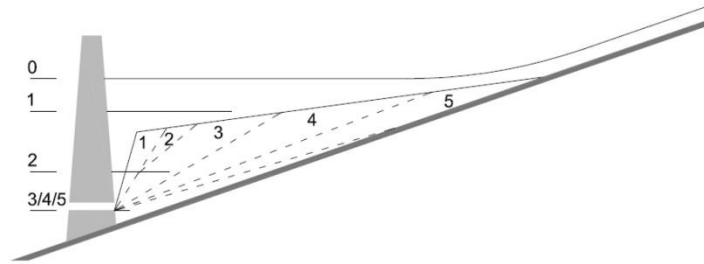


Figure 4 - Schéma du canal érodé par érosion régressive en fonction du niveau d'eau dans le réservoir (Jugović et al., 2009)

Sur base d'essais, des lois décrivant le débit sédimentaire évacué (méthode de l'université de Tsinghua (IRTCES)) ainsi que les dimensions du canal d'érosion régressive généré ont été déterminés (Atkinson, 1996).

#### Le débit sédimentaire de chasse

$$Q_s = \psi \frac{Q_f^{1.6} S^{1.2}}{W^{0.6}}$$

Avec «  $Q_s$  » la capacité de transport des sédiments (t/s), «  $Q_f$  » le débit hydraulique ( $m^3/s$ ), «  $S$  » la pente du réservoir, «  $W$  » la largeur du canal (m) et «  $\psi$  » une constante définie en fonction du type de sédiments [1600 pour des sédiments éoliens, 650 pour des sédiments de diamètre moyen inférieur à 0.1mm, 300 pour des sédiments de diamètre moyen supérieur à 0.1mm, 180 pour une chasse à faible débit liquide].

#### La largeur du canal d'érosion régressive

$$W_f = 12.8 Q_f^{0.5}$$

Avec «  $Q_f$  » le débit liquide ( $m^3/s$ ), «  $W_f$  » la largeur du canal créé.

#### La pente du canal de chasse

$$\tan \alpha = \frac{31.5}{5} \rho_d^{4.7}$$

Avec «  $\alpha$  » l'angle de la pente en équilibre ( $^\circ$ ), «  $\rho_d$  » la masse volumique sèche ( $t/m^3$ ).

Ces résultats résultent de l'hypothèse que la largeur du canal d'érosion régressive est sans relation apparente avec les propriétés sédimentaires (cohésion, pente, épaisseur). Inversement, la pente développée dépend des propriétés des sédiments et de leur degré de consolidation (Atkinson, 1996).

L'érosion régressive ne se produit qu'au niveau du canal de chasse (Figure 5). L'efficacité d'une chasse hydraulique est donc plus importante lorsque le réservoir est étroit. Lorsque la largeur du réservoir est importante, la chasse hydraulique aura un effet réduit par rapport à la taille du réservoir. Seuls des modèles à 2 dimensions mettent en évidence ce phénomène. Lorsque de

puissants écoulements sont générés, un canal d'érosion large est créé. Un canal d'érosion plus profond est plutôt le résultat d'écoulements faibles (Shen, 1999).

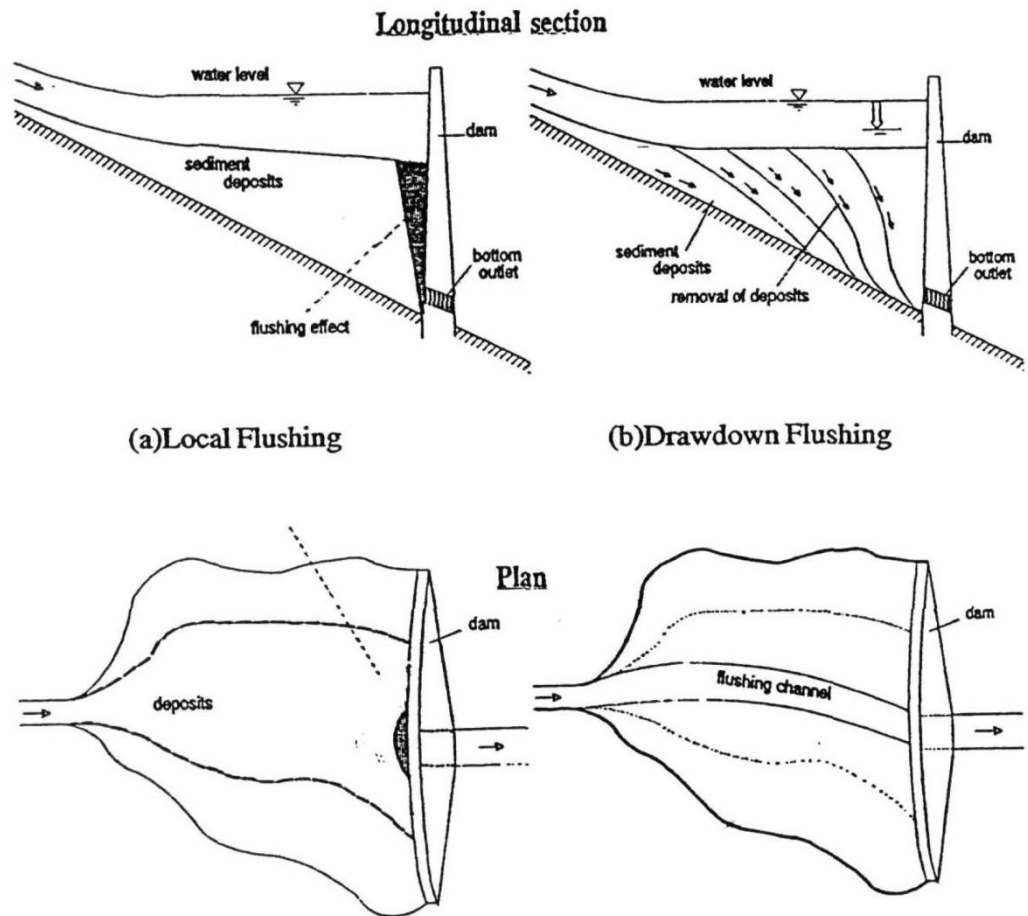


Figure 5 - Erosion des sédiments lors de chasses hydrauliques (Shen, 1999)

L'efficacité de la chasse n'est pas seulement gouvernée par l'allongement d'un seul canal de chasse, d'autres canaux secondaires peuvent en effet se développer sur la largeur du réservoir. Ceux-ci ne sont plus correctement décrits par un modèle d'écoulement unidimensionnel. On peut cependant souligner que cette érosion latérale n'est pas dominante lorsque les réservoirs de barrage sont étroits. Le volume de sédiments évacué est alors principalement fonction de l'importance de l'érosion régressive dans le canal de chasse principal (Jugović et al., 2009).

## 4. OBJECTIFS DE L'ÉTUDE

---

La gestion des sédiments doit être adaptée en fonction du barrage concerné. La topographie de la retenue, les conditions hydrauliques et sédimentaires diffèrent en effet pour chaque barrage.

L'objectif est de se concentrer sur l'évacuation des sédiments du réservoir. L'étude va plus précisément traiter de leur transport par charriage sur un fond non érodable, correspondant en pratique à une zone de sédiments consolidés ou au bedrock.

Dans ce but, des expérimentations au laboratoire des Constructions Hydrauliques de l'Université de Liège vont servir à la représentation correcte de chasses hydrauliques dans des conditions géométriques et hydrauliques bien maîtrisées. Les phénomènes complexes présents à proximité des vannes de fond des barrages lors de chasses ne sont pas pris en considération par cette étude qui se limite à l'analyse de phénomènes de transport sédimentaire sur fonds non érodable lors d'écoulements unidimensionnels.

En vue de décrire de façon pertinente le transport sédimentaire, un dispositif capable de mesurer son importance va être mis en œuvre. Pour s'assurer de la validité des résultats obtenus lors des essais, leur reproductivité est nécessaire.

Afin de contribuer à de meilleures connaissances sur l'efficacité des opérations de chasses hydrauliques, des recommandations pratiques sur leur mise en œuvre vont s'appuyer sur l'observation du transport sédimentaire lors d'essais expérimentaux. L'objectif est également d'identifier d'autres recommandations pour le dimensionnement d'organes d'évacuation de sédiments et pour l'élaboration de modes de gestion durables des sédiments.

L'efficacité des chasses hydrauliques va être étudiée en fonction des paramètres influençant significativement le transport sédimentaire. Un ensemble d'essais reproductibles et comparables sera réalisé pour générer une base de données d'essais destinée à valider des modèles numériques hydrosédimentaires dans lesquels l'influence d'un fond non érodable peut être modélisée. Une première comparaison entre les mesures expérimentales et les résultats d'un modèle numérique de calcul est prévue.

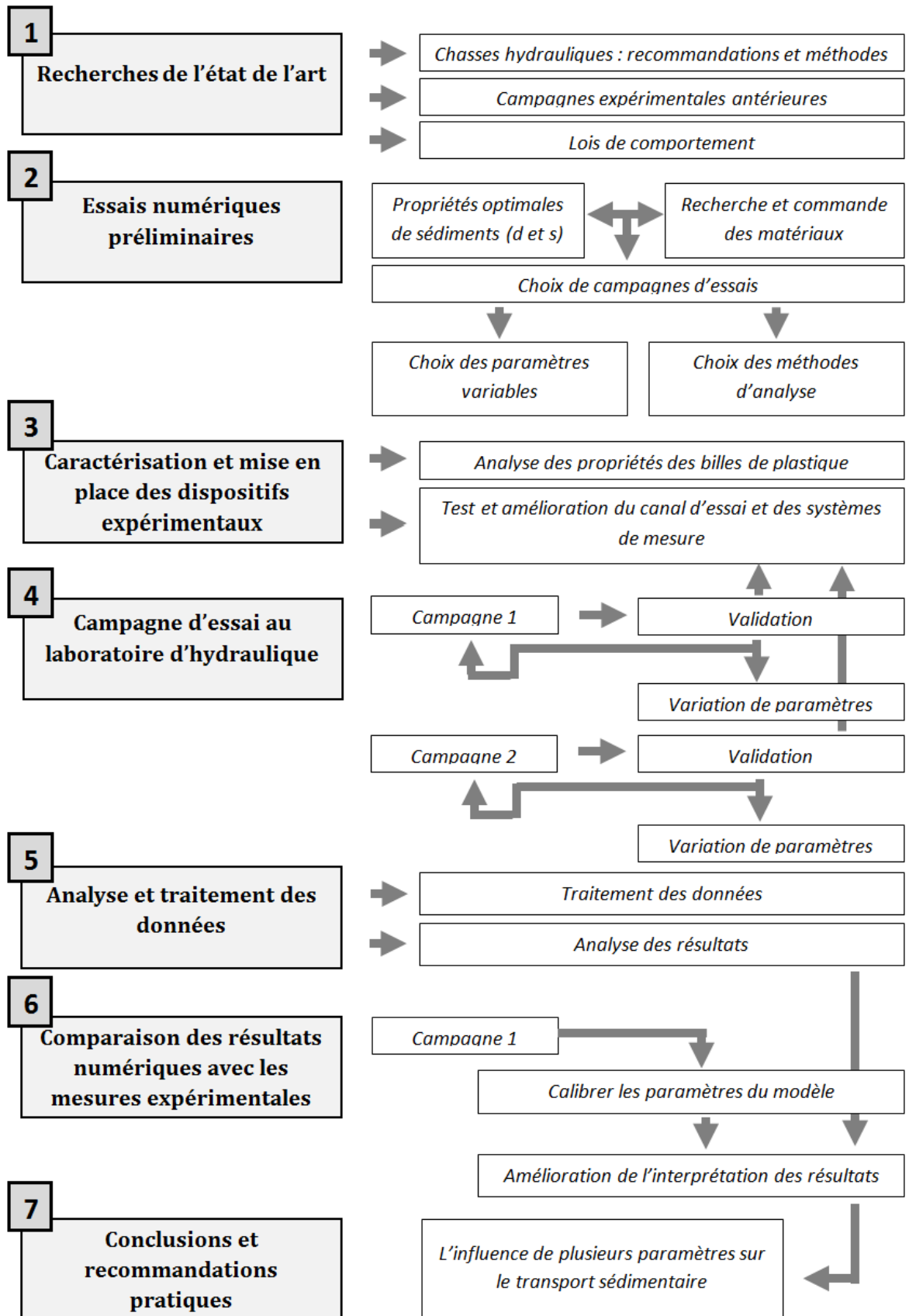
## 5. DÉMARCHE SUIVIE

---

La démarche pour réaliser cette étude se synthétise comme suit :

1. Des recherches ont été menées pour recenser les recommandations existantes, les méthodes actuellement mises en œuvre et les précédentes études expérimentales réalisées au sujet des chasses hydrauliques. Les caractéristiques et les équations décrivant le transport sédimentaire par charriage ont aussi fait l'objet de cette première phase d'étude.
2. Plusieurs essais numériques préliminaires ont été réalisés. Ils ont permis de déterminer les propriétés sédimentaires optimales exigées pour la réalisation d'essais au laboratoire d'Hydraulique des Constructions de l'Université de Liège. La recherche du matériau le plus adéquat satisfaisant à ces propriétés a ensuite été effectuée. Ces essais numériques ont aussi permis de définir les conditions hydrauliques et sédimentaires optimales pour la mise en œuvre d'essais simulant précisément le transport sédimentaire lors de chasses hydrauliques. Les paramètres pouvant influencer significativement le transport sédimentaire ainsi que les méthodes de mesure permettant de décrire leurs caractéristiques ont été définis. Ces essais ont tenu compte de la littérature existant à ce sujet.
3. Les caractéristiques précises des sédiments utilisés pour les essais de laboratoire ont été mesurées et décrites avec précision. Le canal d'expérimentation ainsi que les divers instruments de mesure utilisés pour étudier les conditions hydrauliques et le transport sédimentaire ont été testés et améliorés pour permettre la mise en œuvre des essais précédemment définis.
4. Plusieurs essais de laboratoire ont été réalisés dans des conditions hydrauliques et sédimentaires constantes pour établir la reproductivité et la validité des résultats obtenus. Lorsque ces essais n'aboutissent pas à une précision suffisante, la cause la plus probable de ces approximations est tout d'abord identifiée. Un nouveau protocole d'essai est ensuite mis en œuvre et de nouveaux tests sont réalisés. Suite à la validation des essais, la poursuite des campagnes d'essais est réalisée en variant, pour chaque essai, un paramètre unique.
5. Sur base du traitement et de l'analyse des données, une synthèse des résultats et conclusions concernant les essais a été rédigée.
6. Dans certains cas, ces résultats ont fait l'objet d'une comparaison avec des simulations numériques afin de le calibrer et d'améliorer l'interprétation des résultats.
7. Sur base de ces analyses, des recommandations pratiques ont été émises sur l'influence de plusieurs paramètres sur le transport sédimentaire.

Le planning correspondant à chaque phase du projet est illustré en annexe (**Figure 143**) avec les durées effectives de chacune d'entre elles. Le schéma de la page suivante illustre le processus mis en œuvre pour aboutir aux conclusions et recommandations de ce travail.



## 6. SIMULATIONS NUMÉRIQUES PRÉLIMINAIRES

Ce chapitre décrit les résultats des études numériques effectuées afin d'optimiser les conditions hydrauliques et de transport sédimentaire expérimentales relatives aux chasses hydrauliques. Ces études définissent de plus les propriétés idéales des sédiments nécessaires aux essais en laboratoire.

### 6.1. PRÉSENTATION DU MODÈLE NUMÉRIQUE

Il s'agit d'un modèle hydrodynamique et sédimentaire couplé à une dimension avec un schéma d'intégration temporelle de type Runge-Kutta (Rulot et al.). Une caractéristique importante de ce programme est qu'il prend en considération l'influence d'un fond non érodable, tout en conservant la masse totale des sédiments. Les équations implémentées sont intégrées sur la hauteur d'écoulement et permettent la détermination, sur la longueur de la modélisation, des 3 variables primaires principales « q » le débit hydraulique, « h » la hauteur d'eau et « z<sub>b</sub> » l'épaisseur des sédiments. Le système d'équation suivant est résolu :

1. La continuité de l'écoulement :

$$\frac{\partial}{\partial t} h + \frac{\partial}{\partial x} (h\bar{u}) = 0$$

2. La conservation de la quantité de mouvement pour l'écoulement :

$$\frac{\partial}{\partial t} (h\bar{u}) + \frac{\partial}{\partial x} (h\bar{u}^2) = -\frac{g}{2} \frac{\partial}{\partial x} h^2 - g h \frac{\partial z_b}{\partial x} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial (h\bar{\sigma}_x)}{\partial x} + \frac{\tau_{bx}}{\rho} \Delta \Sigma$$

3. L'équation d'Exner :

$$(1 - p) \frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{\partial q_{bx}}{\partial x} = 0$$

Avec «  $\rho$  » la masse volumique de l'eau, «  $t$  » le temps, «  $u$  » la vitesse selon  $x$ , «  $g$  » la constante gravitationnelle, «  $p$  » la porosité, «  $\sigma_x$  » la contrainte de Reynolds selon  $x$ , «  $\tau_{xy}$  » la contrainte de cisaillement de Reynolds, «  $q_b$  » le débit solide selon  $x$ . (Rulot et al.)

Afin d'introduire l'influence du fond rigide sur le transport sédimentaire, lorsque «  $z_{bi}$  » (l'épaisseur des sédiments) est inférieur ou égal à «  $z_{bi}^F$  » (le niveau du fond non érodable), l'équation suivante est ajoutée au système :

$$q_{bi} = \alpha_i q_{bi}^*$$

Avec «  $q_{bi}$  » aussi proche que possible de «  $q_{bi}^*$  ». L'introduction de ce paramètre «  $\alpha$  » permet d'ajuster le débit solide entrant et sortant d'une maille lorsque le fond rigide est atteint, tout en conservant la masse totale des sédiments. (Rulot et al.)

Le choix de la loi permettant de décrire le débit solide :

- Meyer-Peter-Müller: Cette loi permet une représentation physique du transport par charriage. Elle décrit un critère de transport sédimentaire comportant un seuil de mise en mouvement des sédiments.

$$\frac{q_b}{\sqrt{(s-1)g d^3}} = 8 [\xi \tau^* - \tau_c^*]^{3/2}$$



Avec « s » la densité relative des sédiments, « d » le diamètre des sédiments, «  $\tau_c^*$  » le paramètre critique de Shields, «  $\tau^*$  » le paramètre de Shields et «  $\xi$  » un paramètre adimensionnel compris entre 0.35 et 1 dépendant de la rugosité des grains et du fond.

- Loi en puissance : Cette loi sera utilisée dans le cadre de vérifications et d'analyses, lorsque certaines parties de code seront validées. Cette loi possède la forme suivante :

$$q_b = \alpha \bar{u}^\beta$$

Avec «  $\alpha$  » et «  $\beta$  », les paramètres inconnus de la loi en puissance.

*Remarque :* La méthode de Runge-Kutta 3 pas en reconstruction de type linéaire est choisie comme méthode de résolution pour l'ensemble des essais.

## 6.2. CHOIX DES PROPRIÉTÉS DES SÉDIMENTS

L'objectif de ces premières modélisations est d'évaluer une gamme de densité et de diamètre de sédiments permettant de s'assurer qu'ils seront emportés dans des proportions acceptables lors des essais en laboratoire. Une des difficultés des essais réalisés au laboratoire est de reproduire en un laps de temps limité, des phénomènes se produisant à plus long terme. Les critères de choix sont les suivants :

- Maximiser l'utilisation du canal d'essai ;
- Permettre l'observation du transport sédimentaire ;
- Pouvoir appréhender l'influence du fond non érodable sur le transport sédimentaire.

### 6.2.1. MODÉLISATION I

Une série de boucles ont été introduites dans le code de calcul afin de tester divers densités et diamètres lors d'une ouverture complète et brusque de la vanne aval du réservoir (**Figure 6**).

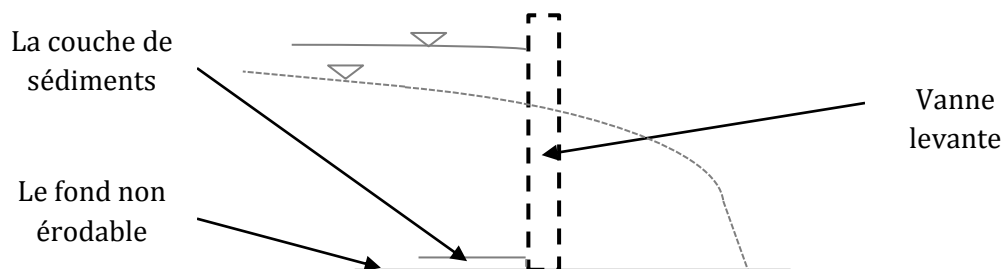


Figure 6 - Schéma de la modélisation numérique n°1

Les résultats obtenus sont les suivants :

- Les hauteurs d'eau nécessaires sont au moins de 0.5m.
- Les densités relatives optimales doivent être inférieures à 1.07.
- Le diamètre des échantillons influence très peu le résultat [0.0015m ; 0.0030m].

Ce résultat correspond à un cas extrême dans le choix des sédiments. Il sera en effet possible d'augmenter le transport sédimentaire en ajustant l'ouverture de la vanne ou grâce à l'utilisation d'une pompe. Il est par ailleurs judicieux de ne pas diminuer de façon excessive la densité du matériau utilisé car celui-ci pourrait être mis en suspension dans l'écoulement ou des problèmes de mise en œuvre pourraient être rencontrés.

Sur base de ces résultats et suite à de nombreuses recherches, un matériau aux caractéristiques géométriques régulières, ayant une densité relative inférieure à 1.07 a été identifié et commandé (Polystyrol 165H). Les propriétés précises de ce matériau sont décrites au chapitre 7.

L'érosion observée lorsque toute l'eau est évacuée, pour une épaisseur de sédiments initialement placée de 0.03m est alors la suivante :

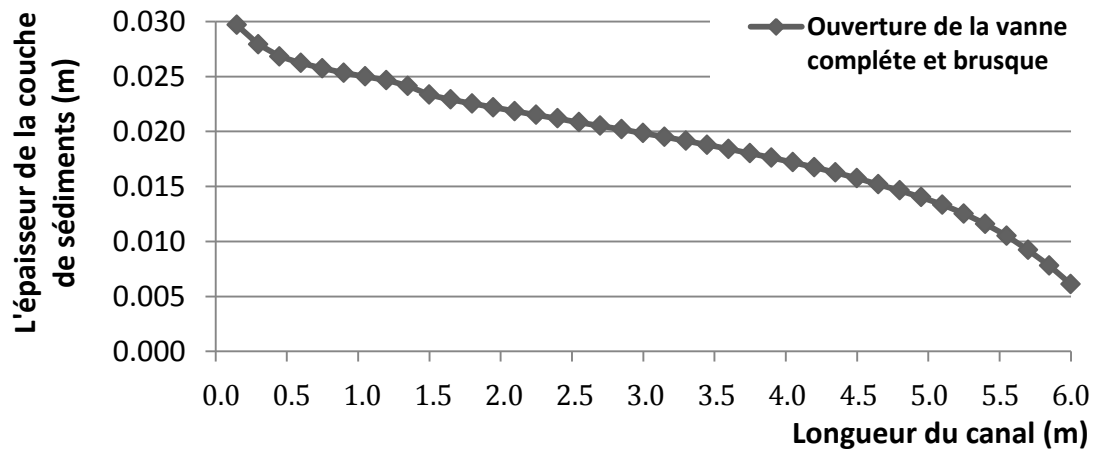


Figure 7 - Erosion observée lors de l'ouverture brusque et complète de la vanne (modélisation numérique n°I)

$d_{\text{moy}} = 0.0025\text{m}$	$l = 6\text{m}$	$\tau_c^* = 0.032$
$s = 1.045$	$n_{\text{Porosité}} = 0.35$	$N_{\text{noeud}} = 300$
$L = 0.15\text{m}$	$n_{\text{Manning}} = 0.028$	

Tableau 1 - Paramètres probables introduits dans le programme (modélisation numérique n°I)

### 6.3. CHOIX DES ESSAIS À RÉALISER

Sur base des précédents paramètres (Tableau 1), plusieurs types d'essais ont été envisagés.

#### 6.3.1. MODÉLISATION II

Cette modélisation correspond à la vidange du canal initialement rempli, contrôlée par l'intermédiaire d'une vanne de fond :

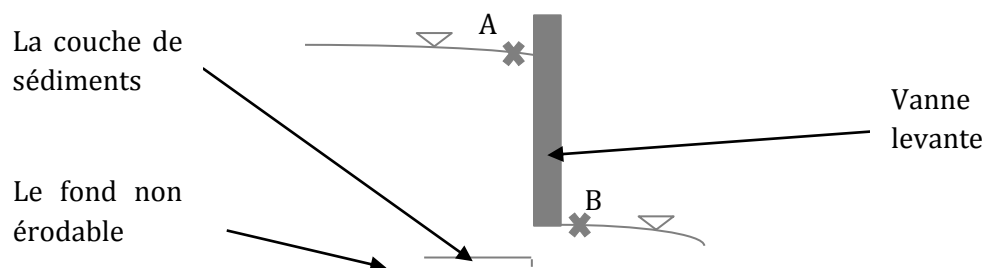


Figure 8 - Schéma de la modélisation numérique n°II

L'évaluation du débit évacué est déterminée par l'intermédiaire du théorème de Bernoulli, l'hypothèse d'un écoulement irrotationnel est effectuée. L'équation est exprimée comme suit :

$$\frac{p_A}{\gamma} + z_A + \frac{\overline{u_A}^2}{2g} = \frac{p_B}{\gamma} + z_B + \frac{\overline{u_B}^2}{2g} + \Delta H$$

Avec «  $\gamma$  » la masse spécifique de l'eau, «  $z_A$  » et «  $z_B$  » les cotes des points A et B par rapport au plan de référence, «  $\overline{u_A}$  » et «  $\overline{u_B}$  » les vitesses des points A et B, «  $P_A$  » et «  $P_B$  » les pressions au point A et B, «  $\Delta H$  » l'expression des pertes de charge au niveau de la vanne.

Supposant  $P_A = P_B = P_{atm}$  et le terme de perte de charge proportionnel au terme de vitesse, l'équation devient :

$$q_B = z_B \sqrt{\left[z_A + \frac{v_A^2}{2g} - z_B\right] \frac{2g}{1+k}}$$

*Remarque :* Le coefficient de perte de charge au niveau de la vanne rectangulaire «  $k$  » est choisi égal à 0.5 (Idel'cik, 1985).

Deux termes « sources » sont implémentés dans l'équation de continuité ( $q_B/\Delta x$ ) et de quantité de mouvement ( $u q_B/\Delta x$ ) au niveau de la dernière maille du domaine afin de permettre la modélisation de l'ouverture d'une vanne levante.

Une hypothèse supplémentaire a par ailleurs dû être posée afin de générer une érosion régressive à l'aval. Celle-ci correspond à l'emportement complet des sédiments situés au niveau de la vanne. Cette hypothèse est justifiée par le fait que les vitesses d'écoulement sont importantes à cet endroit et que par conséquent le paramètre critique de Shields concernant le charriage de particules est largement dépassé.

Les résultats obtenus lors de la vidange complète du réservoir sont les suivants :

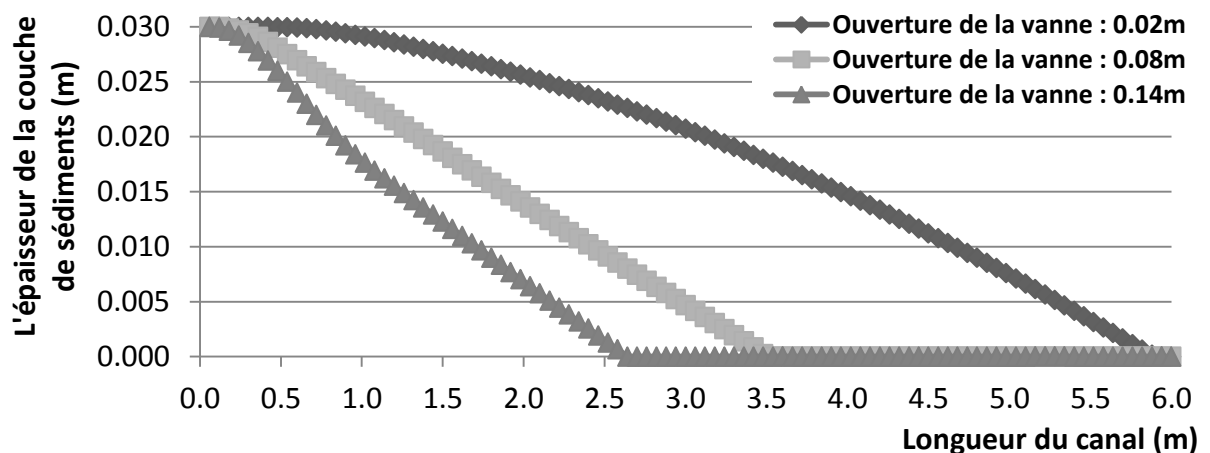


Figure 9 - Erosion observée lors de la vidange complète du réservoir avec une vanne partiellement ouverte (modélisation numérique n°II)

Il est nécessaire de ne pas perdre de vue que les équations de l'hydraulique sont intégrées sur la hauteur. Par conséquent, les phénomènes se produisant localement au niveau de la vanne ne peuvent être modélisés avec exactitude. En effet, à cet endroit, l'écoulement est accéléré, les lignes de courant convergent donc vers cette évacuation sur une certaine longueur. Cette évolution du profil de vitesse à proximité de l'extrémité aval du canal n'est pas modélisée par ce modèle de calcul puisque les vitesses sont intégrées sur la hauteur de la section d'écoulement.

Afin d'analyser avec plus de pertinence l'influence du fond non érodable sur le transport sédimentaire, il peut être intéressant de ne remplir qu'une moitié du canal avec des sédiments. Dans la première moitié du canal, les profils de vitesse sont beaucoup plus uniformes puisque l'influence de la vanne est, à cet endroit, bien moindre sur l'écoulement.

### 6.3.2. MODÉLISATION III

Les chasses hydrauliques réalisées au niveau des barrages permettent l'évacuation des sédiments grâce à la diminution de la hauteur d'eau et à l'accélération de l'écoulement.

La modélisation suivante correspond toujours à un écoulement contrôlé par une vanne de fond. La différence avec la modélisation précédente est que le régime d'écoulement est maintenu permanent grâce à une pompe (Figure 10).

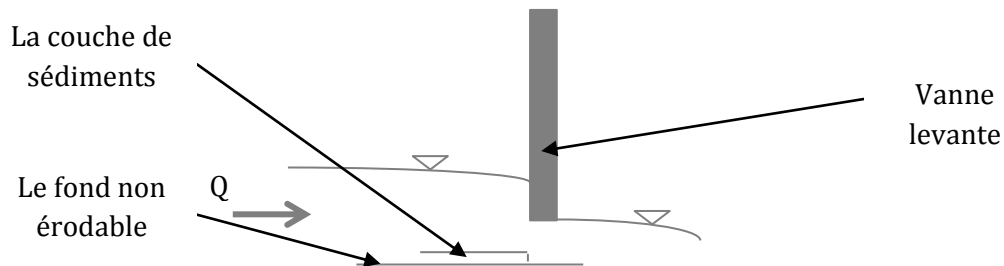


Figure 10 - Schéma de la modélisation numérique n°III

Une des difficultés principales rencontrées correspond à l'obtention d'un gradient de surface suffisamment grand, afin que l'érosion aval soit plus importante que l'érosion amont. Pour chaque ouverture de vanne, le débit optimum permettant d'obtenir un gradient de surface maximum a été recherché. Sur base de ces résultats, les conditions d'essais suivantes ont été envisagées et réalisées :

- Cas 1 : Ouverture de vanne de 0.02m, débit spécifique d'entrée de  $0.0075\text{m}^2/\text{s}$  ;
- Cas 2 : Ouverture de vanne de 0.04m, débit spécifique d'entrée de  $0.0250\text{m}^2/\text{s}$  ;
- Cas 3 : Ouverture de vanne de 0.06m, débit spécifique d'entrée de  $0.0450\text{m}^2/\text{s}$  ;
- Cas 4 : Ouverture de vanne de 0.08m, débit spécifique d'entrée de  $0.0700\text{m}^2/\text{s}$ .

Les conditions initiales de cette modélisation correspondent à une ligne d'eau déjà stabilisée (le débit est constant sur toute la longueur du canal), l'épaisseur initiale des sédiments est de 0.03m (Figure 11).

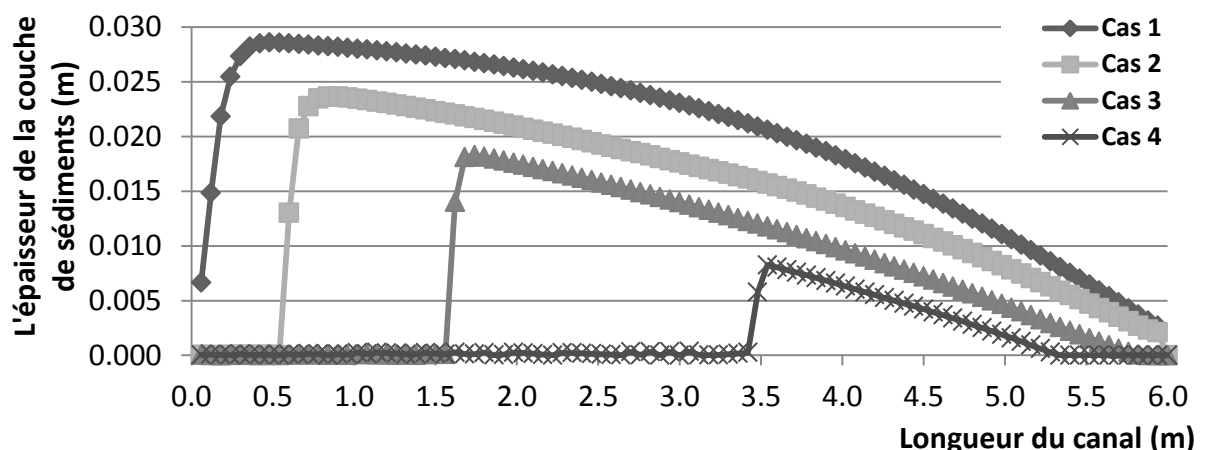


Figure 11 - Erosion observée après 10s (modélisation numérique n°III)

L'érosion observée est extrêmement rapide et sera par conséquent difficile à mettre en œuvre en conditions de laboratoire. Lorsque le débit est réduit, le gradient de surface est moins important, l'érosion se produit alors sur l'entièreté du canal et l'analyse du transport sédimentaire devient

impossible. Le problème correspond donc au fait que l'érosion créée à l'amont du canal est prépondérante par rapport à l'érosion créée à l'aval.

Etant donné que les résultats sont meilleurs lorsque l'ouverture de la vanne est faible, différents débits sont envisagés pour une ouverture de vanne de 0.02m :

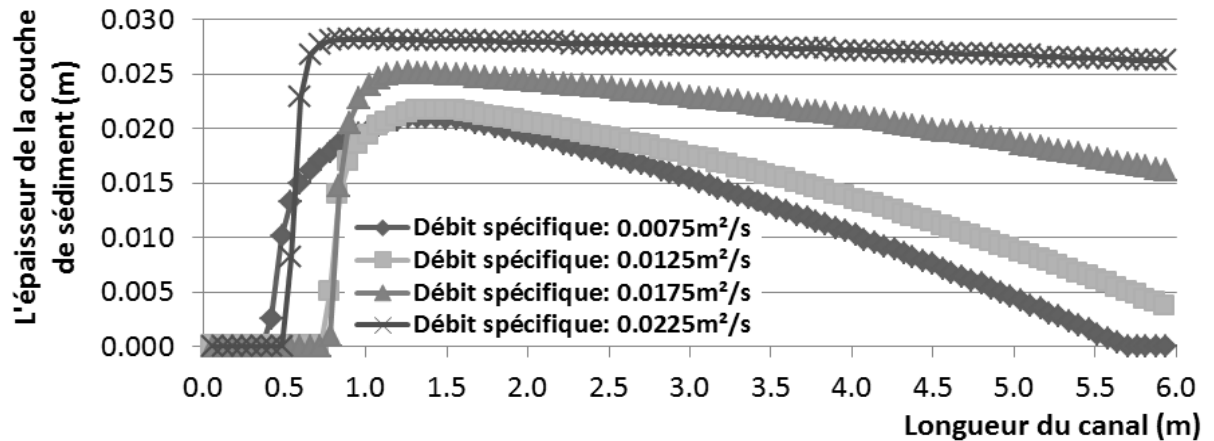


Figure 12 - Erosion observée après 30s (modélisation numérique n°III)

La durée totale de ce type d'essai est rapide ( $t_f < 1\text{min}$ ). Une analyse du paramètre de Shields en fonction des débits et de l'ouverture de la vanne a donc finalement été réalisée. Cette étude aboutit à la conclusion suivante :

Il est possible de réaliser des essais moins rapides ( $t_f > 1\text{min}$ ), mais cela implique des hauteurs d'eau, des débits et des ouvertures de vanne trop faibles pour être réalisés en pratique.

#### Proposition d'amélioration A :

Réaliser des vidanges partielles successives du réservoir, depuis une hauteur d'eau maximum jusqu'à une hauteur d'eau minimum. Un certain débit serait donc imposé à l'amont et la hauteur d'eau minimum finalement atteinte serait obtenue en réglant l'ouverture de la vanne (Figure 13).

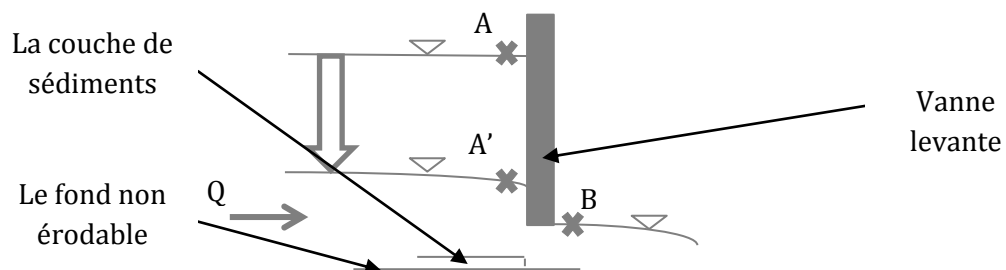


Figure 13 - Schéma de la modélisation II, proposition d'amélioration A

L'inconvénient de cette solution réside dans le fait que le régime d'écoulement n'est pas permanent et que les résultats seront par conséquent difficilement reproductibles. Par ailleurs, plusieurs essais peuvent être effectués successivement.

#### 6.3.3. MODÉLISATION IV

L'écoulement des chasses hydrauliques n'est pas toujours contrôlé par la vanne de fond, une nouvelle proposition d'essai consiste donc à ouvrir progressivement la vanne jusqu'à atteindre cet état :

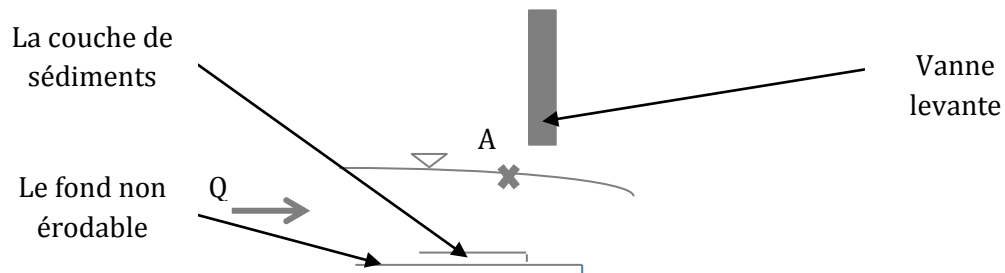


Figure 14 - Schéma de la modélisation numérique n°IV

La modélisation d'un écoulement à seuil libre permet de plus d'augmenter le gradient de surface et donc l'érosion de la couche de sédiments à l'aval par rapport aux solutions précédentes.

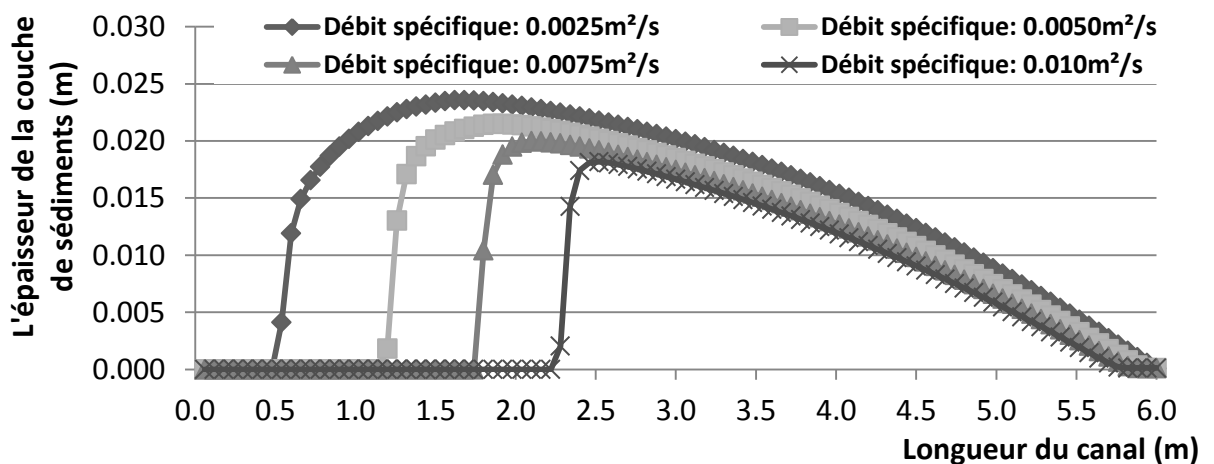


Figure 15 - Erosion observée après 60s (modélisation numérique n°IV)

Les résultats sont probants dans le sens où l'influence du fond non érodable est plus facilement appréhendée à l'aval. L'unique inconvénient correspond aux hauteurs d'eau extrêmement faibles ( $h_A < 0.1\text{m}$ ). Celles-ci pourraient induire d'importantes imprécisions. Pour des hauteurs d'eau plus élevées, les débits sont par conséquent également plus importants. Le phénomène observé est alors une fois de plus trop rapide ( $t_f < 1\text{min}$ ) avec un risque probable de mise en suspension des particules lors des essais au laboratoire.

### Proposition d'amélioration A :

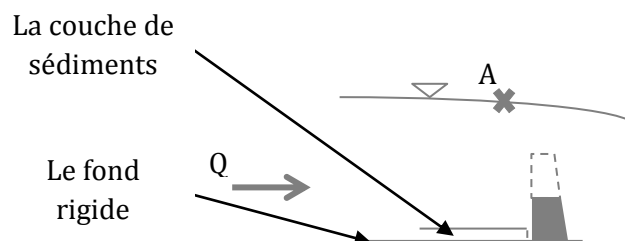


Figure 16 - Schéma de la modélisation III, proposition d'amélioration A

Afin d'obtenir un gradient de surface suffisant et de ne pas compliquer les expériences avec des hauteurs d'eau trop faibles, il est envisageable de construire un seuil variable et ainsi permettre de se placer dans des conditions intermédiaires au niveau des débits et hauteurs d'eau (Figure 16).

La problématique de cette configuration consiste à évacuer les sédiments malgré le seuil, mais un dispositif pourrait être proposé comme un seuil dont la hauteur augmente progressivement ou un piège à sédiments à son amont.

### Proposition d'amélioration B :

Pour chacun des précédents essais, la complexité de mise en œuvre induit de multiples restrictions au niveau de la gamme d'ouvertures de vanne, de hauteurs d'eau ou de débits envisagés. Afin d'éviter de tels problèmes, il est envisageable de simplifier les conditions de mise en œuvre en s'assurant ainsi du bon déroulement des essais. C'est pourquoi un écoulement simple et uniforme est préconisé (Figure 17).

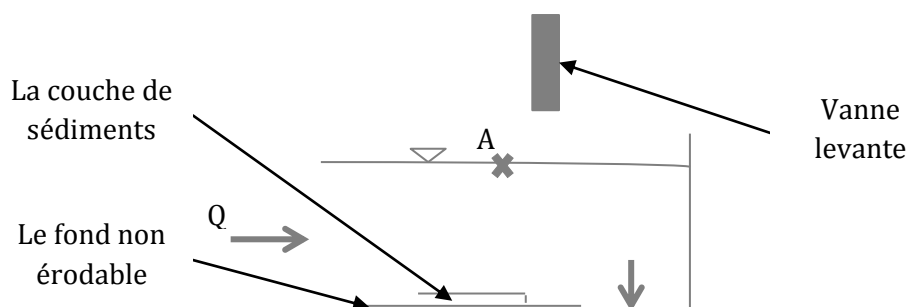


Figure 17 - Schéma de la modélisation III, proposition d'amélioration B

Dans cette configuration, les vitesses de transport sont maîtrisées. Par ailleurs, la ligne d'eau n'est plus graduellement accélérée. Cela implique donc le transport global des sédiments sur l'ensemble du canal.

Afin de mieux analyser l'influence du fond non érodable sur le transport sédimentaire, il peut être extrêmement intéressant d'analyser le transport d'une quantité de sédiments limitée correspondant au transport d'une dune le long du canal sur fond non érodable.

Pour ce faire, les hauteurs d'eau et les débits minima mis en œuvre afin de tout juste mettre les sédiments en mouvement ont été évalués :

0.005m <sup>2</sup> /s (0.75 l/s)	0.10m
0.010m <sup>2</sup> /s (1.50 l/s)	0.20m
0.015m <sup>2</sup> /s (2.25 l/s)	0.35m
0.020m <sup>2</sup> /s (3.00 l/s)	0.45m
0.025m <sup>2</sup> /s (3.75 l/s)	0.55m
0.030m <sup>2</sup> /s (4.50 l/s)	0.65m
0.035m <sup>2</sup> /s (5.25 l/s)	0.80m

Tableau 2 - Seuil de mise en mouvement pour un écoulement continu et uniforme

*Remarque :* La mise en régime de l'écoulement pourrait être réalisée progressivement en abaissant le niveau d'eau et ainsi augmenter progressivement les vitesses d'écoulement pour un débit fixé.

## 6.4. CONCLUSIONS

Sur base de ces modélisations numériques, il a pu être possible de déterminer les caractéristiques du matériau à commander afin de pouvoir réaliser les simulations. Les modélisations ont également conduit à mettre en évidence la complexité de mise en œuvre des

essais expérimentaux lorsque du transport sédimentaire est en jeu. A partir de cette constatation deux campagnes d'essais ont été envisagées :

1. Observer le transport sédimentaire induit par la vidange du canal (modélisation numérique I).

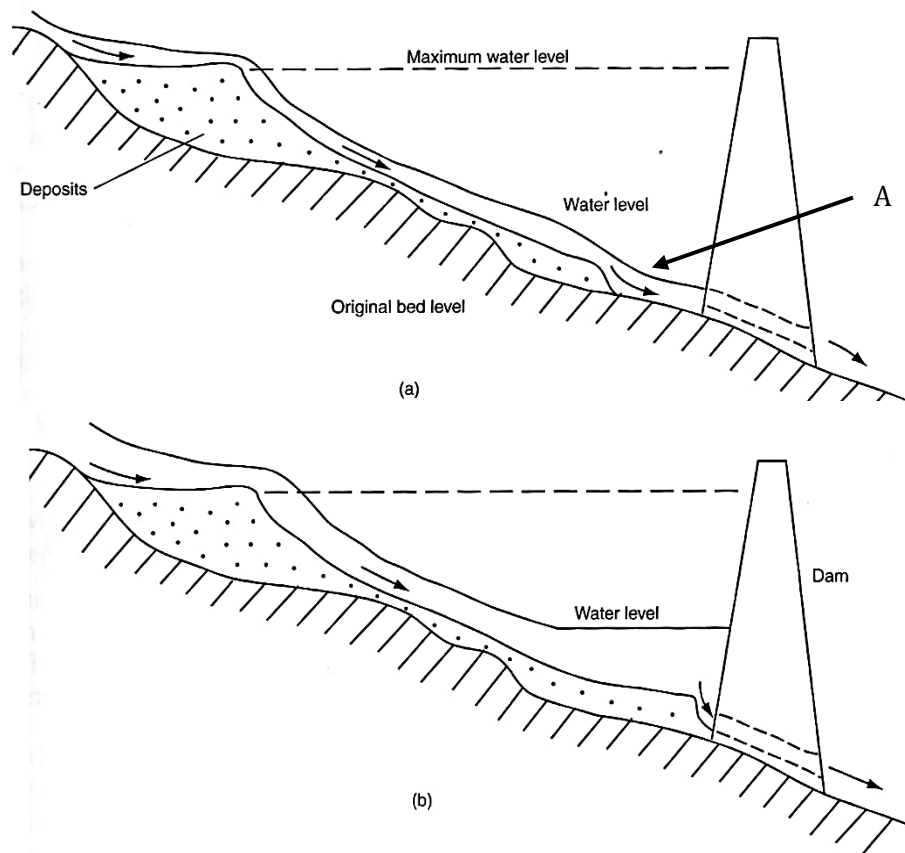
Ces expériences de laboratoire auront pour objectif d'examiner le transport sédimentaire pouvant se produire à proximité du barrage (Point A, **Figure 18**).

2. Observer le transport sédimentaire en écoulement simple et continu (modélisation III ; proposition d'amélioration B).

Ces expériences de laboratoire viseront à examiner le transport se produisant lors de l'abaissement du niveau d'eau ainsi que pour des vitesses d'écoulement moins rapides présentes à l'amont du réservoir.

Le fond du modèle ne pouvant être incliné, l'influence de deux paramètres principaux sera analysée, à savoir l'épaisseur initiale des sédiments placés sur le fond non érodable du canal et les vitesses d'écoulement, qu'elles soient imposées par l'ouverture de la vanne (campagne d'essai 1) ou par le débit à la pompe (campagne d'essai 2). Pour chacun de ces essais, l'évolution des caractéristiques géométriques du profil sédimentaire sera déterminée.

*Remarque :* Quel que soit l'essai envisagé, des conditions d'écoulement permettant d'atteindre l'équilibre sédimentaire ne sont jamais atteintes.



**Figure 18 - Profil longitudinal lors de chasses hydrauliques : (a) Chasse hydraulique avec abaissement complet du niveau de la retenue; (b) Chasse hydraulique avec abaissement partiel du niveau de la retenue (White, 2001)**



## 7. DISPOSITIFS EXPÉRIMENTAUX

---

Le transport sédimentaire est un phénomène complexe ne pouvant faire l'objet que de modélisations numériques. La capacité de ces modèles à prédire avec exactitude le transport sédimentaire est en effet limitée par le nombre important de paramètres et de phénomènes existants. C'est pourquoi l'utilisation de modèles réduits expérimentaux est toujours indispensable.

Les essais expérimentaux permettent notamment de mettre en évidence les imprécisions des modèles numériques et les améliorations à y apporter. C'est pourquoi, la complémentarité entre modèles numériques et expérimentaux est essentielle pour mieux identifier et comprendre les phénomènes les plus délicats. Les modèles numériques sont de plus en plus puissants mais les technologies d'instrumentation placées sur les modèles réduits ne cessent d'évoluer, palliant par la même occasion le manque de méthodes prédictives (Caude, 2003).

### 7.1. PROPRIÉTÉS DES SÉDIMENTS

#### 7.1.1. MATÉRIAU

La réflexion sur le matériau à utiliser pour modéliser les sédiments au laboratoire a concerné les options suivantes :

- Sciure de bois ;
- Sable ;
- Granulés de plastique.

Le choix a finalement abouti à l'utilisation de granulés de polystyrène (« *Polystyrol 165H* » fabriqué par BASF) (Figure 19). Ceux-ci permettent de modéliser aisément du transport par charriage pour des vitesses d'écoulement faibles (0.08m/s - 0.25m/s). Contrairement à la sciure de bois, ces derniers sont stables. Il s'agit de plus d'un composé inerte sans aucune cohésion. Les caractéristiques précises de ce matériau sont mentionnées dans les fiches techniques (Figure 120 et Figure 121). L'angle de frottement des sédiments est estimé à 35°.



Figure 19 - Polystyrol 165H (en cm)

### 7.1.2. DIMENSIONS

Suite à la relative constance de la géométrie des grains, la mesure des dimensions principales des sédiments est effectuée au pied à coulisse. La précision du vernier est de 0.05mm. Sur base d'un échantillon de 150 billes de plastiques sélectionnées de façon aléatoire, la courbe granulométrique (Figure 20) ainsi que les lois de Gauss et les histogrammes des dimensions principales des sédiments (Figure 122, Figure 123 en annexe et Figure 21) ont été réalisées.

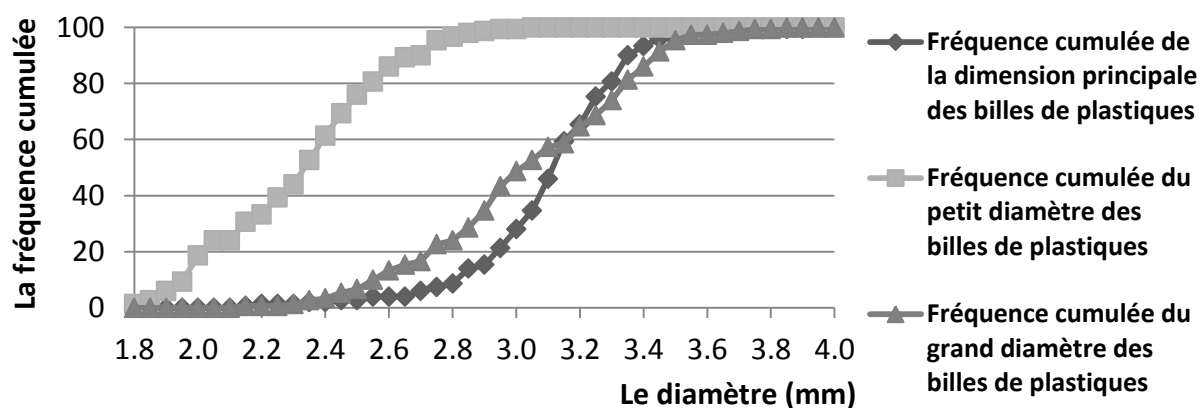


Figure 20 - Courbes granulométriques des dimensions principales des granulés de plastique

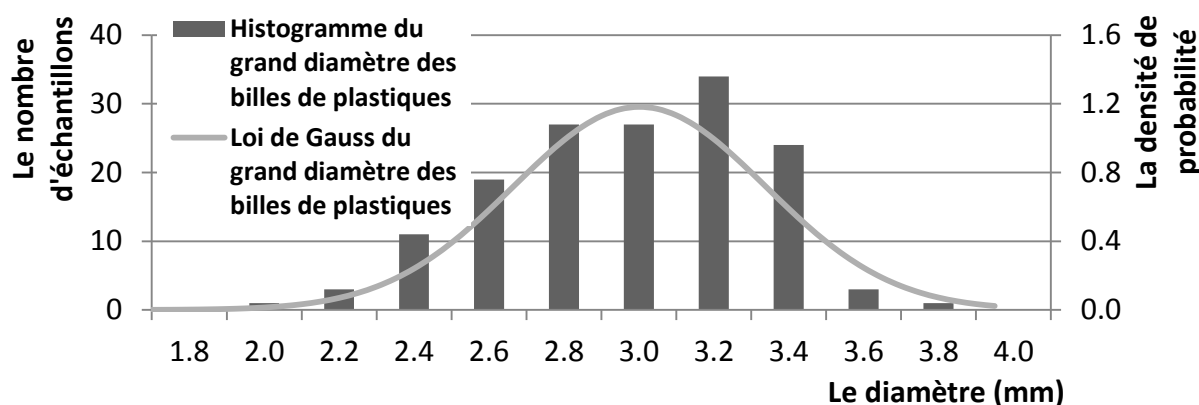


Figure 21 - Courbe de Gauss et l'historgramme de la dimension principale des billes de plastique

Ces résultats prouvent la régularité des dimensions des granulés de plastique. Les moyennes géométrique et arithmétique des dimensions principales décrivent toutes deux une dimension caractéristique de 2.8mm. Les autres paramètres permettant de caractériser la taille des sédiments sont repris ci-dessous.

	La dimension principale des billes de plastiques	Le petit diamètre des billes de plastiques	Le grand diamètre des billes de plastiques
<b>d<sub>50</sub></b>	3.10mm	2.30mm	3.00mm
<b>d<sub>90</sub></b>	3.35mm	2.70mm	3.44mm
<b>Ecart type</b>	0.256	0.255	0.337
<b>Minimum</b>	2.10mm	1.75mm	2.10mm
<b>Maximum</b>	3.90mm	3.00mm	3.80mm

Tableau 3 - Caractéristiques principales des dimensions des granulés de plastique

Afin de quantifier l'importance des dimensions des billes de plastique, une étude de sensibilité a été réalisée par l'intermédiaire du modèle numérique précédemment présenté (chapitre 6). L'essai réalisé est une vidange complète du canal avec une ouverture de la vanne égale à 0.08m (modélisation II). Sur ce profil d'érosion, des diamètres compris entre 0.0020m et 0.0035m sont envisagés. La variabilité des résultats est inférieure à 1mm. Sur base des équations de transport sédimentaire, les résultats sont peu influencés par les différences de géométrie des sédiments.

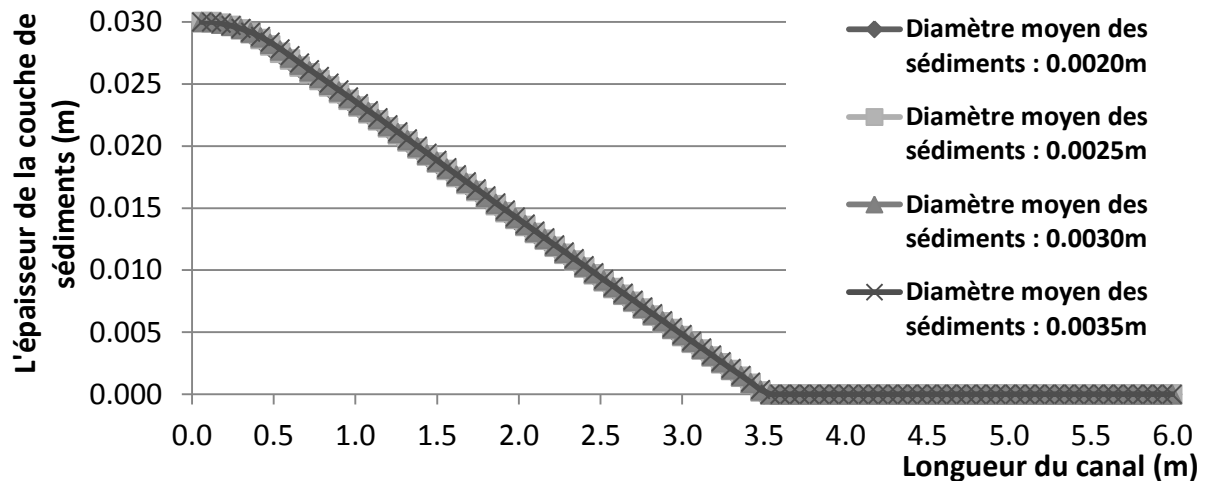


Figure 22 - Erosion observée lors de la vidange complète du réservoir, vanne partiellement ouverte (0.08) pour plusieurs diamètres de sédiments (modélisation numérique n°II)

### 7.1.3. DENSITÉ

La fiche technique correspondant à ce matériau (Figure 121) indique une densité de  $1045\text{kg/m}^3$ . La vérification de ce résultat a tout de même été effectuée, puisque l'influence de ce paramètre est prépondérante lors du transport sédimentaire, comme le montre ce graphique décrivant la sensibilité des résultats en fonction de la densité du matériau (Figure 23). Comme précédemment, l'essai réalisé est une vidange complète du réservoir avec une ouverture de 0.08m (modélisation II).

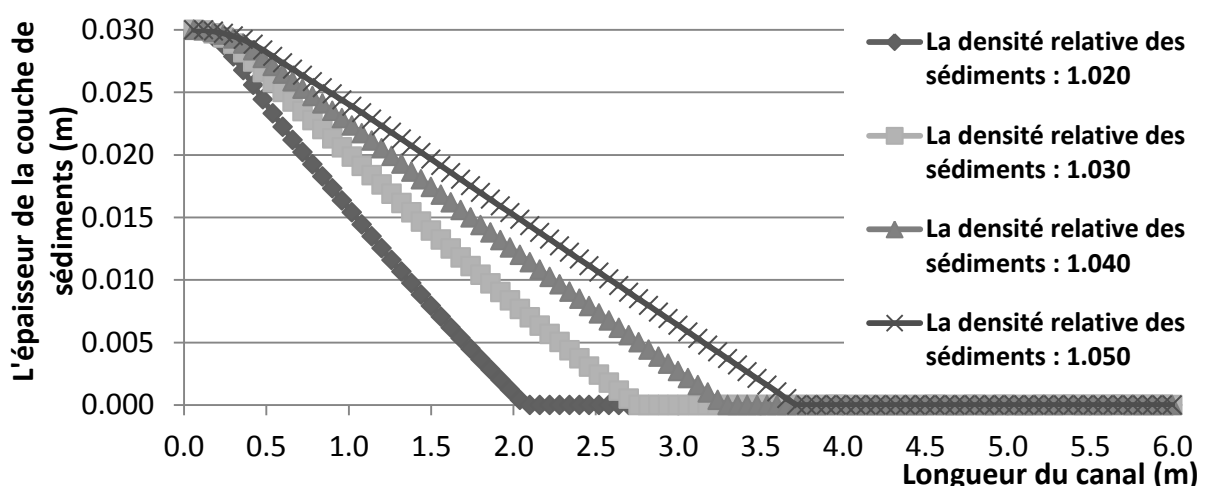


Figure 23 - Erosion observée lors de la vidange complète du réservoir, vanne partiellement ouverte (0.08) pour plusieurs densités de sédiments (modélisation numérique n°II)

L'influence de ce paramètre étant importante, d'autres mesures de densité ont par conséquent été effectuées :

- Mesures basées sur la masse :

Les mesures suivantes ont été réalisées sur 15 échantillons :

- Masse d'un volume de sédiments «  $V_s$  » dans un récipient de volume «  $V_{tot}$  » ;
- Masse du récipient rempli d'eau «  $V_w$  » et de sédiments «  $V_s$  » ( $V_w + V_s = V_{tot}$ ) ;
- Masse du récipient rempli d'eau «  $V_{wtot}$  » ( $V_{wtot} = V_{tot}$ ).

Sur base de ces trois valeurs, il est possible de déterminer «  $M_w$  », «  $V_w$  », «  $V_s$  » et «  $\rho_s$  » par l'intermédiaire des formules suivantes :

$$M_w = M_{wtot} - M_s \quad V_w = M_w / \rho_w \quad V_s = V_{tot} - V_w \quad \rho_s = M_s / V_s$$

La densité des sédiments obtenue par cette méthode est inférieure à celle attendue ( $1022 \text{ kg/m}^3$  en moyenne au lieu de  $1045 \text{ kg/m}^3$ ). La qualité des mesures effectuées n'est par ailleurs pas suffisante puisque la différence de résultat, pour un écart de mesure de 5gr, est de  $20 \text{ kg/m}^3$ .

- Mesures basées sur la vitesse de chute des sédiments :

Les mesures précédentes n'ayant pas été concluantes, l'évaluation de la vitesse de chute des sédiments a été réalisée dans un récipient de 0.5m de haut sur 75 échantillons :

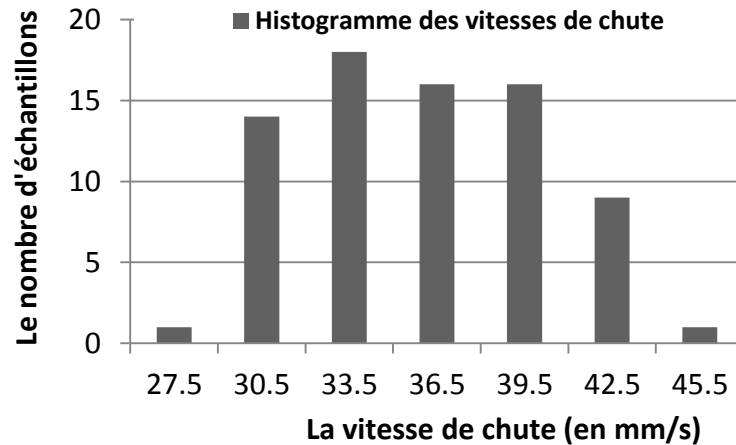


Figure 24 - Histogramme des vitesses de chute des sédiments

Sur base de ces résultats, il est possible d'estimer la densité des particules sédimentaires correspondantes. Un tableau récapitulatif des 3 formules utilisées est repris en annexe (Tableau 9). Il comprend les détails de calcul concernant ces formules, les hypothèses d'applicabilité ainsi que l'évaluation de leur sensibilité par rapport aux mesures.

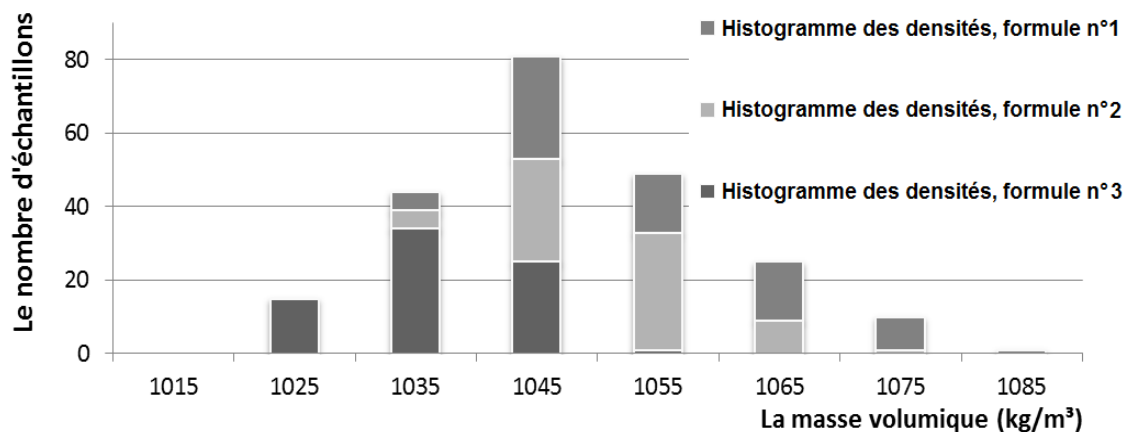


Figure 25 - Histogramme de la masse volumique en fonction des 3 formules proposées

Les résultats des différentes formules encadrent la valeur de 1045kg/m<sup>3</sup> (Figure 25). La densité relative des particules est donc prise, conformément à la fiche technique, égale à 1045kg/m<sup>3</sup>.

$$s = \frac{\rho_s}{\rho} \approx 1.045 \quad \rho_w = 998.2 \text{ kg/m}^3 \text{ (à } 20^\circ\text{C)}$$

#### 7.1.4. POROSITÉ

Sur base de la valeur de la densité, la porosité est déterminée par les mesures suivantes :

- Masse de sédiments non consolidés : 3.432 kg
- Masse de sédiments consolidés : 3.603 kg
- Volume correspondant : 5.096 10<sup>-3</sup> m<sup>3</sup> (Mesure effectuée 7 fois)

$$n = V_{vide}/V_{total} = (V_w - V_s)/V_w$$

$$\begin{cases} n_{min} = 0.323 \\ n_{max} = 0.356 \end{cases}$$

#### 7.1.5. COEFFICIENT DE FROTTEMENT

Le coefficient de frottement de Manning-Strickler est évalué sur base de tables en fonction du diamètre des particules (Arcement et al., 1989).

$$n \in [0.025 ; 0.031] \quad K = 1/n \in [32 ; 40]$$

*Remarque :* Pour des diamètres de grain trop importants, la formulation de Manning-Strickler surestime de façon importante la valeur du coefficient de frottement (Arcement et al., 1989).

$$K = \frac{21}{d_{50}^{1/6}} \approx 55 \text{ (Manning – Strickler)}$$

#### 7.1.6. NOMBRES CARACTÉRISTIQUES

Certains nombres caractéristiques des propriétés sédimentaires, indépendants des conditions hydrauliques mises en place, peuvent déjà être calculés :

- Le diamètre adimensionnel de particule :

$$D_* = d \sqrt[3]{\frac{(s-1)g}{\nu^2}} \approx 0.0028 \sqrt[3]{\frac{(1.045-1)9.81}{(1.002 \cdot 10^{-6})^2}} \approx 21.2$$

- Le nombre de Reynolds de particule :

$$Re_p = \frac{\sqrt{g(s-1)d^3}}{\nu} \approx \frac{\sqrt{9.81(1.045-1)0.0028^3}}{1.002 \cdot 10^{-6}} \approx 98.0$$

- Le paramètre critique de Shields «  $\tau_c^*$  »

$$\tau_c^* = 0.22 Re_p^{-0.6} + 0.06 e^{-17.77 Re_p^{-0.6}} \approx 0.22 \cdot 98.0^{-0.6} + 0.06 e^{-17.77 \cdot 98.0^{-0.6}} \approx 0.032$$

Avec « d » le diamètre caractéristique des particules, «  $\nu$  » la viscosité cinématique de l'eau, « s » la densité relative et « g » la constante gravitationnelle.

*Remarque :* Le paramètre critique de Shields est évalué sur base de la formulation standard de Brownlie. Cette valeur est cohérente car elle peut être comparée avec celle déterminée sur base du graphique du paramètre critique de Shields en fonction du diamètre adimensionnel de particule (Figure 26) (Dewals, 2009).

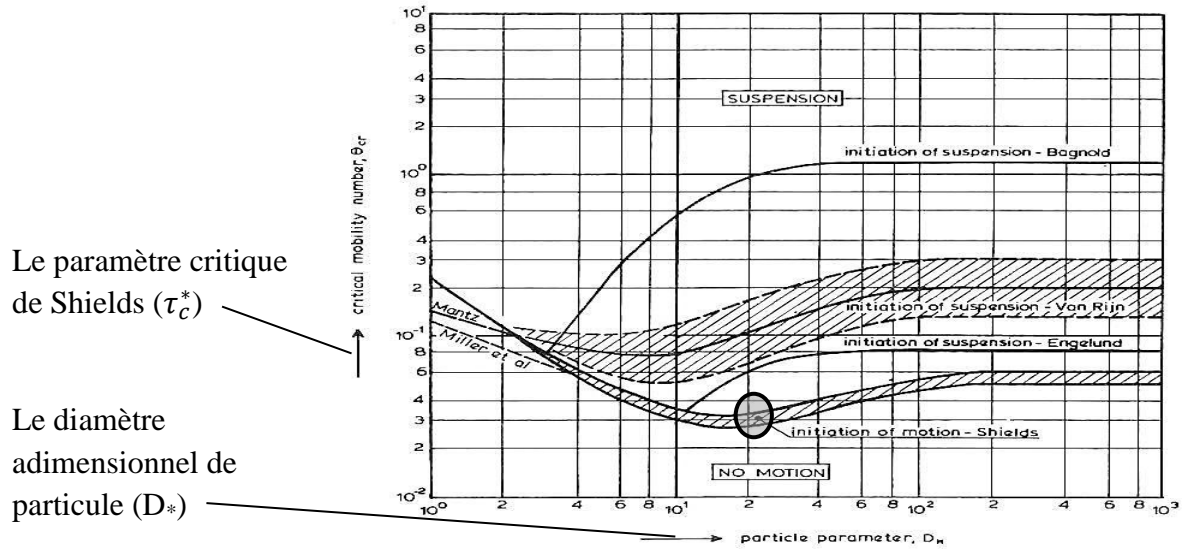


Figure 26 - Initiation du mouvement pour un lit sédimentaire plane (Van Rijn, 1993)

#### 7.1.7. LOIS DE SIMILITUDES

La similitude avec le diamètre des sédiments réels peut être décrite sur base des nombres adimensionnels les plus représentatifs des phénomènes décrits (Bouchard et al., 2009), (HACH, 2009). L'ensemble des essais s'effectue à surface libre, la similitude de Froude décrit par conséquent le facteur d'échelle suivant :

$$Fr_m = \frac{u_m}{\sqrt{gh_m}} = \frac{u_r}{\sqrt{gh_r}} = Fr_r$$

$$e = \frac{L_m}{L_r} = \frac{h_m}{h_r} = \left(\frac{u_m}{u_r}\right)^2$$

Sur base de la conservation du paramètre de Shields, la correspondance suivante peut aussi être établie :

$$\tau_m^* = \frac{u_m^{*2}}{g d_m (s_m - 1)} = \frac{u_r^{*2}}{g d_r (s_r - 1)} = \tau_r^*$$

Par conséquent :

$$e = \frac{u_m^{*2}}{u_r^{*2}} = \frac{L_m}{L_r} = \frac{d_m (s_m - 1)}{d_r (s_r - 1)}$$

$$s_r = 2.650, \quad s_m = 1.045 \quad \text{et} \quad d_m = 0.0028m \quad \rightarrow \quad d_r = \frac{0.045}{1.650} \frac{1}{e} d_m$$

*Remarque :* L'indice « m » fait référence aux conditions de laboratoire (modèle), l'indice « r » se réfère aux conditions réelles envisagées (hypothèse :  $s_r = 2.650$ ).

## 7.2. DISPOSITIF EXPÉRIMENTAL



Figure 27 - Photo du canal d'essai

Afin de se placer dans des conditions d'études bien maîtrisées, la géométrie du canal est simplifiée au maximum. L'interprétation physique des phénomènes rencontrés dans des géométries complexes est en effet plus difficile. Le canal a une section rectangulaire dont les dimensions sont les suivantes : 0.15m x 0.75m x 5.91m (Figure 27 et Figure 30).

Les caractéristiques de ce canal d'essais sont les suivantes :

- **Deux bacs de stockage** sont disposés aux extrémités du canal. La capacité des bacs à l'aval et à l'amont est respectivement de  $0.142\text{m}^3$  et  $0.047\text{m}^3$  sous le niveau du canal. A l'aval, ce volume est utilisé pour stocker temporairement l'eau lors d'une vidange (campagne d'essais 1) et ainsi éviter que l'eau ne stagne à l'aval et empêche l'écoulement de se poursuivre. A l'amont, ce volume est utilisé pour dissiper l'énergie et uniformiser les vitesses avant de rentrer dans le canal.

*Remarque :* A l'amont, un tapis maillé en plastique permet d'uniformiser les vitesses et d'éviter d'importantes turbulences à l'entrée du canal.

- **Le canal** est composé d'une structure métallique espacée tous les 0,5m. Une des deux parois est translucide (plexiglas), celle-ci permet d'observer l'écoulement et le transport sédimentaire. L'autre paroi est opaque et assure, lors de l'analyse du transport sédimentaire, un bon contraste avec les sédiments de couleur blanche. Le fond du canal permet de modéliser un fond non érodable représentant le bedrock ou des sédiments consolidés, celui-ci est en polychlorure de vinyle (P.V.C.) lisse (Figure 28).

*Remarque :* Le nivellement du canal au laser montre qu'il est horizontal avec une précision de 1mm sur une longueur de 3.0m.

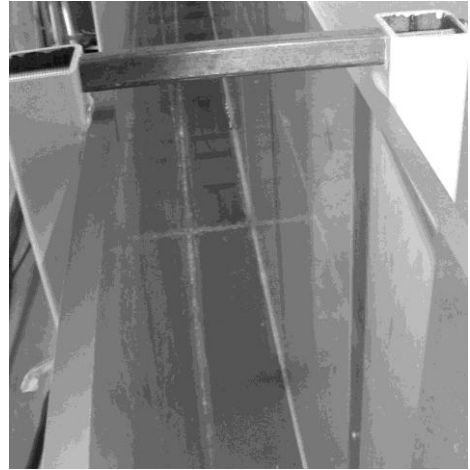
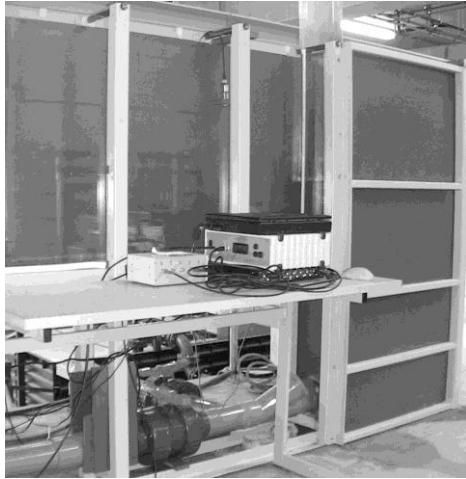


Figure 28 - Photos du canal d'essai (bac aval, section du canal)

- **Une vanne levante** «  $V_1$  » est placée à l'aval, celle-ci est positionnée entre deux glissières et permet, lorsqu'elle est ouverte de libérer l'entièreté de la largeur du canal (Figure 29).

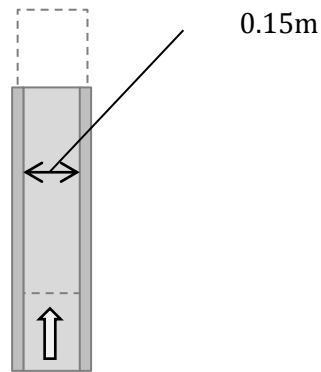


Figure 29 - Vanne levante «  $V_1$  »

- **Un panier à l'aval** permet de récupérer les sédiments et d'éviter que ceux-ci recirculent dans le canal. Il est composé d'un grillage laissant passer l'eau.

*Remarque :* Afin de simplifier la mise en place déjà complexe des sédiments, aucun apport en sédiments ne sera réalisé à l'amont.

- **Une pompe** autorise la génération de débits supérieurs à 2.00l/s. Le débit imposé peut être maintenu constant avec une précision de +/- 0.05l/s.
- **Des vannes de vidanges** permettent de vider le canal (amont, aval et centre). La vanne centrale «  $V_2$  » (Figure 30), assure l'évacuation de l'excédent d'eau pendant les expériences de la campagne d'essais 1, qui consiste à vidanger partiellement le canal.



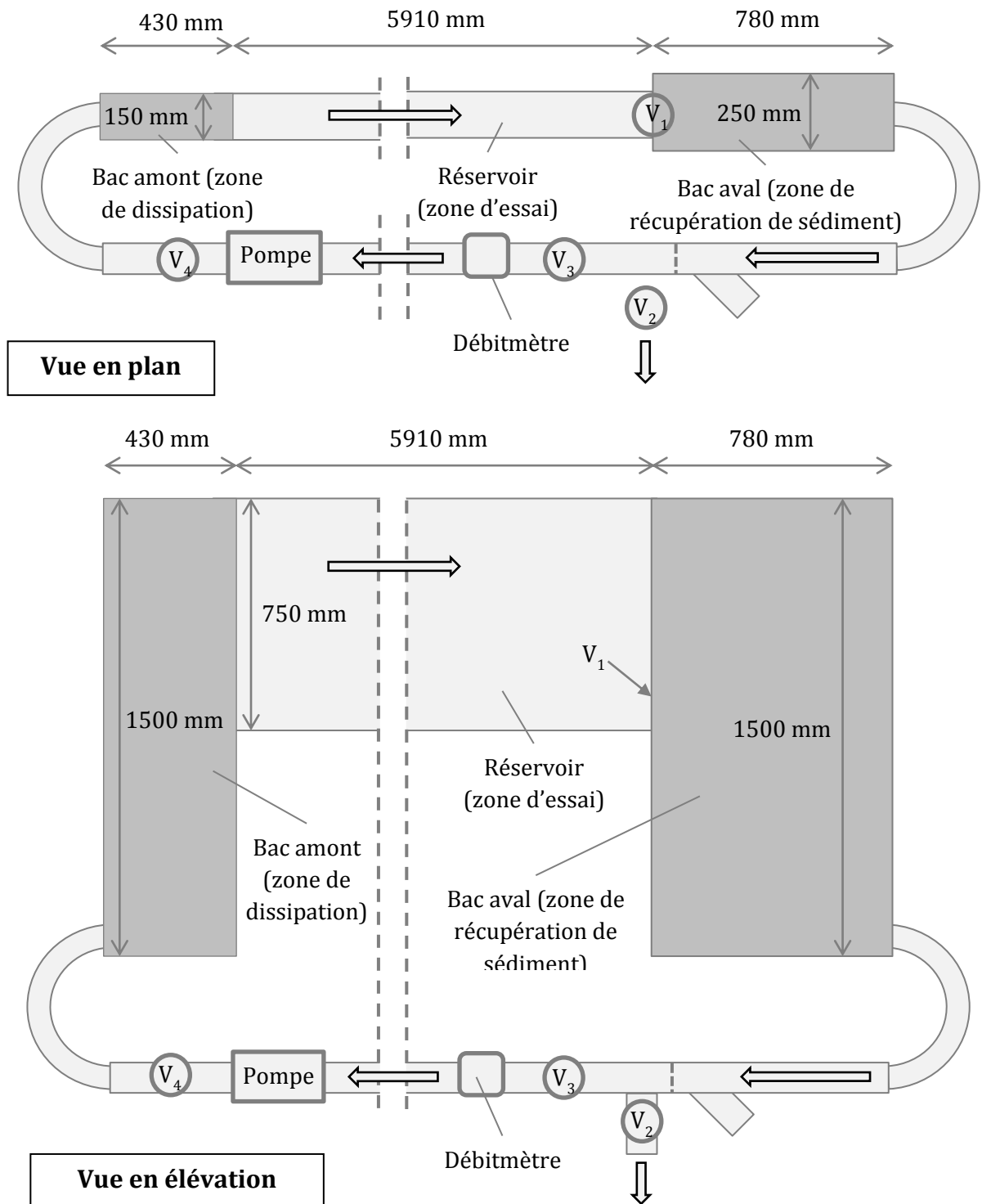


Figure 30 - Vues schématiques en plan et en élévation du canal d'essai provisoire

### 7.3. INSTRUMENTS DE MESURE

Sur base des résultats des simulations numériques préliminaires, l'évolution du profil sédimentaire doit pouvoir être décrite. L'ensemble des méthodes d'investigation choisies sont décrites dans ce chapitre.

#### 7.3.1. VITESSES D'ÉCOULEMENT

Afin de pouvoir caractériser les vitesses d'écoulement, un dispositif provoquant l'électrolyse de l'eau a été construit. Il est composé de 4 tiges filetées parallèles disposées verticalement au travers de l'écoulement. Entre ces tiges, de minces fils métalliques sont placés horizontalement avec une entre distance de 1cm (Figure 31).

Dans l'eau, une différence de potentiel électrique est appliquée entre les fils métalliques. Lors du passage du courant électrique, chaque électrode attire vers elle des ions de charge opposée, suite à une réaction d'oxydo-réduction, des bulles d'hydrogène sont créées. Les équations décrivant ces réactions sont reprises en annexe (Tableau 10).

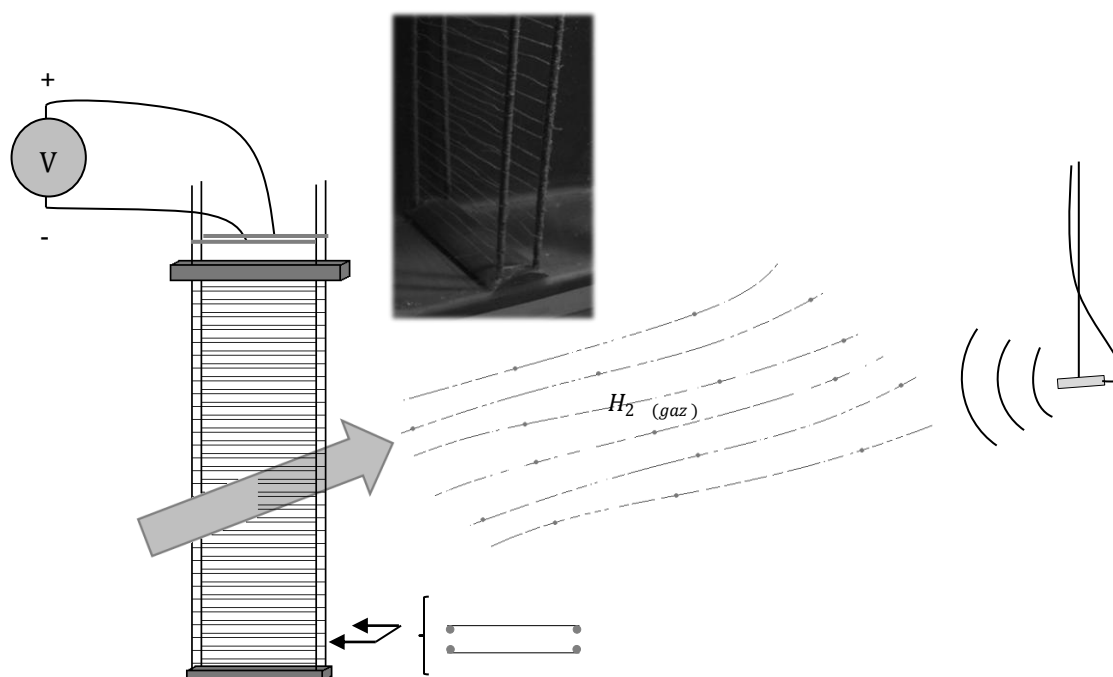


Figure 31 - Schéma du principe de mesure des vitesses d'écoulement

Les bulles d'hydrogène sont emportées par l'écoulement et repérées par un capteur de vitesse à l'aval. Le capteur est éloigné de la zone de mesure afin de limiter son influence sur l'écoulement. Les mesures peuvent être effectuées à différents intervalles de distance et selon plusieurs directions afin de pouvoir caractériser complètement les vitesses d'écoulement. La précision des mesures effectuées est estimée comme étant inférieure à 1mm/s par le programme de traitement des données.

#### 7.3.2. DÉBITS

Les débits sont évalués par l'intermédiaire d'un débitmètre placé au travers de l'écoulement, avant la pompe. Le débit imposé doit être calibré par la vitesse de rotation de la pompe et la vanne « V<sub>4</sub> » placée juste à l'amont de celle-ci.

### 7.3.3. HAUTEURS D'EAU

Il est important de contrôler les hauteurs d'eau en différents endroits afin de connaître avec précision les conditions hydrauliques dans lesquelles les expériences sont réalisées. Trois capteurs de hauteur d'eau sont positionnés sur la longueur du canal (à l'amont, à l'aval et au centre).

Ils permettent, de plus, de décrire le gradient de surface établi lors de la vidange du canal et d'en déduire le débit évacué en fonction du temps. Ces mesures sont basées sur le temps nécessaire entre l'émission et la réception d'ultrasons réfléchis à la surface de l'eau. La synchronisation et l'échantillonnage des données a fait l'objet d'une programmation avec le logiciel « Labview 7 Express ».

Sur base de l'enregistrement des hauteurs d'eau lors de 6 essais pendant la campagne d'essais 2 (Figure 32), les précisions suivantes ont été atteintes :

- L'écart entre les valeurs moyennes enregistrées par essai : 1mm
- L'écart entre les valeurs maximum et minimum enregistrées : 3.5mm

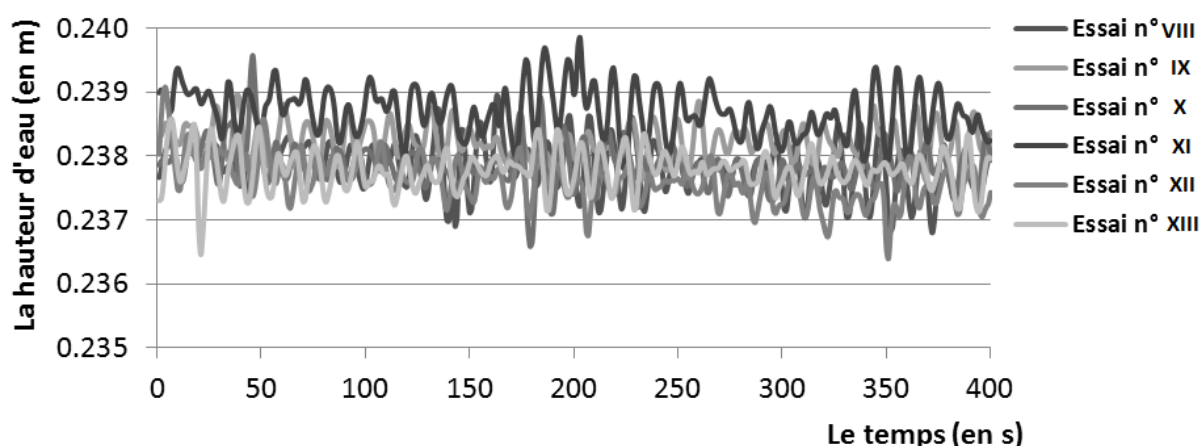


Figure 32 - Enregistrements des hauteurs d'eau

### 7.3.4. DYNAMIQUE DU FOND SÉDIMENTAIRE (ÉCHO-SONDEUR)

Grâce aux ultrasons émis par l'écho-sondeur (Figure 33), il est possible de relever localement la bathymétrie du fond. Suite à la réflexion de l'onde au niveau du fond, un écho est perçu par les capteurs de la sonde. En fonction du temps nécessaire à cette onde pour effectuer l'aller-retour et de la vitesse de l'onde dans le milieu ambiant, il est possible d'évaluer la distance parcourue par l'onde et donc la profondeur du fond. Dans ce but, il est nécessaire d'ajuster les fenêtres de temps afin de ne pas enregistrer d'artefacts correspondant à la réflexion des ondes contre d'autres parois que le fond.

La précision obtenue lors des essais est de 1mm pour une profondeur inférieure à 350mm. Même si la précision de l'appareil est haute, sur la largeur du canal, une variation de 5mm peut être enregistrée, induite par les sédiments ne décrivant pas une surface parfaitement lisse. Une tension directement proportionnelle à la profondeur peut être mesurée en sortie de cet instrument (en annexe, Figure 124). La corrélation des résultats prédits avec ceux attendus est élevée montrant la justesse des résultats.

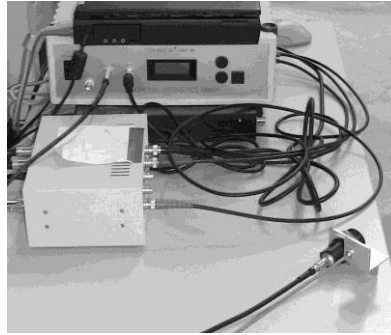


Figure 33 - Echo-sondeur « UltraLab UWS »

### 7.3.5. DYNAMIQUE DU FOND SÉDIMENTAIRE (CAMÉRA)

Le matériel utilisé est une caméra Canon 1929x1080, haute définition munie d'un objectif grand angle. L'intégralité de chaque expérience est filmée afin d'enregistrer l'évolution du profil sédimentaire à travers la paroi en plexiglass. Seule la partie centrale du canal est filmée, sur une longueur de 3.5m. Cette dernière longueur a été déterminée afin de s'assurer une précision suffisante. La précision des mesures effectuées est définie par le nombre de pixels. Celle-ci est de l'ordre d'une taille de grain, en effet, aux extrémités de l'image (là où la distorsion de l'image est maximum), une longueur de 0.5m est couverte par 226 pixels, 1 pixel correspond donc à 2mm.

Suite au traitement de ces images vidéo, il sera donc possible de caractériser chaque profil sédimentaire et d'en déduire l'efficacité avec laquelle l'eau charrie les particules sédimentaires. Le traitement de ces images est réalisé par l'intermédiaire d'un code de calcul développé avec le programme « MATLAB », les différentes étapes sont décrites ci-dessous :

**La décomposition des images vidéo :** Les images filmées par la caméra (24 images/seconde) sont décomposées en trames afin de pouvoir être analysées.

**La détection du contour de la couche de sédiments :** Cette opération est réalisée sur base des nuances de couleur enregistrées. Les sédiments sont en effet de couleur claire alors que la paroi est de couleur plus foncée. Une série de traitements permet d'améliorer la qualité de l'image et donc de mieux définir cette limite (Figure 34). Ceux-ci servent notamment à éliminer les zones relatives à la structure du canal et à supprimer certains points ne correspondant pas à la couche de sédiments dont la couleur est proche. Ces traitements sont basés sur les coordonnées de repères placés à intervalles réguliers et sur la continuité de la couche de sédiments. Pour finir, afin de lisser les légères fluctuations observées à plus petites échelles, un filtre uniformise les valeurs sur une longueur de 0.15m (Figure 35).

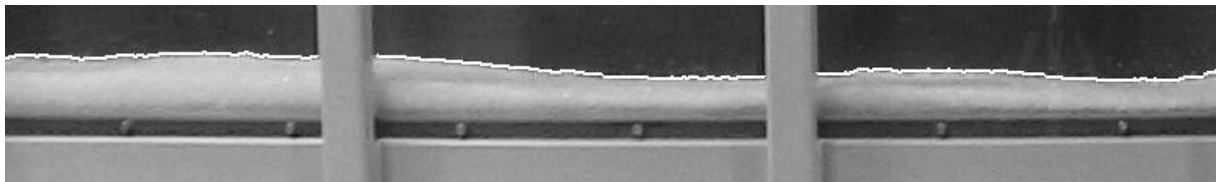


Figure 34 - Profil sédimentaire (contour blanc)

**La correction de la distorsion de l'image :** Puisqu'il s'agit d'une caméra grand angle, une distorsion importante de l'image est observée (Figure 36). Il est donc utile de convertir un nombre de pixels sur l'image en une longueur.

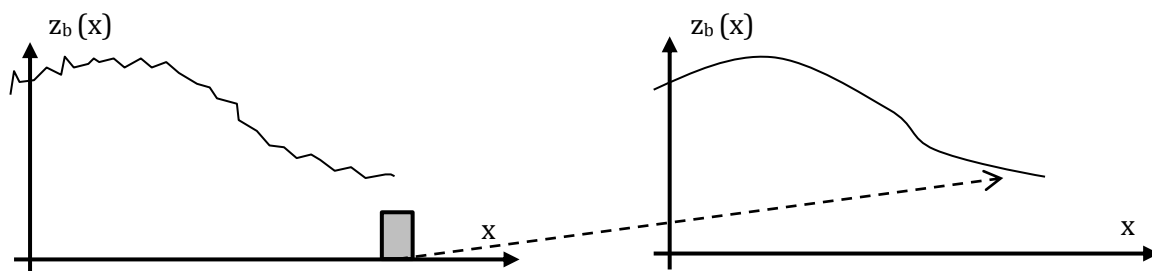


Figure 35 - Filtre utilisé pour le traitement des images vidéo

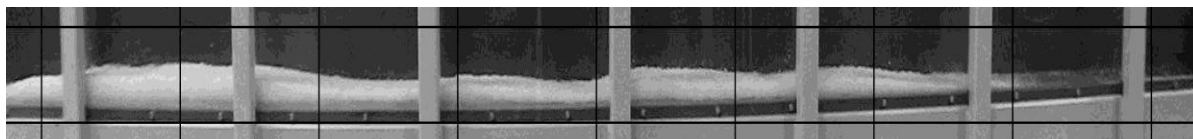


Figure 36 - Distorsion d'une moitié d'image

Afin de corriger la déformation de l'image, des points de repère de coordonnées connues sont placés sur toute la longueur du canal. La distorsion horizontale est prépondérante, un nombre suffisant de repères a été placé selon l'axe « x » (tous les 50cm). Une interpolation entre les trois points les plus proches permet ensuite d'établir la correspondance entre les coordonnées de chaque pixel de l'image et les coordonnées réelles analogues (Figure 37).

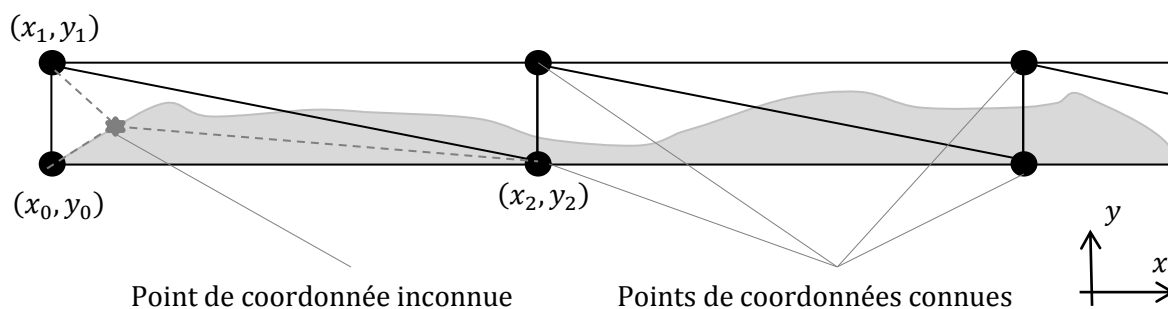


Figure 37 - Schéma de l'interpolation des nouvelles coordonnées

Le système d'équation devant être résolu est le suivant :

$$\begin{cases} u = a_0x + a_1y + a_2 \\ v = b_0x + b_1y + b_2 \end{cases}$$

« x » et « y » sont les coordonnées des images distordues, « u » et « v » sont les coordonnées réelles. Les coefficients « a<sub>i</sub> » et « b<sub>i</sub> » sont des paramètres inconnus déterminés sur base des trois points de coordonnées connues.

$$\begin{cases} u_0 = a_0x_0 + a_1y_0 + a_2 \\ u_1 = a_0x_1 + a_1y_1 + a_2 \\ u_2 = a_0x_2 + a_1y_2 + a_2 \end{cases} \quad \begin{cases} v_0 = b_0x_0 + b_1y_0 + b_2 \\ v_1 = b_0x_1 + b_1y_1 + b_2 \\ v_2 = b_0x_2 + b_1y_2 + b_2 \end{cases}$$

Les résultats des premiers essais montrent que cette correction est primordiale. En effet, cette dernière atteint 0.1m aux extrémités du canal (Richards et al., 2006 ; Dewals, 2009).

Afin de s'assurer de la cohérence et de la validité des résultats, des comparaisons avec les mesures déterminées par l'écho-sondeur ont été réalisées au début et à la fin de chaque essai.

## 8. CAMPAGNE D'ESSAIS 1

Cette première campagne d'essais a pour objet l'analyse du transport sédimentaire lors d'une vidange partielle du canal.

### 8.1. DESCRIPTIF DES ESSAIS

Ces essais sont réalisés dans les conditions suivantes :

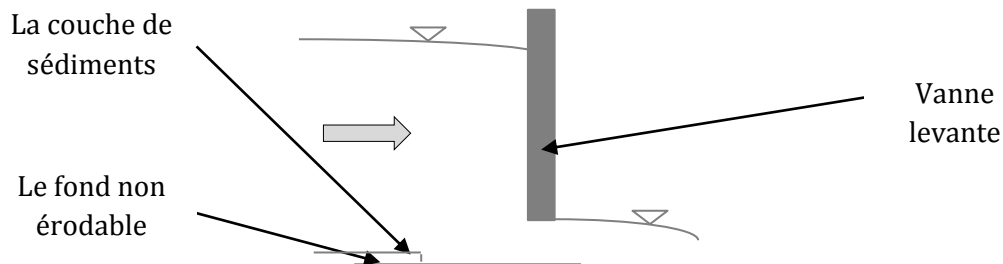


Figure 38 - Schéma en élévation d'une vidange partielle

La hauteur d'eau initiale dans le canal est de 0.5m. Cette hauteur est dimensionnée pour permettre l'évacuation de l'eau par les conduites de la maquette, pour des ouvertures de vanne inférieures à 0.08m.

Les lois d'ouverture et de fermeture de vanne levante sont définies sur base des trois paramètres suivants :

- Hauteur d'eau initiale ( $h_0$ ): 0.5m ;
- Hauteur d'eau précédant la fermeture de la vanne à l'aval ( $h_f$  variable) ;
- Ouverture de la vanne ( $h_v$  variable).

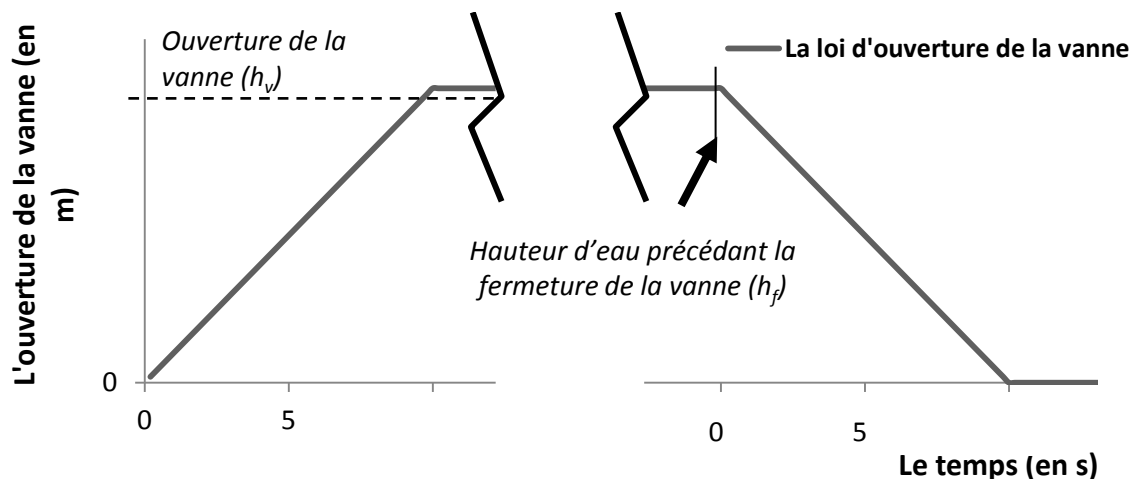


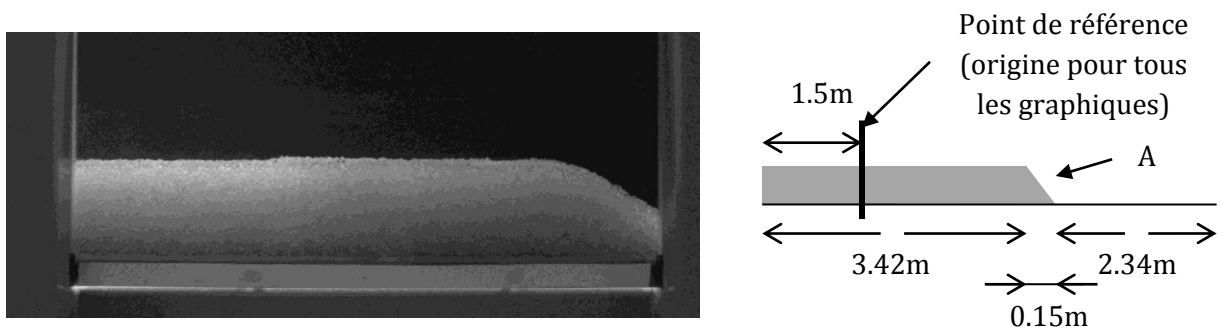
Figure 39 - Loi d'ouverture de la vanne levante

Les vitesses d'ouverture et de fermeture de la vanne sont maintenues constantes afin d'en simplifier la mise en œuvre manuelle lors des essais. Cette vitesse est de 5mm/s (Figure 39). Ce choix a été effectué afin de permettre la comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques. En effet, lorsque le niveau d'eau est trop faible, les résultats numériques peuvent diverger avant la fin de l'expérience.

- La hauteur d'eau initiale dans le canal doit être suffisamment importante pour éviter de provoquer du transport induit par les ondulations de la surface libre lors de l'ouverture de la vanne.
- Il est primordial de respecter la loi de fermeture de la vanne car c'est à ce moment-là que les résultats expérimentaux engendrent beaucoup de transport sédimentaire en peu de temps.

La géométrie des sédiments initialement placés est caractérisée par le fait que seulement la moitié du canal est rempli (**Figure 40**). Il en résulte les avantages suivants :

- Empêcher l'eau de stagner au niveau du bac à l'aval, suite à l'encombrement des sédiments dans le panier ;
- Mieux observer l'influence du fond non érodable ainsi que la quantité exacte de sédiments érodée car la zone de transition située entre les sédiments et le fond non érodable (front sédimentaire, point A **Figure 40**) est observable par les instruments de mesure ;
- Obtenir des vitesses uniformes et raisonnables en évitant la zone de convergence des vitesses d'écoulement proche de la vanne levante.



Avant tout essai, il est nécessaire de disposer les sédiments dans le canal et de le remplir. Pour ce faire, les sédiments sont initialement plongés dans un mélange de produit vaisselle (2gr/kg) et d'eau. Ainsi la tension superficielle des sédiments est réduite et les forces électriques (forces de Van-Der-Waals) ne maintiennent pas ceux-ci à la surface de l'eau. Ils sont ensuite lissés et compactés à la spatule afin d'obtenir la géométrie voulue. Le remplissage du canal est réalisé de façon extrêmement progressive pour ne pas déplacer les sédiments. Lorsque seule une zone limitée du canal est remplie de sédiments, un élément vertical est temporairement positionné à cet endroit. Celui-ci est enlevé une fois la hauteur d'eau finale atteinte. La géométrie adoptée par les sédiments à cet endroit est une pente naturelle d'environ 35°.

Le temps nécessaire afin de réaliser complètement un essai de ce type est de 6h.

## 8.2. OBJECTIFS

Les objectifs visés par ces essais sont les suivants :

1. **Point de vue « expérimental »** : Réaliser des essais expérimentaux reproductibles dans des configurations hydrauliques et sédimentaires bien maîtrisées ;
2. **Point de vue « phénomènes physiques observables »** : Analyser la dynamique du transport sédimentaire lors de l'abaissement du niveau d'eau dans diverses configurations ;
3. **Point de vue « modélisation numérique »** : Effectuer un parallélisme entre le modèle numérique de calcul et les résultats expérimentaux dans le but d'améliorer l'interprétation des résultats ;
4. **Point de vue « recommandations concernant les chasses hydrauliques »** : Décrire le transport sédimentaire et faire le lien avec les chasses hydrauliques.

## 8.3. OBSERVATIONS PRÉLIMINAIRES

Afin d'établir des conditions propices aux essais de reproductivité, dans un premier temps, plusieurs essais préliminaires ont été mis en œuvre :

- Hauteur d'eau précédant la fermeture de la vanne : 0.15m.
- Ouverture de vanne : 0.05m

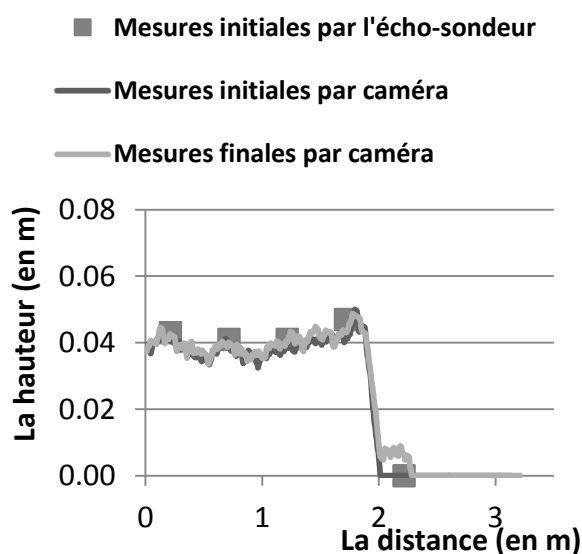


Figure 41 - Morphologie des sédiments lors d'une vidange partielle, essai n°I ( $O=0.05m$  -  $z_b=0.04m$  -  $h_f=0.15m$ )

- Hauteur d'eau précédant la fermeture de la vanne : 0.10m.
- Ouverture de vanne : 0.05m.

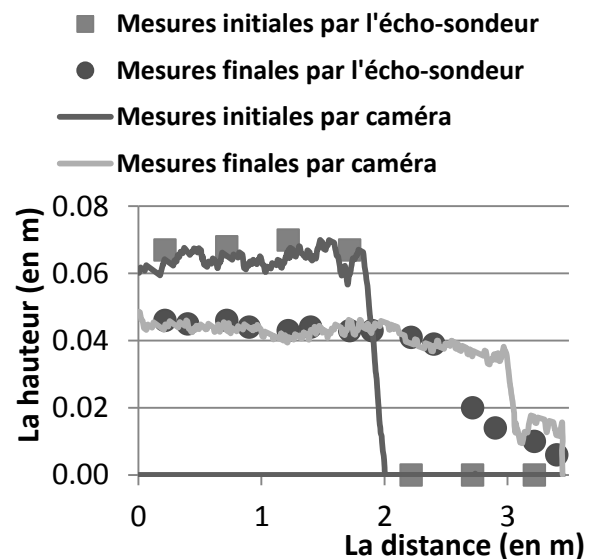


Figure 42 - Morphologie des sédiments lors d'une vidange partielle, essai n°II ( $O=0.05m$  -  $z_b=0.07m$  -  $h_f=0.10m$ )

Les deux graphiques précédents démontrent à quel point il est important de maîtriser les paramètres de mise en œuvre des essais afin de simuler le transport sédimentaire dans les bonnes proportions (Figure 41 et Figure 42).

Au début des essais, la hauteur d'eau est importante. Le transport sédimentaire s'établit de manière progressive depuis l'aval vers l'amont du canal. Au fur et à mesure de l'essai, le transport devient de plus en plus significatif. En effet, même si le débit hydraulique évacué décroît (Figure 44), les vitesses moyennes d'écoulement dans le canal augmentent car le niveau d'eau décroît de façon plus rapide que le débit (Figure 43).



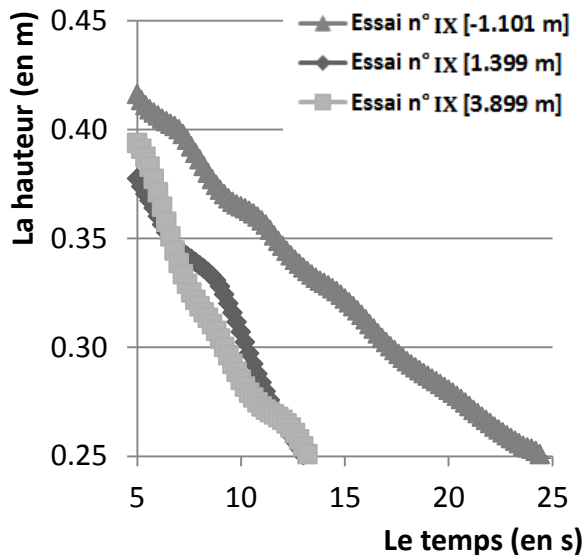


Figure 43 - Evolution des hauteurs d'eau en différents endroits (essai n°II)

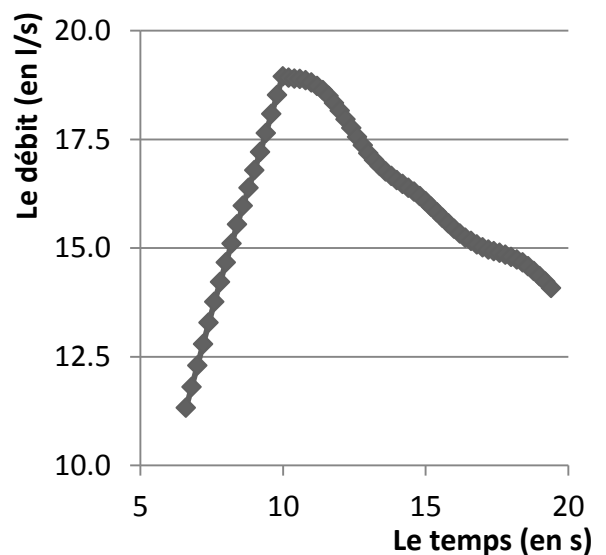


Figure 44 - Evolution des débits évacués à la sortie du canal (essai n°II)

Malgré l'ouverture progressive de la vanne, les capteurs de hauteur d'eau mettent en évidence les ondulations de la surface libre (Figure 43). On observe aussi le développement d'un gradient de surface de plus en plus important au fur et à mesure de l'expérience, entre l'amont et l'aval du canal. Cette différence significative correspond à l'influence de plus en plus prononcée de la couche de sédiments placés à l'amont du canal et au gradient de surface naturellement établi par l'écoulement suite à son accélération depuis l'amont. Concernant les débits évacués à la sortie du canal (Figure 44), ils sont évalués sur base de l'évolution des hauteurs d'eau à l'aval, en utilisant la formule exprimée au chapitre 6.3.1. :

$$q = h_v \sqrt{[h - h_v] \frac{2g}{1+k}}$$

Sur base des débits évalués, il est possible d'estimer le volume d'eau évacué et donc de vérifier la cohérence de cette formule en comparant la variation de hauteur d'eau réelle à la variation de hauteur d'eau théoriquement atteinte suite à l'évacuation de ce volume d'eau. Les résultats sont probants puisque l'écart entre ces résultats est de 6%.

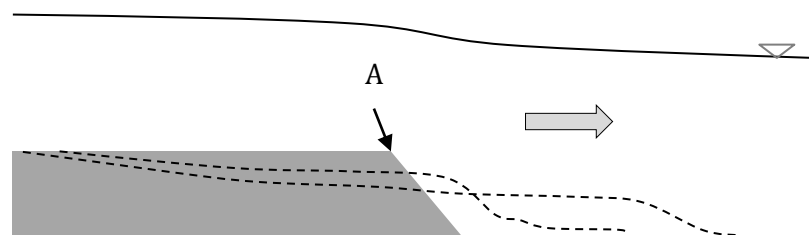


Figure 45 - Schéma de l'évolution du transport sédimentaire de la couche de sédiments

Progressivement de l'érosion régressive apparaît (l'érosion de la couche de sédiments se développe depuis l'aval). Le taux d'érosion est, en effet, maximum lors du passage entre le fond sédimentaire et le fond non érodable (point A, Figure 45). On y trouve la vitesse moyenne d'écoulement la plus importante sur toute la couche de sédiments.

A l'aval, les sédiments continuent à se mouvoir progressivement vers la vanne. C'est à cet endroit que les sédiments interagissent avec le fond non érodable. Conformément aux essais numériques préliminaires, ces expériences sont rapides (moins d'une minute).

#### 8.4. REPRODUCTIVITÉ DES ESSAIS

Sur base des deux précédents essais, le niveau d'eau atteint à l'aval avant la fermeture de la vanne ( $h_f$ ) est fixé à 0.135m pour générer un transport sédimentaire suffisant mais pas excessif. Plusieurs essais de reproductivité d'expériences dans des conditions hydrauliques et sédimentaires similaires ont été mis en œuvre pour s'assurer de la validité des résultats. 5 essais ont été générés avec les paramètres initiaux suivants :

- Poids des sédiments mis en œuvre : 24 kg ;
- Epaisseur moyenne des sédiments : 0.067m ;
- Ouverture de la vanne : 0.06 m.

Les résultats suivants résultent de mesures effectuées initialement et finalement par l'écho-sondeur :

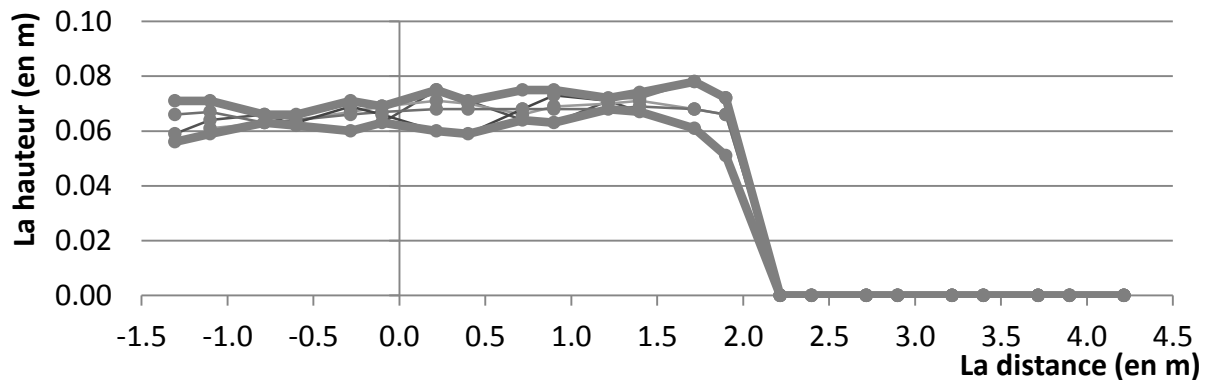


Figure 46 - Morphologie des sédiments lors d'une vidange partielle, essais n°III à VII ( $t_0$ ) ( $O=0.06m$  -  $z_b=0.07m$  -  $h_f=0.135m$ )

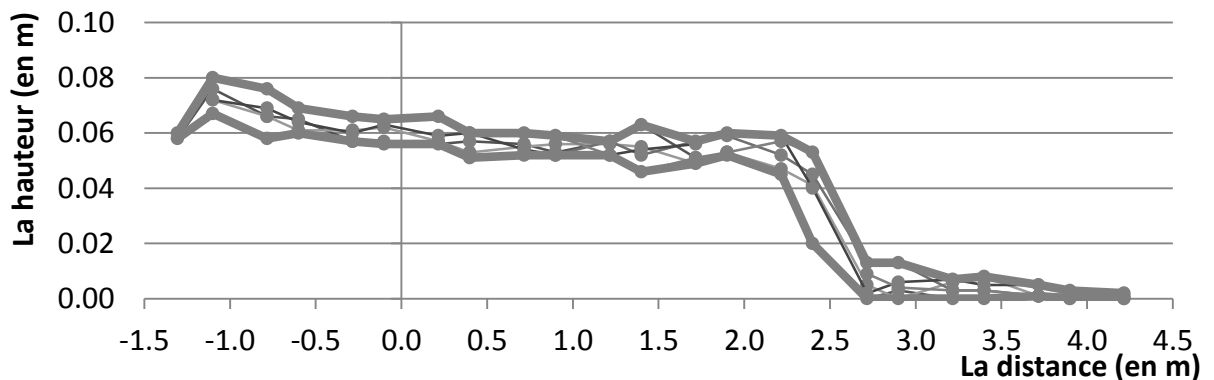


Figure 47 - Morphologie des sédiments lors d'une vidange partielle, essais n°III à VII ( $t_f$ ) ( $O=0.06m$  -  $z_b=0.07m$  -  $h_f=0.135m$ )

L'écart entre les épaisseurs maximales et minimales de sédiments est en moyenne de 0.01m au début et à la fin des essais. La quantité de sédiments érodés et déposés est analysée essai par essai sur la figure suivante.

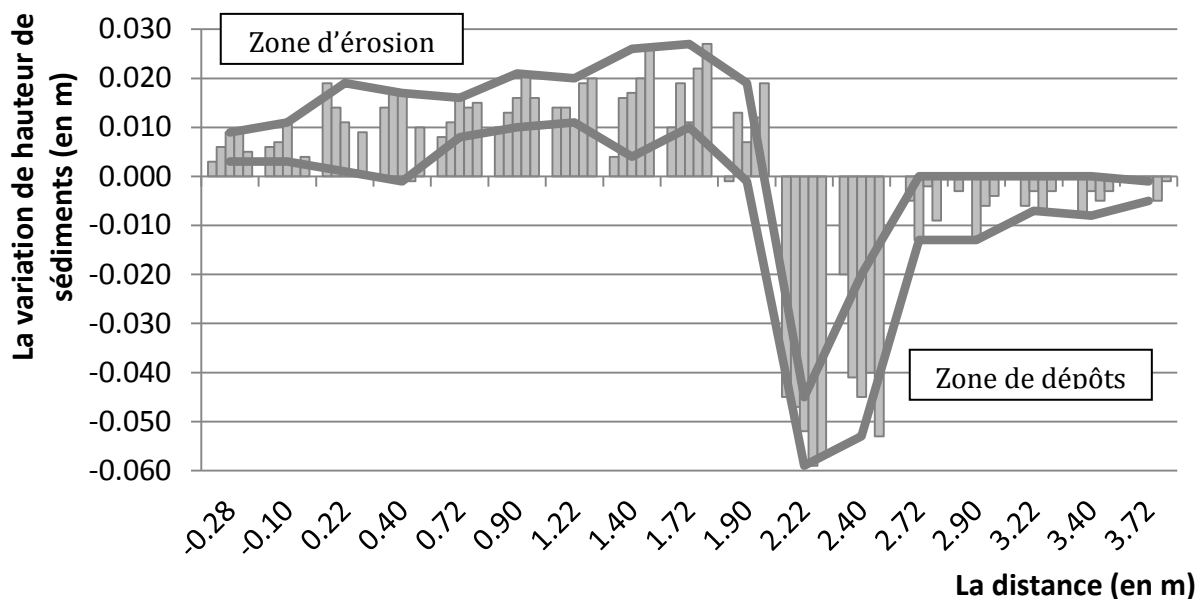


Figure 48 - Epaisseur de sédiments érodés et déposés lors d'une vidange partielle, essais n°III à VII

Bien qu'une certaine variabilité des essais soit présente, les phénomènes observés sur la longueur du canal sont similaires avec, à l'amont, une zone d'érosion progressivement de plus en plus importante et, à l'aval, une zone de dépôts sur une longueur approximative de 0.5m.

## 8.5. VALIDATION DES MESURES DÉDUITES DES IMAGES VIDÉOS

Seules les configurations initiales et finales des images vidéo sont prises en considération. Le transport sédimentaire est en effet trop important pendant les expériences pour décrire clairement l'évolution du profil sédimentaire dans le temps.

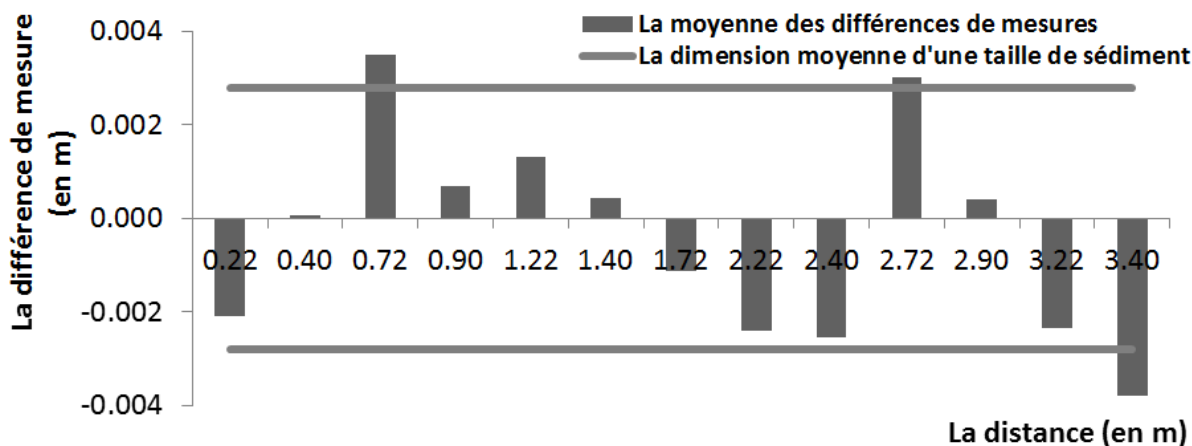


Figure 49 - Moyenne des différences de mesure sur la longueur du canal

L'écart moyen observé entre les résultats de l'écho-sondeur et de la caméra est de  $\pm 0.003\text{m}$  sur 100 comparaisons en excluant les zones sans sédiments. Cette erreur se répartit aléatoirement sur la longueur du canal (Figure 49) et correspond à une taille moyenne de grain.

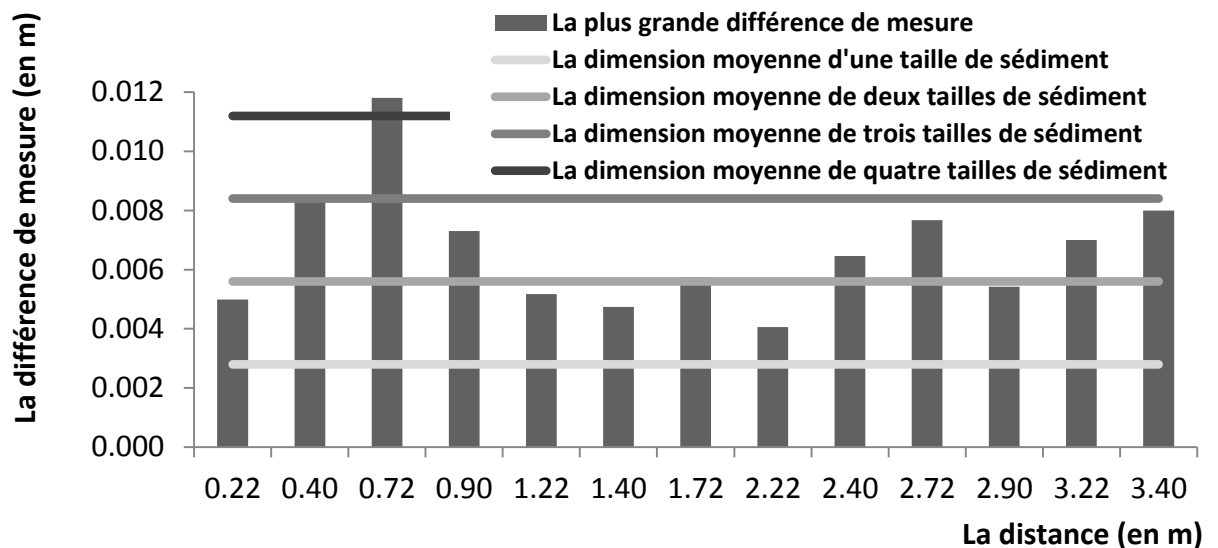


Figure 50 - La plus grande différence de mesure sur la longueur du canal

Sur base des plus grands écarts de mesures (Figure 50), des différences plus conséquentes ont été observées au niveau des extrémités du canal. La raison de ces différences correspond notamment à un effet de perspective inévitable dû à l'oblicité de la prise de vue à ces endroits. Un exemple de comparaison des mesures effectuées par l'écho-sondeur et par les images vidéo est repris ci-dessous :

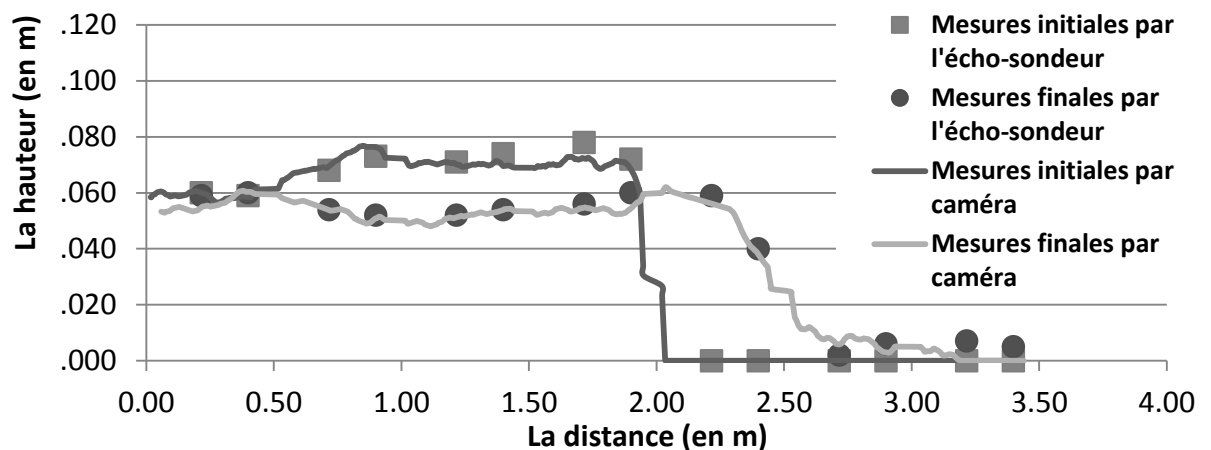


Figure 51 - Exemple de comparaisons des mesures effectuées par l'écho-sondeur et par images vidéo

## 8.6. VARIATION DE PARAMÈTRES

Plusieurs essais ont été réalisés dans le but de déterminer les paramètres hydrauliques et sédimentaires dominants. Dans un premier temps, l'épaisseur de la couche de sédiments placée a été modifiée (Figure 52) tout autre paramètre restant constant.

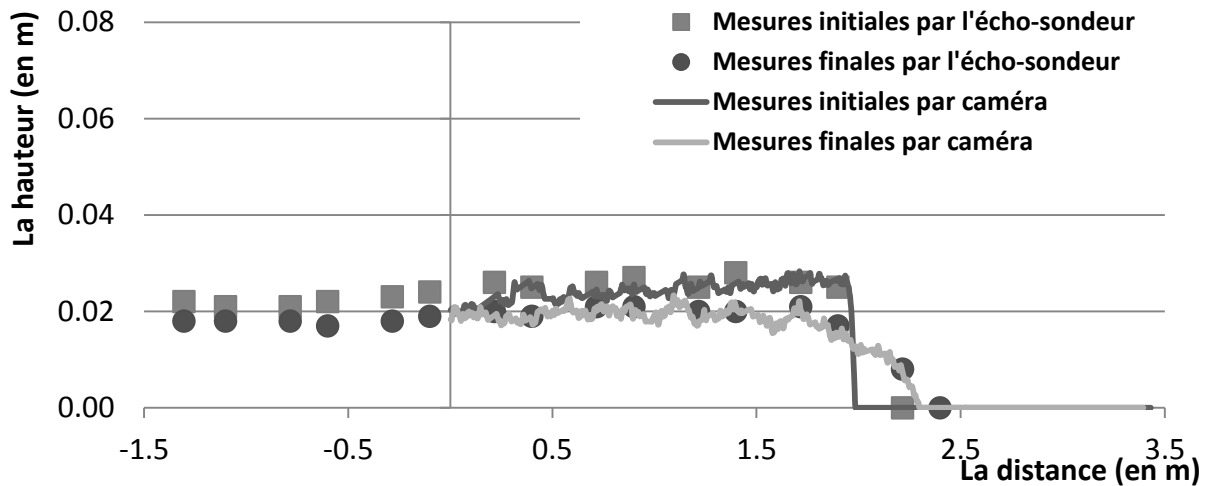


Figure 52 - Morphologie des sédiments lors d'une vidange partielle, essais n°VIII ( $t_0$ ) ( $O=0.06\text{m}$  -  $z_b=0.03\text{m}$  -  $h_f=0.135\text{m}$ )

Il en résulte que la variation d'épaisseur de la couche de sédiments influence fortement le transport sédimentaire. Cette sensibilité est induite par le fait que le transport est maximum pour des hauteurs d'eau faibles. Même si le volume d'eau total utilisé pour générer ce transport est équivalent, le niveau d'eau est, à la fin de l'essai, réduit de 50% par rapport aux précédents essais. Il en résulte une perte d'efficacité importante du transport sédimentaire. Cette sensibilité est trop grande pour réaliser une série d'essais expérimentaux qui mettraient en évidence l'influence de la variation de l'épaisseur des sédiments.

L'essai suivant a été réalisé avec une ouverture de vanne moins importante (0.04m) et une quantité de sédiments identique à ceux des essais n°III à VII. La durée de l'essai est plus longue (45s), mais le taux d'érosion de la couche de sédiments est moins important suite aux vitesses plus faibles générées (Figure 53). Les résultats sont plus précis et, moins de vagues sont produites lors de la fermeture de la vanne.

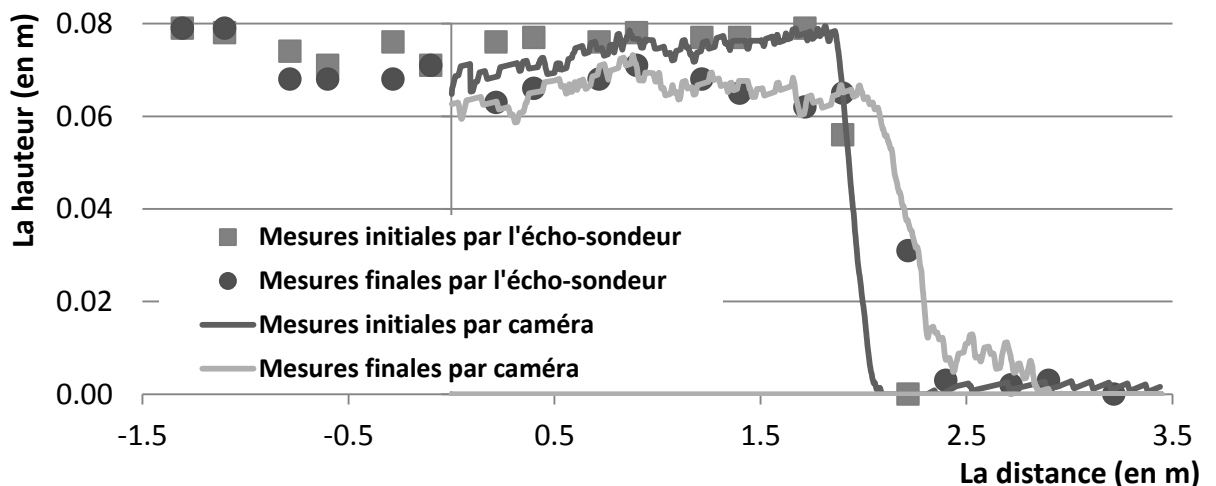


Figure 53 - Morphologie des sédiments lors d'une vidange partielle, essais n°IX ( $t_0$ ) ( $O=0.04\text{m}$  -  $z_b=0.07\text{m}$  -  $h_f=0.135\text{m}$ )

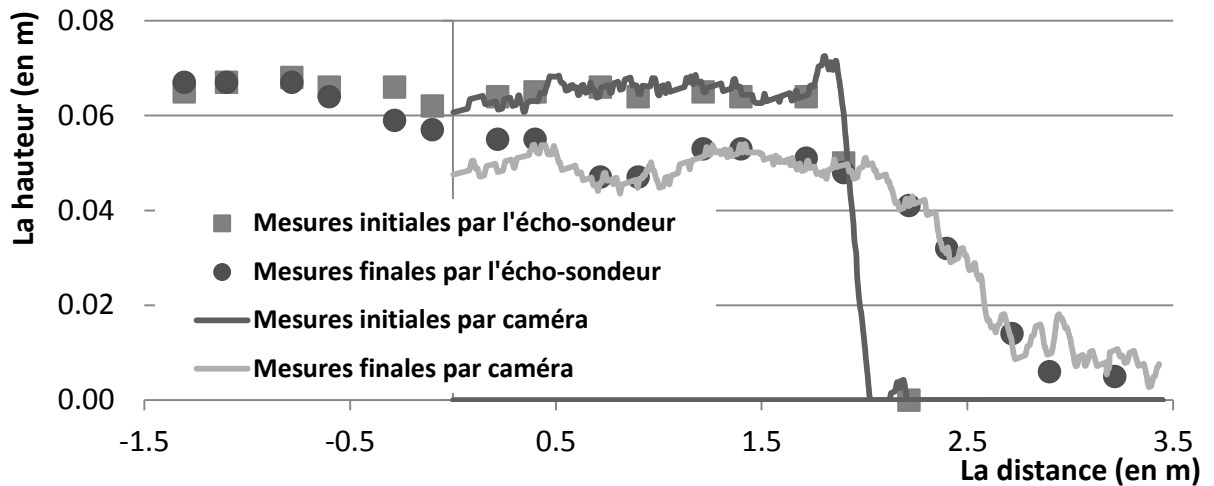


Figure 54 - Morphologie des sédiments lors d'une vidange partielle, essais n°X ( $t_0$ ) ( $O=0.08m$  -  $z_b=0.07m$  -  $h_f=0.135m$ )

Inversement, lorsque l'ouverture de la vanne atteint le maximum fixé (0.08m), le volume de sédiments transportés est bien plus important (Figure 54).

La quantité d'eau utilisée lors de chaque essai n'est pas tout à fait identique. En effet, la vitesse de fermeture de la vanne est constante mais l'ouverture de la vanne varie. Il est par ailleurs intéressant de comparer les volumes de sédiments transportés en évaluant la différence entre les hauteurs de sédiments initiales et finales sur les trois premiers mètres du canal :

Essai n°III	Essai n°IV	Essai n°V	Essai n°VI
Quantité de sédiments: 24kg	Quantité de sédiments: 9kg	Quantité de sédiments: 24kg	Quantité de sédiments: 24kg
Ouverture de la vanne: 0.06m	Ouverture de la vanne: 0.06m	Ouverture de la vanne: 0.04m	Ouverture de la vanne: 0.08m
4.7 l	2.5 l	3.0 l	5.0 l

Tableau 4 - Comparaison des volumes de sédiments érodés en fonction des essais

Sur base de ces seuls chiffres, il est difficile de tirer des conclusions sur l'évolution exacte du transport sédimentaire en fonction des épaisseurs de sédiments placés et des ouvertures de la vanne.

Ces résultats sont néanmoins cohérents puisqu'en augmentant l'ouverture de la vanne levante, le débit, et donc les vitesses d'écoulement dans le canal, augmentent. Or, le transport sédimentaire varie de manière plus que proportionnelle avec la vitesse. L'efficacité de la chasse est par conséquent plus importante lorsque l'ouverture de la vanne est plus grande. Concernant l'épaisseur des sédiments mis en place, un raisonnement similaire peut être appliqué. Pour un même débit évacué, lorsque la quantité de sédiments est moins importante, la hauteur d'eau, et donc les vitesses moyennes d'écoulement sont moins importantes, induisant au final moins de transport sédimentaire.

Le débit sédimentaire n'évolue pas suffisamment depuis l'amont vers l'aval pour atteindre le fond non érodable. Le fond non érodable influence par ailleurs les dépôts sédimentaires à l'aval puisque les conditions d'écoulement ne sont pas perturbées par un changement de forme du fond du canal.

## 8.7. CONFRONTATION ENTRE LES RÉSULTATS NUMÉRIQUES ET EXPÉRIMENTAUX

Sur base des paramètres probables définis au chapitre 7, les résultats de la simulation numérique correspondant aux essais n°III à VII (essais de reproductivité) sont les suivants :

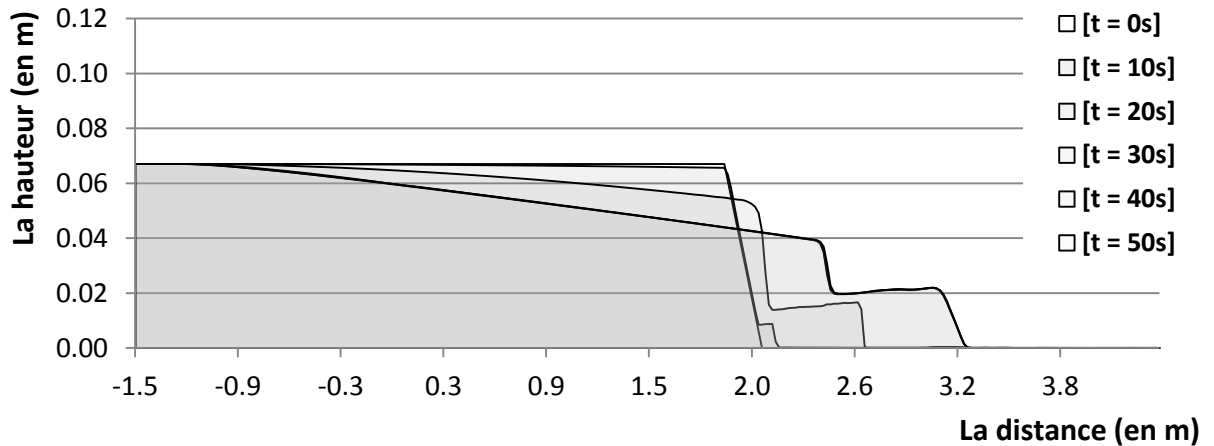


Figure 55 - Morphologie des sédiments, les résultats de la simulation numérique avec les paramètres initiaux

$d_{\text{moy}} = 0.0028 \text{ m}$	$n_{\text{Manning}} = 0.028$	$\tau_c^* = 0.032$
$s = 1.045$	$n_{\text{Porosité}} = 0.33$	$N_{\text{noeud}} = 300$

Tableau 5 - Paramètres initiaux introduits dans le programme

La loi de capacité de transport utilisée est celle de Meyer-Peter-Müller. Les détails concernant le modèle numérique sont précisés au chapitre 6. La programmation de l'ouverture et de la fermeture de la vanne a par ailleurs dû être réalisée. Les résultats numériques sont dans un premier temps comparés avec l'essai n°V :

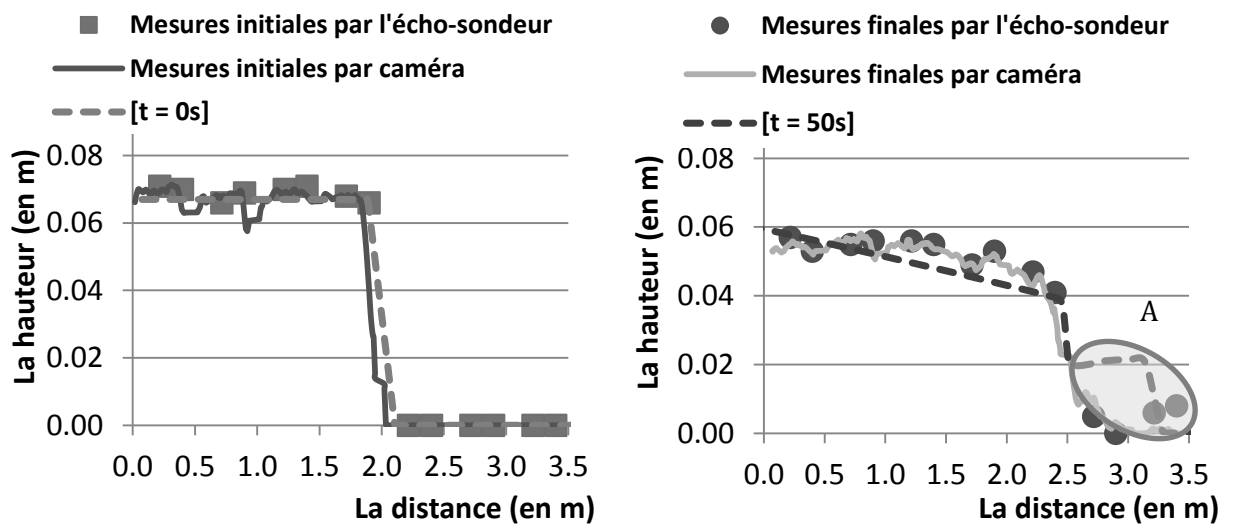


Figure 56 - Comparaison entre les essais numérique et expérimental (essai n°V)

D'importantes différences sont observées au niveau du front sédimentaire (zone A, Figure 56). A cet endroit, le transport sédimentaire est rapide et complexe, avec probablement localement des écoulements tridimensionnels. Le modèle numérique ne prend pas en considération de tels phénomènes, les résultats montrent en effet que l'augmentation du niveau d'eau à cet endroit réduit instantanément le transport sédimentaire.

L'analyse de sensibilité du chapitre suivant va tenter de mettre en évidence l'origine des différences observées entre les résultats numériques et expérimentaux.

### 8.7.1. ANALYSE DE SENSIBILITÉ

#### - Influence de la porosité :

L'équation faisant intervenir la porosité est l'équation d'Exner. Ce paramètre n'influence que la vitesse à laquelle le transport s'effectue.

$$(1 - p) \frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{\partial q_{bx}}{\partial x} = 0$$

Avec « p » la porosité, « q<sub>b</sub> » le débit solide selon x et « z<sub>b</sub> » l'épaisseur des sédiments.

La durée de l'essai étant identique, une légère différence apparaît. La fenêtre de porosité évaluée correspond à celle définie dans le chapitre 7,  $n \in [0.323 ; 0.356]$  (Figure 57).

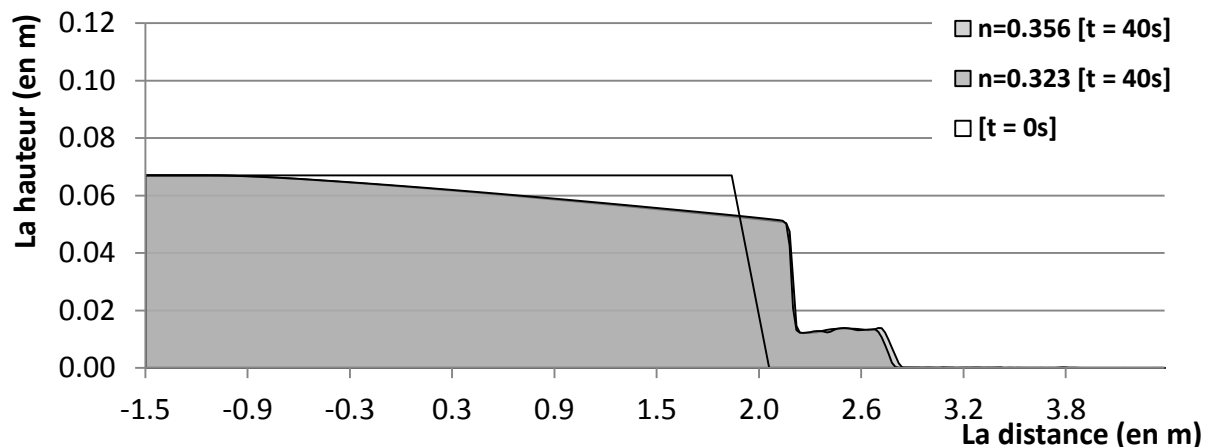


Figure 57 - Morphologie des sédiments pour différentes valeurs de la porosité

#### - Influence du coefficient de frottement

L'influence du coefficient de frottement (Manning-Strickler) est beaucoup plus nette.

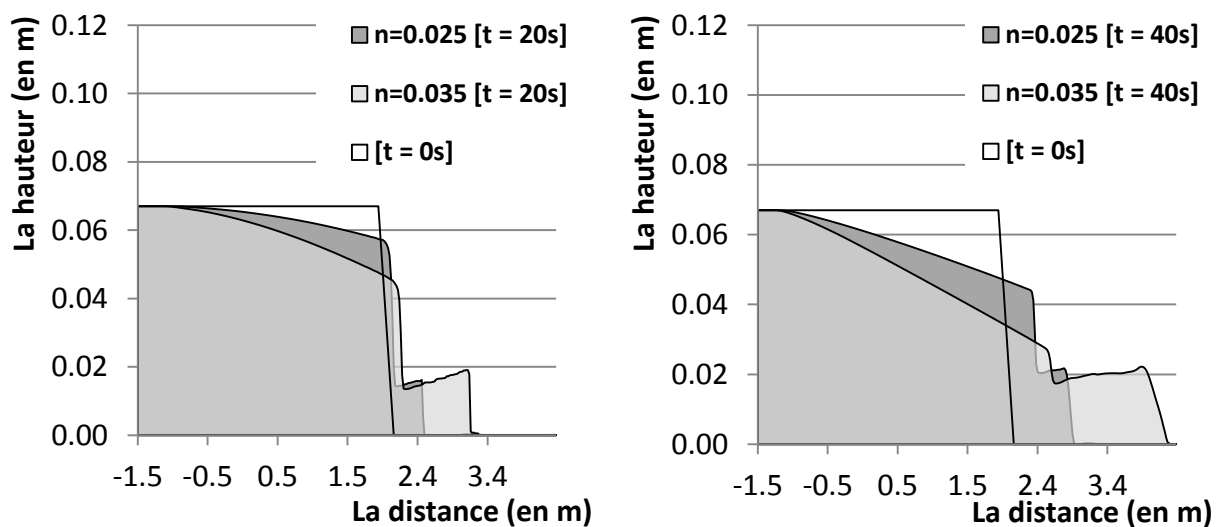


Figure 58 - Morphologie des sédiments pour différentes valeurs du coefficient de frottement

La pente prise par la couche de sédiments et la distance parcourue par le front sédimentaire varient de façon importante car ce paramètre intervient directement dans l'équation du débit sédimentaire. D'après la Figure 58 et la Figure 56, il apparaît que le coefficient de frottement devant être utilisé est plus proche de 0.025 que de 0.028.



- Influence du paramètre de Shields :

La différence entre le profil sédimentaire déterminé avec un paramètre critique Shields égal à  $0.028\text{N/m}^2$  et à  $0.047\text{N/m}^2$ , est inférieure à 1mm partout sauf au niveau du front sédimentaire. A cet endroit, sur une longueur de 0.1m, cette différence est inférieure à 5mm. Cela prouve que le transport sédimentaire est trop rapide et important pour influencer ce paramètre qui n'a de conséquence que sur le seuil de mise en transport des sédiments.

L'explication suivante justifie les différences observées entre les résultats numériques et expérimentaux au niveau de la zone de transition entre la couche de sédiments et le fond rigide. A cet endroit, l'accélération de l'écoulement produit d'une part la mise en suspension locale des sédiments et d'autre part un décollement de l'écoulement à proximité du fond (vitesses d'écoulement négatives). Le programme ne prend pas en considération ces phénomènes. Les équations résolues dans le code de calcul sont intégrées sur la hauteur de l'écoulement et ne résolvent que le transport par charriage des sédiments. Lors des essais expérimentaux, les particules au niveau du front sédimentaire sont mises en suspension et transportées plus loin que si elles étaient simplement charriées.

### 8.7.2. CONDITIONS DE MISE EN SUSPENSION

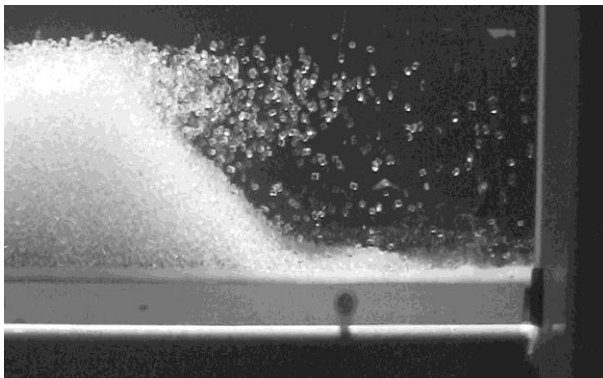


Figure 59 - Mise en suspension au niveau du front sédimentaire

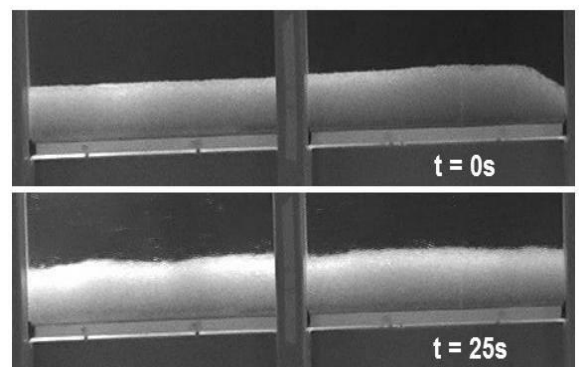


Figure 60 - Photos comparatives (0s et 25s)

On observe effectivement une mise en suspension au niveau du front sédimentaire (Figure 59). Deux auteurs (Bagnold et Van Rijn) proposent des valeurs du paramètre critique de Shields pour une mise en suspension des sédiments (Figure 62). Les valeurs proposées sont extrêmement variables, en fonction de ce qu'ils considèrent être de la suspension. Sur base du modèle numérique, il est possible de déterminer le paramètre de Shields. Les valeurs obtenues sont élevées par rapport au seuil de mise en suspension défini par les deux auteurs (Figure 61). Malgré cette constatation, comme le montrent les photos comparatives à 0s et 25s (Figure 60), le contact entre les sédiments est maintenu dans la zone du canal précédant le front sédimentaire, les sédiments ne sont pas mis en suspension. Les résultats peuvent donc être exploités dans la zone amont du canal.

*Remarque :* Après 25s la vanne commence à se refermer, il s'agit donc d'une situation critique.

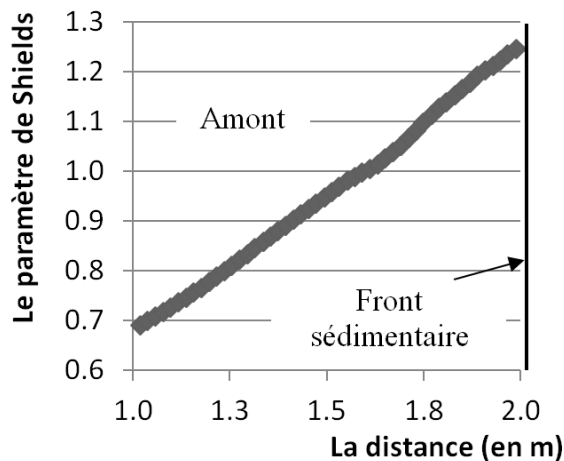


Figure 61 - Le paramètre de Shields sur la longueur du canal

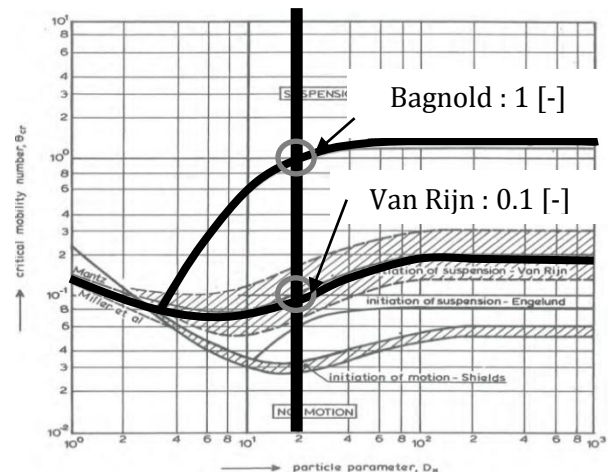


Figure 62 - Le paramètre critique de Shields pour la mise en suspension des particules

## 8.8. MISE EN PARALLÈLE AUX MODÉLISATIONS NUMÉRIQUES

Voici les paramètres introduits dans la modélisation numérique permettant d'obtenir les résultats les plus proches des différentes simulations expérimentales réalisées.

$d_{\text{moy}} = 0.0028 \text{ m}$	$n_{\text{Manning}} = 0.026$	$\tau_c^* = 0.032$
$s = 1.045$	$n_{\text{Porosité}} = 0.33$	$N_{\text{noeud}} = 300$

Tableau 6 - Paramètres calibrés avec les expérimentations

La différence principale avec les précédentes modélisations numériques correspond au coefficient de frottement de Manning-Strickler égal à 0.026, celui-ci est moins important que précédemment.

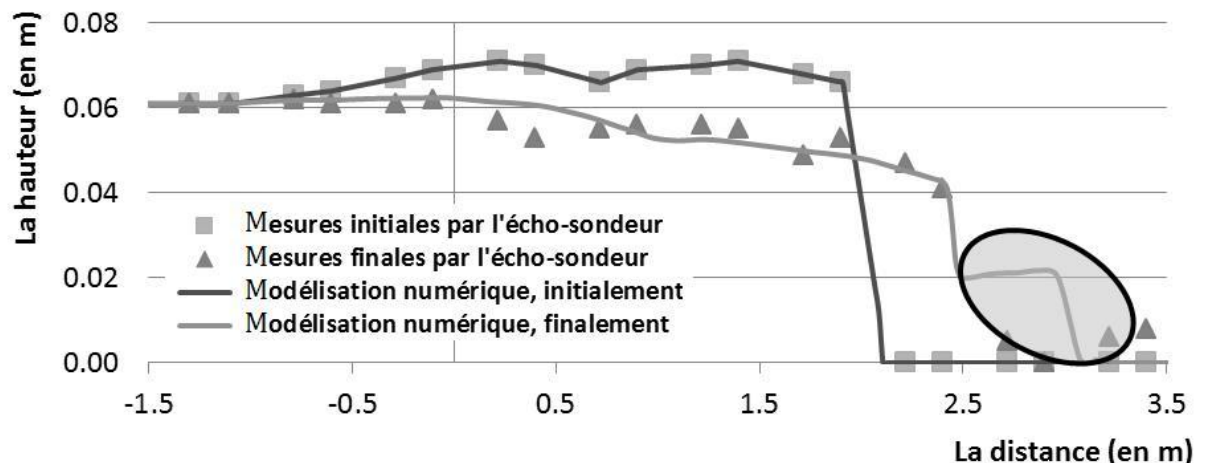


Figure 63 - Morphologie des sédiments lors d'une vidange partielle, essais n°IX ( $O=0.06\text{m}$  -  $z_b=0.07\text{m}$  -  $h_f=0.135\text{m}$ ) et modélisation numérique

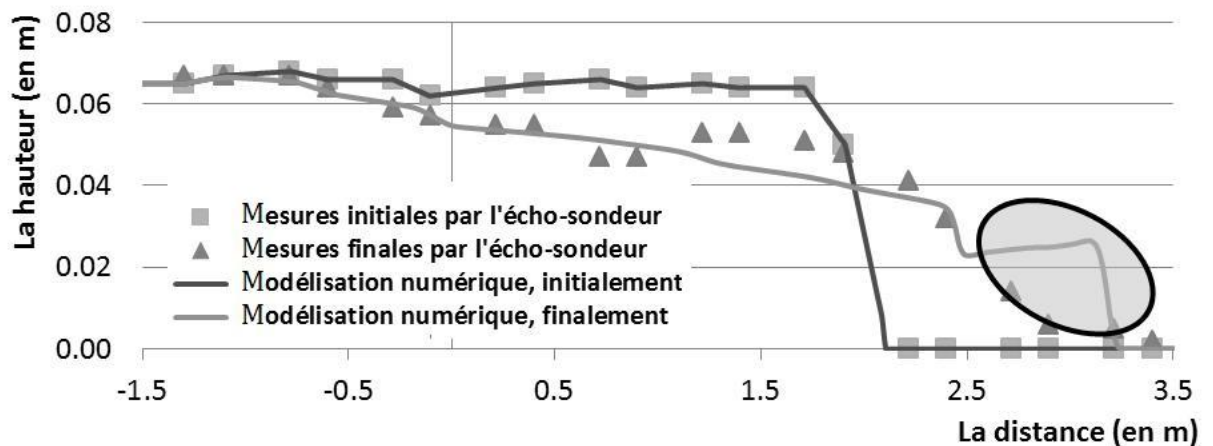


Figure 64 - Morphologie des sédiments lors d'une vidange partielle, essais n°X ( $O=0.08\text{m}$  -  $z_b=0.07\text{m}$  -  $h_f=0.135\text{m}$ ) et modélisation numérique

Les cercles grisés aux Figure 63 et Figure 64 mettent en évidence les différences entre les deux types de simulations. A l'amont du canal, les essais de laboratoire et les modélisations numériques ont une bonne correspondance. Les conditions hydrauliques et sédimentaires présentes à cet endroit sont en effet beaucoup mieux maîtrisées et représentées par les équations. Pour les essais de la campagne n°III, n° IV, n°V et n°VI, les écarts moyen et maximum entre les résultats numériques et expérimentaux sont respectivement inférieurs à  $0.003\text{m}$  et  $0.010\text{m}$  en dehors de la zone grisée située à l'aval.

Les comparaisons entre les résultats numériques et expérimentaux des autres essais sont reprises en annexe aux Figure 125 et Figure 126.

## 8.9. DÉDUCTIONS DU MODÈLE NUMÉRIQUE

La comparaison entre les valeurs mesurées par l'écho-sondeur et celles résultant des modélisations numériques ont été concluantes. Afin d'effectuer des analyses plus nombreuses et précises, la campagne d'essai est poursuivie avec une série de modélisations numériques.

Sur base du modèle numérique, il est tout d'abord enrichissant de décrire davantage les conditions hydrauliques mises en place dans le canal. L'évolution temporelle des vitesses et des débits sur la longueur du canal ont été représentées pour un monticule de sédiments de  $0.067\text{m}$  avec une ouverture de vanne de  $0.06\text{m}$  (similitude avec l'essai n°III).

*Remarque :* Afin de mieux comprendre les conditions hydrauliques mises en place, la couche de sédiments placée est définie dans le programme comme non érodable.

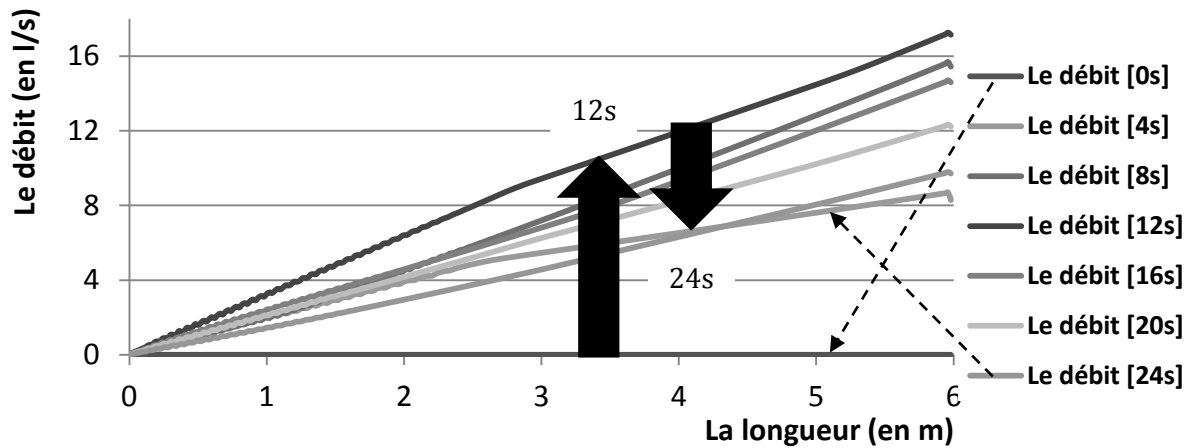


Figure 65 - L'évolution des débits sur la longueur du canal

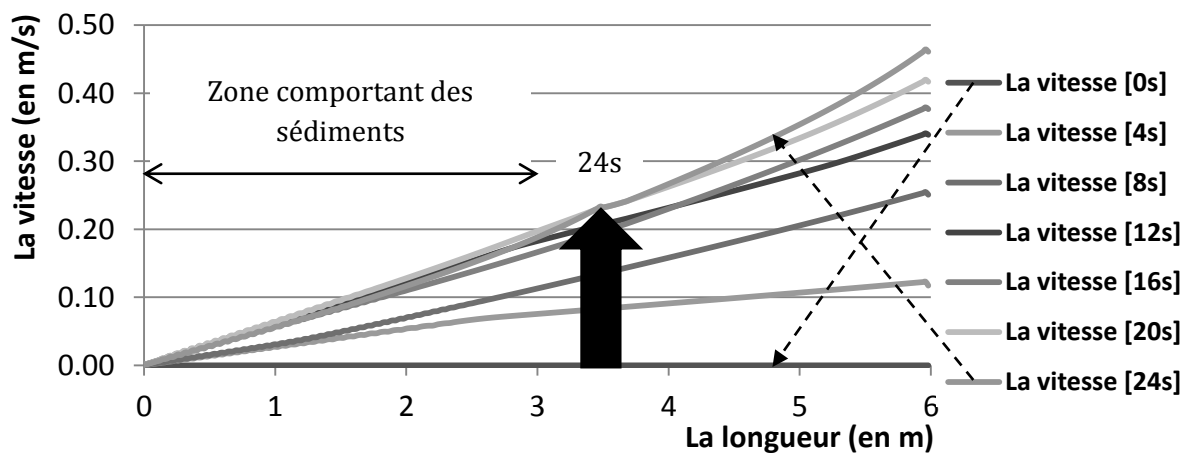


Figure 66 - L'évolution des vitesses sur la longueur du canal

Comme attendu, les débits croissent avec l'ouverture de la vanne puis décroissent au fur et à mesure que le niveau d'eau baisse (Figure 65). Inversement, l'évolution des vitesses d'écoulement croît continuellement du fait que la hauteur d'eau diminue plus rapidement que le débit (Figure 66).

Sur la longueur du canal, les vitesses moyennes d'écoulement augmentent linéairement sur les 4 premiers mètres du canal, là où se trouvent les sédiments. Le changement de niveau topographique induit ensuite une accélération plus importante jusqu'à la vanne. L'érosion à l'entrée du canal est donc nulle (vitesse d'écoulement nulle) et augmente vers l'aval.

Afin d'évaluer l'efficacité du transport sédimentaire en fonction de la quantité de sédiments placés et de l'ouverture de la vanne, une série d'essais a été effectuée dans les conditions suivantes :

- Le temps de fermeture de la vanne est fixé à 10s quel que soit l'essai afin de permettre de meilleures comparaisons entre les résultats.
- La hauteur précédant la fermeture de la vanne est fixée à 0.13m.
- L'érosion n'est observée que sur 3.5m à l'amont du canal. A une distance plus importante lors de la transition entre le fond sédimentaire et le fond non érodable, le modèle numérique n'a pas pu être calibré par les expériences réalisées au laboratoire.

Pour une ouverture de vanne variable et une hauteur initiale de sédiments fixée à 0.65m, voici les résultats obtenus :

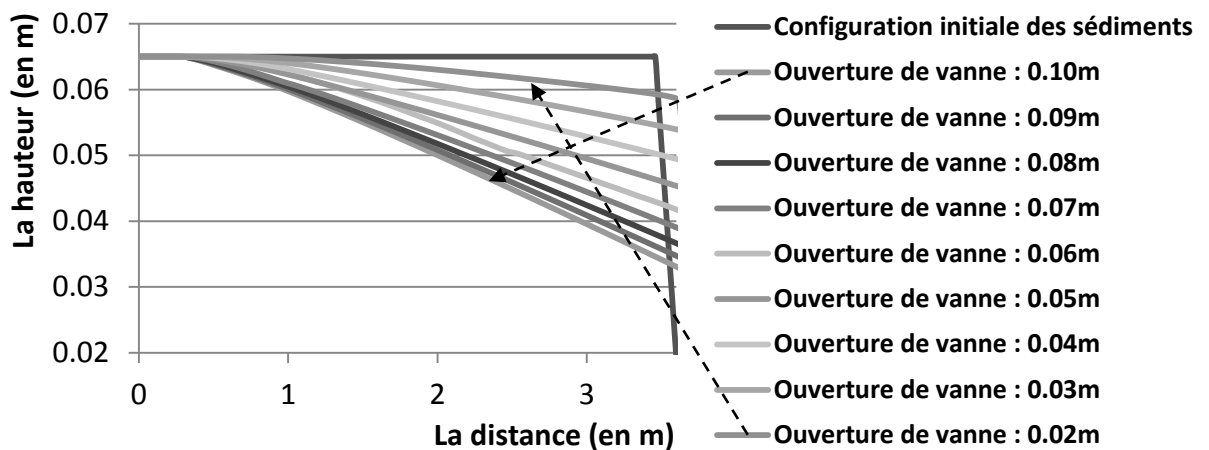


Figure 67 - L'érosion observée pour différentes ouvertures de vanne ( $h_v$ )

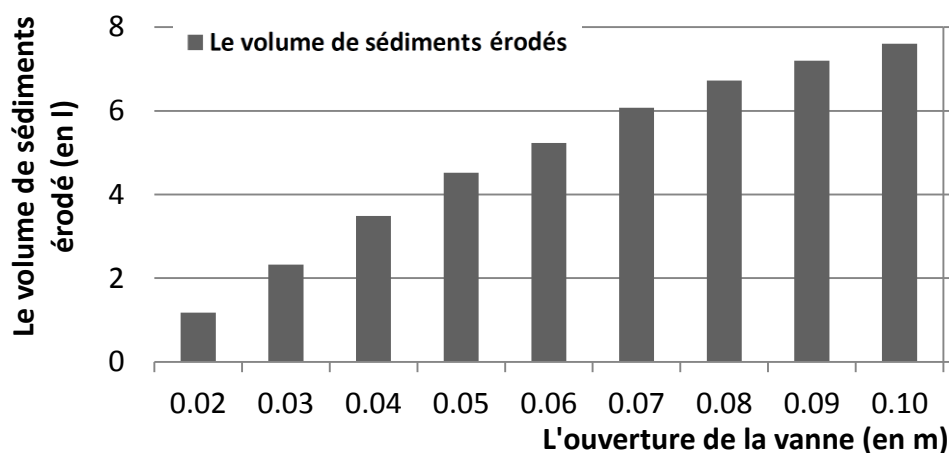


Figure 68 - Volume de sédiments érodés en fonction de l'ouverture de la vanne

La loi permettant d'évaluer le débit sédimentaire est celle de Meyer-Peter-Müller. A l'amont, le paramètre critique de Shields n'est pas atteint. Le transport évolue donc à cet endroit de façon non linéaire jusque zéro (Figure 67).

Concernant le profil sédimentaire adopté, une pente non linéaire est observée quelle que soit l'ouverture de la vanne. Sur un laps de temps fixé, la variation du débit sédimentaire avec la distance évolue donc de façon croissante malgré le fait que les vitesses d'écoulement augmentent, à cet endroit du canal, de façon linéaire (Figure 66). Cette constatation illustre la non linéarité de la variation du débit sédimentaire en fonction des vitesses moyennes d'écoulement de la formulation de Meyer-Peter-Müller.

L'efficacité du transport sédimentaire évolue globalement de façon plus importante lorsque l'ouverture de la vanne augmente. Par ailleurs, cette croissance s'atténue progressivement. Plusieurs paramètres en sont la cause :

- Au fur et à mesure que la couche de sédiments s'érode, la hauteur d'eau décroît et par conséquent les vitesses d'écoulement aussi.
- Le débit évacué n'est pas directement proportionnel à l'ouverture de la vanne.
- Les vitesses d'écoulement présentes au niveau de la couche de sédiments ne sont pas proportionnelles au débit évacué à proximité de la vanne (Figure 66).

En conclusion, l'augmentation de l'ouverture de la vanne n'augmente pas proportionnellement les vitesses moyennes d'écoulement au niveau de la couche sédimentaire. La quantité de

sédiments érodés n'augmente donc pas de façon proportionnelle avec l'ouverture de la vanne. L'augmentation des volumes de sédiments érodés décroît avec l'ouverture de la vanne (Figure 68).

Pour une épaisseur initiale de sédiments variable et une ouverture de la vanne fixée à 0.06m :

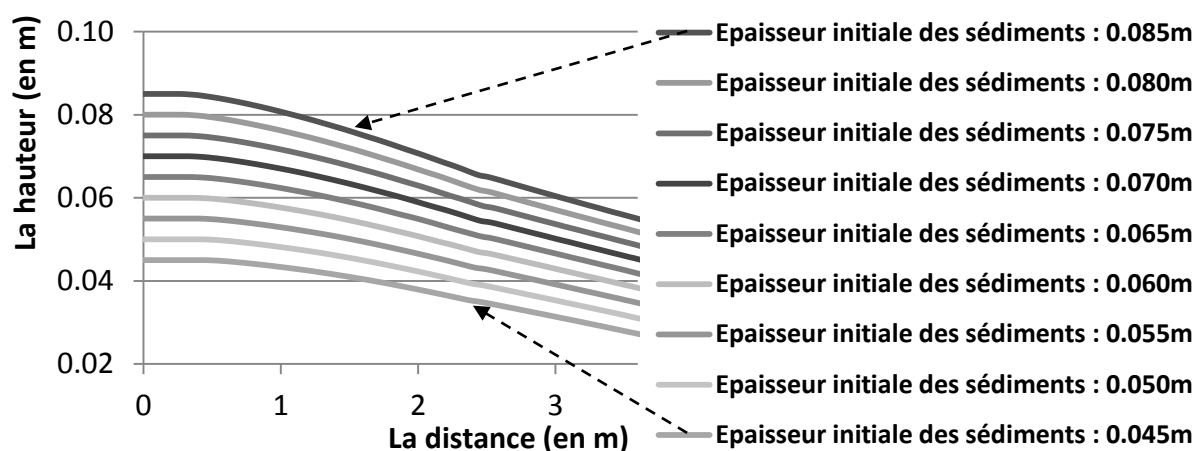


Figure 69 - Erosion observée pour différentes épaisseurs initiales de sédiments ( $z_{b0}$ )

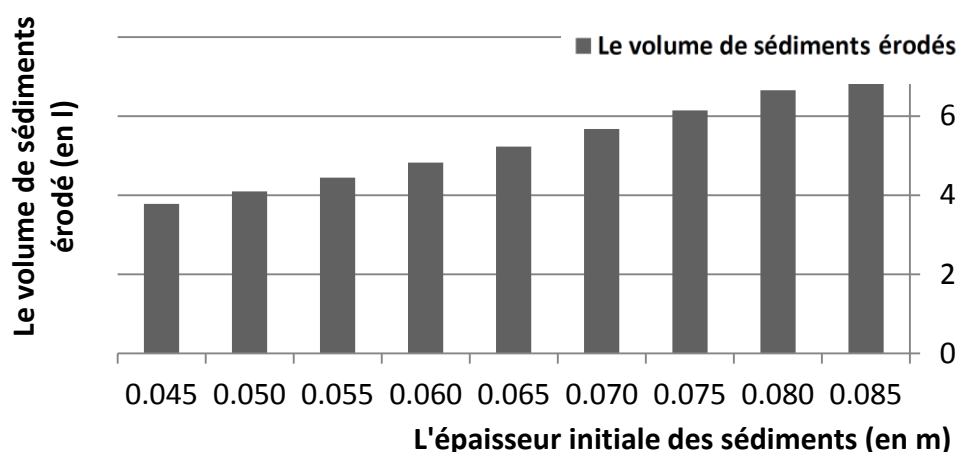


Figure 70 - Volume de sédiments érodés en fonction de l'épaisseur initiale des sédiments

Lors de ces simulations, le débit évacué est identique. La quantité de sédiments transportés augmente donc avec l'épaisseur de sédiments initialement placés, puisqu'une hauteur d'eau plus faible induit des vitesses moyennes d'écoulement plus importantes (Figure 68). L'évolution des volumes de sédiments érodés est linéaire en fonction de l'épaisseur des sédiments initialement placés (Figure 69). Cette observation est fortement liée à la hauteur d'eau finalement présente au niveau de la couche sédimentaire. Ce niveau d'eau influence significativement l'efficacité de la chasse sur le transport sédimentaire.

## 8.10. CONCLUSIONS

Plusieurs aspects de l'étude ont été abordés lors de ce type d'essai :

### 1. Point de vue « expérimental »

Divers protocoles de mise en œuvre ont abouti à la réalisation d'essais reproductibles dans des configurations bien maîtrisées. Les épaisseurs de sédiments, lors de chaque essai réalisé dans des conditions hydrauliques et sédimentaires similaires, se situent dans un intervalle de valeurs

moyennes de 0.01m. La tendance générale d'érosion et de dépôts de sédiments est, de plus, bien représentée lors de chaque essai.

L'influence du fond non érodable sur les résultats est prise en considération au niveau des conditions d'écoulement à l'aval du canal. A cet endroit, la bathymétrie du fond du canal reste inchangée et, par conséquent, ne perturbe pas les conditions d'écoulement. La variation du débit sédimentaire sur la longueur du canal n'évolue pas suffisamment pour atteindre le fond non érodable au niveau de la couche de sédiments initialement placée.

Cette campagne d'essais a, de plus, permis de valider la méthode d'analyse de profil sédimentaire par caméra. L'écart entre les mesures effectuées par l'écho-sondeur et par l'intermédiaire des images caméra est évalué, en moyenne, à +/- 0.003m.

Les essais réalisés lors de cette première campagne :

N°	Epaisseur des sédiments initiaux	Ouverture de la vanne « $h_v$ »	Hauteur d'eau « $t_f$ »	Objet
I	0.04m	0.05m	0.150m	Obs.
II	0.07m	0.05m	0.100m	Obs.
III	0.07m	0.06m	0.135m	Repr.
IV	0.07m	0.06m	0.135m	Repr.
V	0.07m	0.06m	0.135m	Repr.
VI	0.07m	0.06m	0.135m	Repr.
VII	0.07m	0.06m	0.135m	Repr.
VIII	0.03m	0.06m	0.135m	Var. e.
IX	0.07m	0.04m	0.135m	Var. o.
X	0.07m	0.08m	0.135m	Var. o.

Tableau 7 - Essais réalisés lors de vidanges partielles (campagne 1)

« Obs. » : Observations préliminaires

« Repr. » : Essais de reproductivité

« Var. e. » : Variation de la couche initiale des sédiments

« Var. o. » : Variation de l'ouverture de la vanne

## 2. Point de vue « phénomènes physiques observables »

La dynamique du transport sédimentaire lors de l'abaissement du niveau d'eau dans le canal a été analysée dans plusieurs configurations. Les vitesses d'écoulement augmentent de façon linéaire depuis l'amont. Suite à cette accélération de l'écoulement et au changement de topographie, une érosion régressive apparaît. Le taux d'érosion des sédiments est en effet maximum à l'aval de la couche de sédiments.

Plusieurs épaisseurs de sédiments et plusieurs ouvertures de vannes ont été expérimentées. Les quantités de sédiments érodés sont plus importantes lorsque l'ouverture de la vanne et l'épaisseur de la couche de sédiments initialement placée sont plus grandes. Malgré le fait que le volume d'eau utilisé lors de chaque essai soit quasi identique, les vitesses d'écoulement sont plus importantes et, par conséquent, le transport sédimentaire aussi.

### **3. Point de vue « modélisation numérique »**

La confrontation des résultats numériques avec les résultats expérimentaux a en tout premier lieu, été réalisée sur base d'une analyse de sensibilité des paramètres principaux. D'un point de vue sédimentaire, le coefficient de frottement joue un rôle primordial sur le profil sédimentaire observé.

La correspondance entre ces résultats est significative dans la partie amont du canal. Dans cette zone, le contact entre les sédiments est maintenu et le transport sédimentaire correspond effectivement à du charriage dans des conditions d'écoulement maîtrisées et correctement représentées. Au niveau du front sédimentaire, la combinaison d'un écoulement rapide et d'une recirculation de l'eau empêche la comparaison des résultats. En effet, le transport des sédiments ne peut plus être représenté par une loi de charriage en écoulement unidirectionnel. Le paramètre de Shields pour la mise en suspension est dépassé, les sédiments sont mis en suspension.

Dans le but d'obtenir davantage de résultats dans des configurations parfaitement maîtrisées, une série d'essais numériques, pour lesquels la quantité de sédiments et l'ouverture de la vanne varient, ont été mis en œuvre dans la zone validée par les essais expérimentaux.

La pente du profil sédimentaire générée évolue de façon non linéaire. Cette constatation illustre l'évolution non linéaire de la variation du débit sédimentaire sur la longueur du canal en fonction des vitesses d'écoulement (formulation de Meyer-Peter-Müller), étant donné que celles-ci évoluent sur cette longueur de manière linéaire.

L'évolution des volumes de sédiments érodés décroît en fonction de l'ouverture de la vanne car les vitesses d'écoulement au niveau de la couche sédimentaire n'évoluent pas proportionnellement à l'ouverture de la vanne.

Plus la hauteur d'eau finalement atteinte dans le canal est basse par rapport à l'épaisseur initiale des sédiments mis en place, plus l'efficacité de la chasse est importante. Pour les simulations numériques envisagées, les volumes de sédiments érodés augmentent linéairement en fonction de l'épaisseur de la couche de sédiments initialement placée.

### **4. Point de vue « recommandations concernant les chasses hydrauliques »**

Les chasses hydrauliques sont des phénomènes rapides, générant beaucoup de transport sédimentaire à proximité des organes évacuateurs du barrage. L'érosion régressive produite à l'amont de la couche sédimentaire a permis la confirmation de recommandations pour l'optimisation des chasses hydrauliques (chapitre 3):

- Les débits de chasse utilisés doivent être maxima pour augmenter l'efficacité de la chasse et minimiser le volume d'eau utilisé. La capacité d'évacuation des vannes de fond du barrage ne devra pas faire l'objet d'un sous-dimensionnement lors de la conception du barrage, au risque de ne pas générer des vitesses suffisantes et de réduire fortement l'efficacité des chasses hydrauliques réalisées. Les vitesses d'écoulement générées n'évoluent par ailleurs pas proportionnellement avec l'ouverture de la vanne.
- L'efficacité des chasses hydrauliques varie significativement en fonction du niveau d'eau atteint dans la retenue au terme de l'opération. L'influence de ce paramètre est prédominant lors de chasses hydrauliques.



## 9. CAMPAGNE D'ESSAIS 2

Cette campagne d'essais a pour objet le transport sédimentaire en écoulement uniforme et continu dans le canal.

### 9.1. DESCRIPTIF DES ESSAIS

Ce type d'essai est réalisé dans les conditions suivantes :

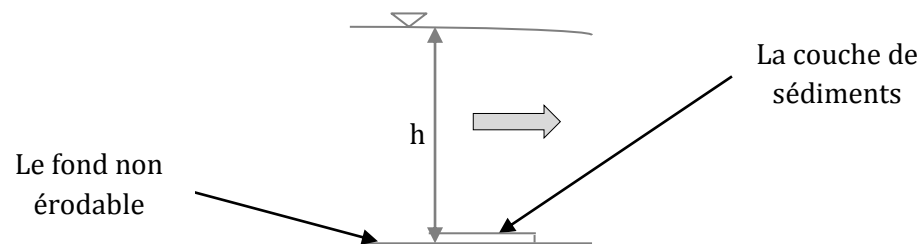


Figure 71 - Transport sédimentaire en écoulement uniforme et continu

La hauteur d'eau initiale « h » dans le canal est initialement fixée à 0.45m par rapport au fond non érodable (Figure 71). Ce choix permet la mise en régime de la pompe de façon progressive et précise.

L'augmentation du débit s'effectue manuellement grâce à l'ouverture progressive de la vanne « V<sub>4</sub> » située derrière la pompe (Figure 30). Le temps nécessaire à l'établissement d'un débit final stabilisé est inférieur à 3min.

Différentes configurations initiales de profils sédimentaires sont envisagées, mais il importe de pouvoir analyser l'influence du fond non érodable sur le transport sédimentaire.

Les principaux nombres adimensionnels sont évalués ci-dessous sur base de valeurs de débits, de hauteurs d'eau minima et maxima suivantes.

$$Q_{min} = 5.5 \text{ l/s} \quad Q_{max} = 11.0 \text{ l/s}$$

$$h_{min} = h_{max} = 0.45 \text{ m}$$

Le nombre de Reynolds :  $Re = \frac{vL}{\nu} [\simeq 36500]_{min} [\simeq 73500]_{max}$

Le nombre de Froude :  $Fr = \frac{v}{\sqrt{gh}} [\simeq 0.03]_{min} [\simeq 0.08]_{max}$

Le paramètre de Shields (adimensionnel) peut aussi être évalué pour cette gamme de débits et de hauteurs d'eau :

$$\tau^* = \frac{\tau_b}{\rho g d} \frac{1}{s-1} [\simeq 0.194]_{min} [\simeq 0.778]_{max}$$

*Remarque :* Le temps nécessaire à la réalisation complète d'un essai de ce type est de 3h.

## 9.2. OBJECTIFS

Les objectifs visés par ce type d'essai sont les suivants :

1. **Point de vue « expérimental »** : Réaliser des essais expérimentaux reproductibles dans des configurations hydrauliques et sédimentaires bien maîtrisées ;
2. **Point de vue « phénomènes physiques observables »** : Analyser la dynamique du transport sédimentaire dans des conditions d'écoulement continu et uniforme ;
3. **Point de vue « variations de paramètres significatifs »** : Générer une base de données d'essais permettant d'examiner l'influence de certains paramètres significatifs sur le transport sédimentaire ;
4. **Point de vue « recommandations concernant les chasses hydrauliques »** : Décrire et analyser les différents phénomènes physiques rencontrés lors de ces expériences afin d'en déduire des recommandations pratiques concernant les chasses sédimentaires.

## 9.3. OBSERVATIONS PRÉLIMINAIRES

Plusieurs essais préliminaires ont dans un premier temps été menés. Les résultats obtenus grâce à l'analyse des images vidéo sont les suivants :

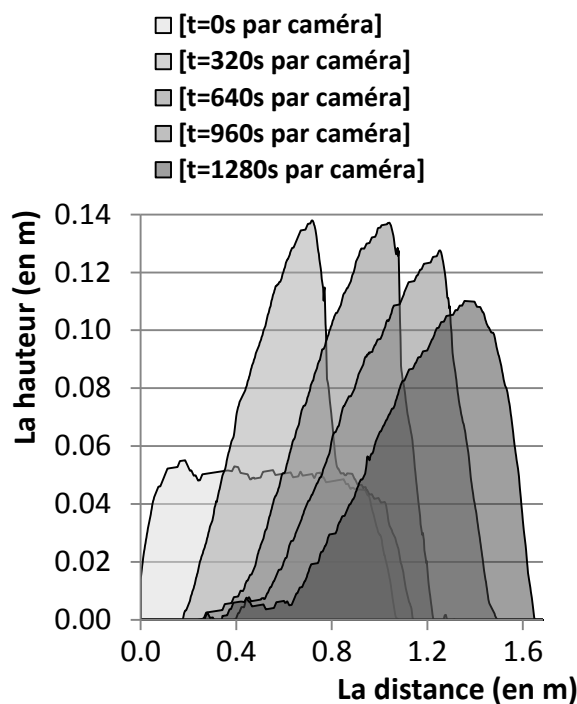


Figure 72 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°I (Q=7.8l/s - P=6kg)

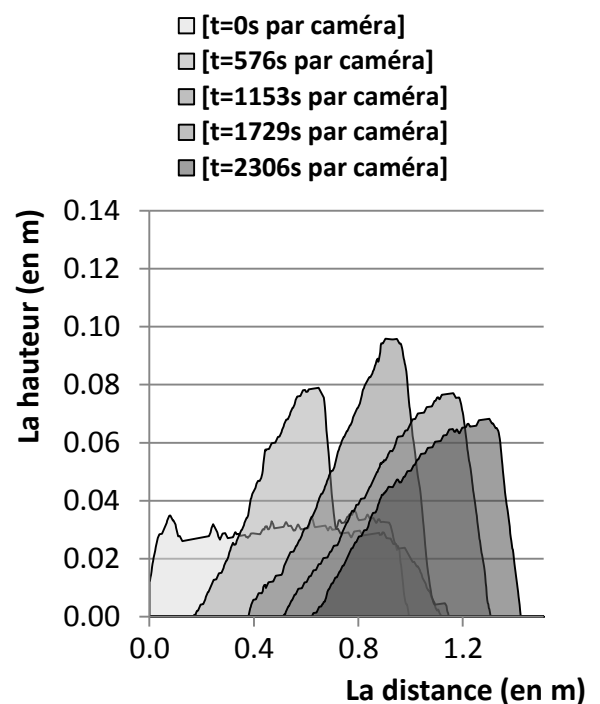


Figure 73 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°II (Q=6.5l/s - P=3kg)

Par ces essais (Figure 72 et Figure 73), il est possible d'observer la formation et le transport d'une dune de sédiments de forme asymétrique. Le phénomène de formation de cette dune s'explique physiquement par les deux étapes suivantes :

1. La première étape correspond à la formation de la dune. Suite à l'accélération de l'écoulement, les efforts de cisaillement induits au fond du canal deviennent suffisamment importants pour transporter les sédiments par charriage. De plus en plus de sédiments

participent au transport sédimentaire, l'inclinaison de la dune augmente et une pente stable est finalement atteinte.

2. La migration de la dune de forme asymétrique s'effectue ensuite depuis l'amont vers l'aval. Ce phénomène est intimement lié aux conditions hydrauliques mises en place au laboratoire. En effet, dans les conditions expérimentales présentes, le régime d'écoulement est de type infracritique, le nombre de Froude est compris entre 0.03 et 0.08. Sur la pente amont de la dune, la capacité de transport est suffisamment importante pour induire son érosion. Sur la pente aval, le décollement de l'écoulement induit une recirculation et par conséquent une diminution nette de la capacité de transport et donc une zone de déposition (Figure 74). A cet endroit, la dune adopte une pente naturelle, générée le plus souvent par un glissement simple des sédiments le long de cette pente.

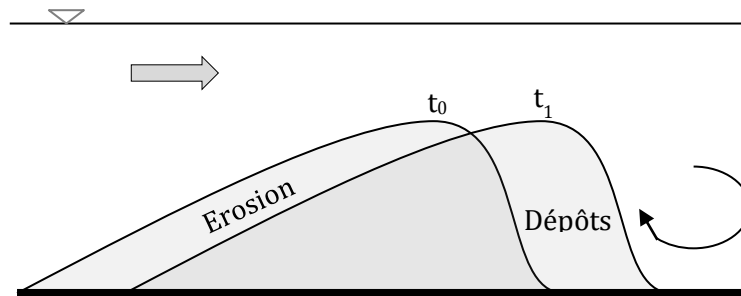


Figure 74 - Schéma du transport sédimentaire d'une dune en condition d'écoulement infracritique

Lors du transport sédimentaire, la dune se déplace avec la même géométrie. L'inclinaison des pentes de la dune restant identique, cela signifie donc que le taux d'érosion est constant sur l'ensemble de la dune.

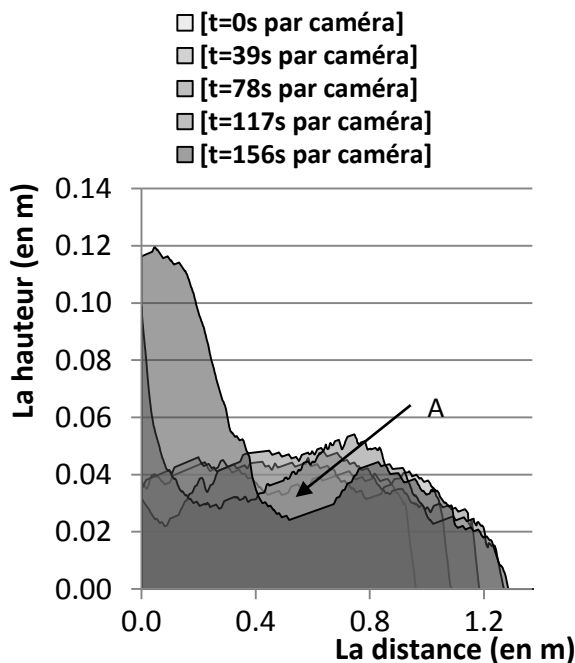


Figure 75 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°III ( $Q=10.3l/s$ )

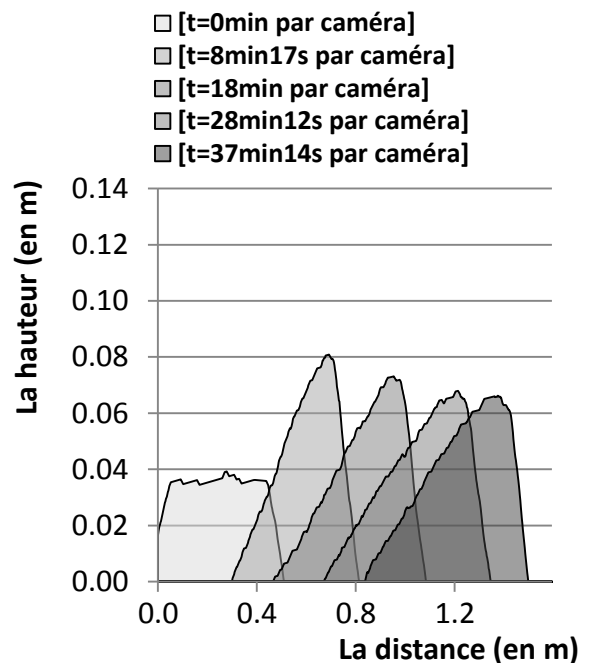


Figure 76 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°IV ( $Q=7.3l/s$  -  $P=2kg$ )

Afin d'observer le transport progressif et uniforme d'une couche de sédiments, l'essai n°III a été réalisé en augmentant le débit hydraulique et en plaçant initialement des sédiments sur la

moitié amont du canal (Figure 75). Pendant un laps de temps court, il est possible d'observer l'avancement et l'érosion de cette couche. Par la suite, la dune qui s'est formée à l'amont rattrape cette zone, il n'est alors plus possible d'observer ce phénomène. La zone de recirculation précédemment décrite à l'aval de la dune peut être mise en évidence par l'érosion observée au point A (Figure 75).

Suite aux incertitudes liées à la rapidité de ce type d'essai, il semble judicieux de placer initialement un monticule de sédiments de taille réduite afin de pouvoir évaluer l'influence du fond lisse à l'amont et à l'aval du monticule (Figure 76). En fonction du débit et des quantités de matériaux placés, des différences pourront être observées au niveau de la forme ainsi qu'au niveau des vitesses de propagation des dunes (Figure 77).

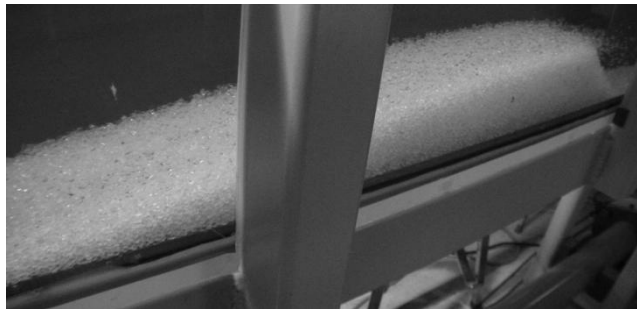


Figure 77 - Photo du transport d'une dune

Les bords du canal influencent les vitesses d'écoulement. Les vitesses d'écoulement sont en effet plus faibles à proximité des parois du canal. Par ailleurs plus la largeur du canal est grande plus des vitesses transversales importantes risquent d'apparaître. Lors de certains essais, une érosion non uniforme sur une longueur «  $L_1$  » inférieure à 10cm et une largeur «  $L_2$  » inférieure à 2cm (Figure 78) sont observées.

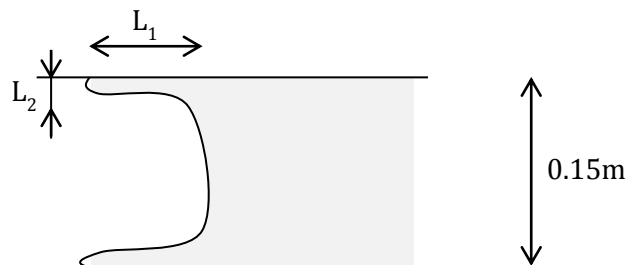


Figure 78 - Erosion non uniforme sur la largeur du canal

Au sommet de la dune, suite à la recirculation de l'écoulement, certaines particules sont mises en suspension. Ce phénomène est par ailleurs limité et influence donc peu les résultats.

Ce type de transport sédimentaire ne peut pas être comparé au transport observé à proximité de la vanne de fond lors d'une chasse hydraulique. Il se produit classiquement plus à l'amont du barrage lorsque le niveau d'eau est progressivement abaissé.

#### 9.4. REPRODUCTIVITÉ DES ESSAIS (1)

Une campagne de reproductivité des essais a ensuite été menée afin de valider ce type d'essai et de permettre leurs comparaisons. Il s'est par ailleurs avéré extrêmement difficile de reproduire des résultats exactement identiques dans des conditions similaires malgré de nombreuses tentatives, et l'amélioration des protocoles d'expérimentation.

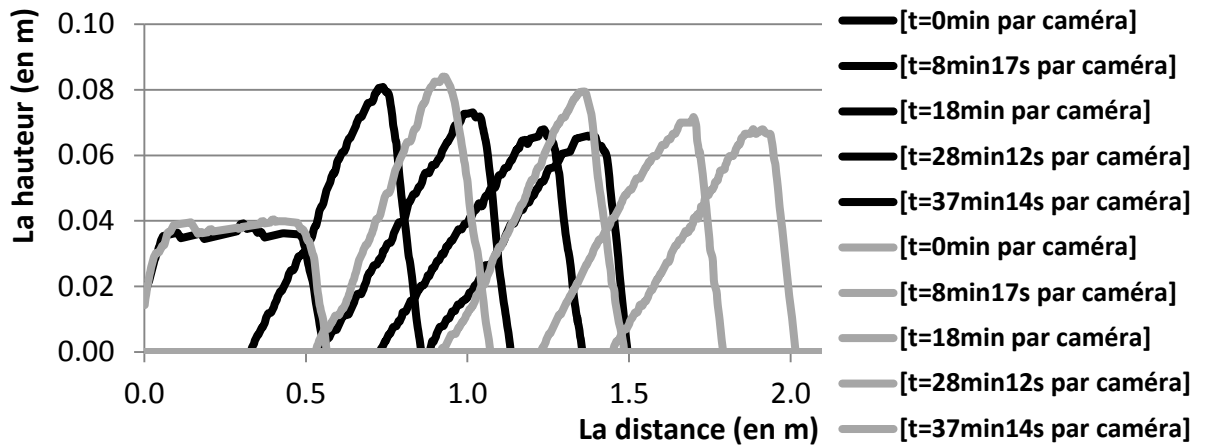


Figure 79 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n° IV et V ( $Q=7.3l/s$  -  $P=2kg$ )

Dans un premier temps d'importantes différences au niveau des formes et des vitesses de propagation des sédiments ont été observées (Figure 79). L'erreur commise sur les vitesses de propagation des dunes peut atteindre 30% à la fin des expériences. Des différences de forme sont, de plus, très rapidement observables, signifiant notamment que le protocole de mise en régime de la pompe n'est pas assez strict.

Afin d'éviter des opérations manuelles peu rigoureuses, la pompe a été programmée afin d'atteindre le débit final ( $7.15l/s$ ) de façon linéaire en moins de 30s depuis un débit induisant peu de transport sédimentaire ( $5l/s$ ).

Une épaisseur de sédiments plus faible a aussi été mise en œuvre afin d'éviter un changement brutal de conditions hydrauliques entre les sections comportant des sédiments et les sections sur fond lisse.

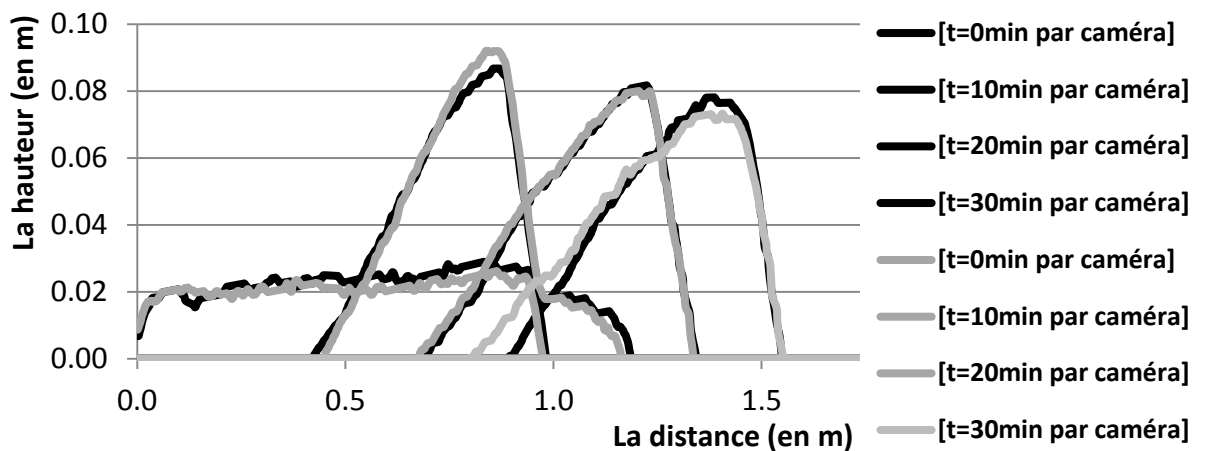
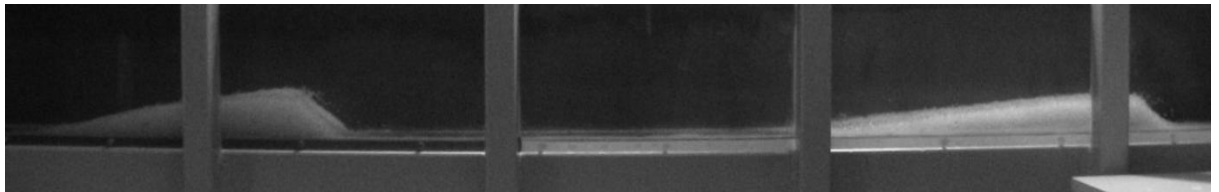


Figure 80 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°VI et VII ( $Q=7.15l/s$  -  $P=2.5kg$ )

Malgré la correspondance de certains essais (**Figure 80**), d'importantes divergences persistent. Aucune série de 5 essais n'a en effet permis d'obtenir des écarts, entre les vitesses de propagation des dunes, inférieurs à 20% à la fin de l'expérience.

Certaines observations sont par ailleurs révélatrices d'une problématique importante concernant les conditions hydrauliques dans le canal :

- A partir d'une certaine distance ( $\approx 3\text{m}$  depuis l'amont du canal), l'avancement du monticule de sédiments ralentit (**Figure 80**).
- Lorsque deux monticules de sédiments identiques sont placés dans le canal, leur forme ainsi que leur vitesse de translation diffèrent en fonction de leur position dans le canal (**Figure 81**).
- Lorsqu'une moitié du canal est initialement remplie de sédiments (essai n°III, **Figure 75**), un débit beaucoup plus important doit être imposé afin d'obtenir du transport sédimentaire sur l'entièreté de la couche de sédiments positionnés.



**Figure 81 - Mise en parallèle de deux dunes de sédiments de poids identique**

L'hypothèse émise quant au motif de ces observations correspond à un profil de vitesse non uniforme sur la longueur du canal. Cette cause pourrait être à l'origine des difficultés rencontrées pour obtenir des essais reproductibles et représentatifs. Afin de vérifier cette hypothèse une analyse des profils de vitesse sur la longueur du canal a été réalisée.

## 9.5. ANALYSE DES PROFILS DE VITESSE

Par l'intermédiaire d'un capteur et grâce à l'électrolyse de l'eau, il est possible de déterminer les profils de vitesse de l'écoulement (**Chapitre 7.3.3**). Ces mesures ont été réalisées sur la longueur du canal sans sédiments, au niveau d'un monticule de sédiments fixe. Afin d'analyser spécifiquement les problèmes rencontrés, les mesures ont été effectuées dans les mêmes conditions hydrauliques que celles des essais préalablement réalisés (**Figure 80**) :

$$Q = 7.15\text{l/s}$$

$$h = 0.45\text{m}$$

*Remarque :* Les signaux enregistrés sont permanents (pas de turbulence importante). Afin de pouvoir comparer les résultats, l'ensemble des mesures ont été effectuées pour des débits compris entre 7.05l/s et 7.25l/s, pendant une durée de 2min chacune. Les valeurs ont tout d'abord été moyennées dans le temps. Ensuite, sur base des débits minimum et maximum observés lorsque les mesures ont été effectuées, les résultats ont été rapportés à un débit moyen de 7.15l/s afin d'obtenir des valeurs cohérentes et comparables entre elles.

### 9.5.1. PROFILS DE VITESSE SUR LA LONGUEUR DU CANAL

Les vitesses d'écoulement à proximité du fond ont une influence importante sur le transport sédimentaire par charriage. C'est en effet le cisaillement de la lame fluide à proximité du fond qui déplace les particules vers l'aval dans un mouvement de rotation. L'uniformité des profils de vitesse le long du canal a tout d'abord été analysée.

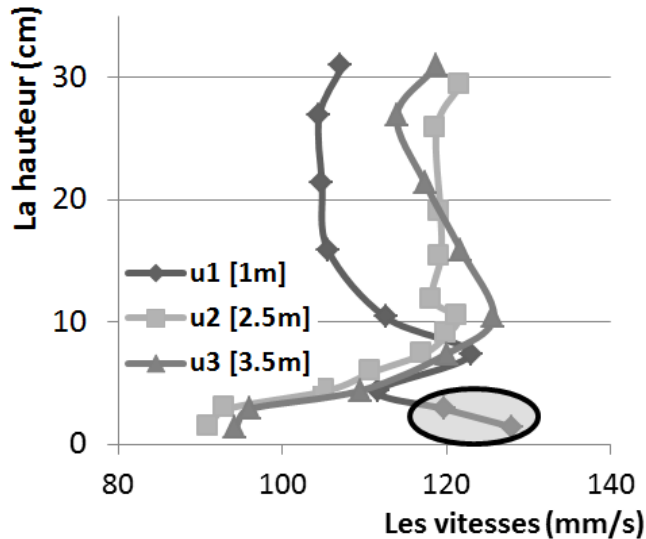


Figure 82 - Profils de vitesses horizontales u1, u2 et u3

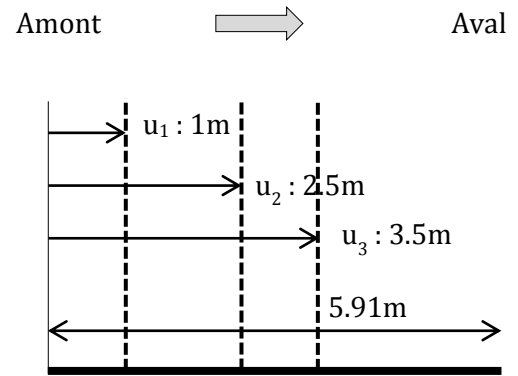


Figure 83 - Schéma des profils de vitesses horizontales réalisés le long du canal d'essai

Il est très difficile de faire le lien entre le profil de vitesses horizontales pour des hauteurs supérieures à 1.5cm et les vitesses à proximité du fond directement liées au transport sédimentaire. Une différence de comportement a par ailleurs été observée entre le profil de vitesse à 1m et ceux à 2.5m et 3.5m (mis en évidence sur la Figure 82 et Figure 83). En effet ces deux derniers profils de vitesses décroissent rapidement à proximité du fond, de façon logarithmique, alors que le profil de vitesse à 1m montre une légère augmentation des vitesses, induite par l'entrée de l'écoulement dans le canal.

L'impression générale, donnée par ces profils de vitesse et les précédentes observations, est que, du fait que le fond du canal soit lisse, toute modification du frottement sur la longueur du canal, crée un changement de l'écoulement à proximité du fond. Or, les conditions d'écoulement actuel sont proches du seuil de mise en mouvement des particules. Par conséquent, toute modification des vitesses d'écoulement peut introduire d'importantes modifications au niveau du transport sédimentaire. D'autant plus que le transport sédimentaire est décrit par un seuil d'entraînement des particules avant lequel aucun transport sédimentaire ne se produit.

Une première solution a consisté tout d'abord à augmenter les vitesses d'écoulement afin de se situer partout bien au-dessus du seuil d'entraînement.

Un complément de solution a consisté à placer dans le fond du canal des panneaux sur lesquels sont collés des sédiments. Cela a permis de générer rapidement de la turbulence et donc de développer complètement la couche limite au niveau des premiers mètres du canal et de maintenir le même profil de vitesse d'écoulement sur toute la longueur du canal.

Cette dernière solution permet de plus d'éviter le « lessivage » des sédiments à l'amont de la dune. En effet, juste avant d'atteindre les sédiments, le fond est complètement lisse. Instantanément, le fond devient rugueux avec l'apparition des sédiments. Cette transition

brusque induit l'emportement des sédiments à cet endroit. Placer la même rugosité sur l'ensemble du canal semble beaucoup plus cohérent concernant le transport sédimentaire sur fond non érodable (Figure 84).

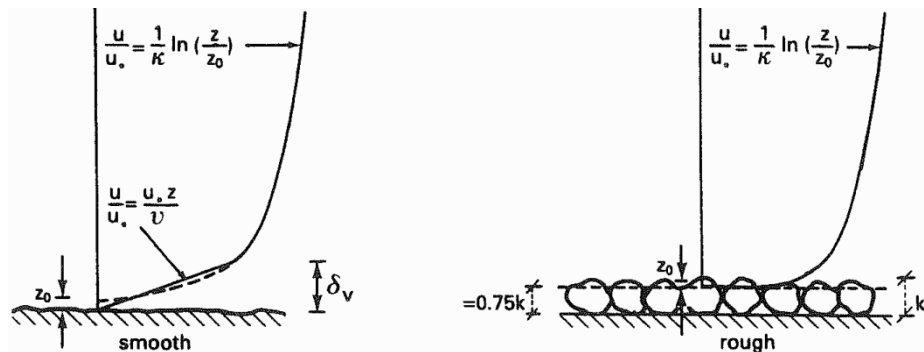


Figure 84 - Profils de vitesse sur fond lisse et sur fond rugueux (Van Rijn, 1993)

La différence de coefficient de frottement induite par les deux surfaces peut être estimée par le diagramme de Moody-Stanton :

- Le polychlorure de vinyle (P.V.C.) lisse :  $f \simeq 0.022$
- Les sédiments :  $f \simeq 0.037$

#### 9.5.2. PROFILS DE VITESSE AU NIVEAU DU MONTICULE DE SÉDIMENTS

Afin d'analyser les vitesses de l'écoulement au niveau de la dune, un monticule de sédiments fixe est construit. Ses dimensions illustrées à la Figure 86 correspondent exactement à la forme de dune créée à l'essai n°VI et n°VII (Figure 80). Des sédiments sont ensuite collés sur la partie supérieure du monticule afin de reconstituer les mêmes conditions de rugosité que lors des expériences (Figure 85).



Figure 85 - Monticule de sédiments rigide



Les différents profils de vitesses verticales et horizontales sont schématisés ci-dessous :

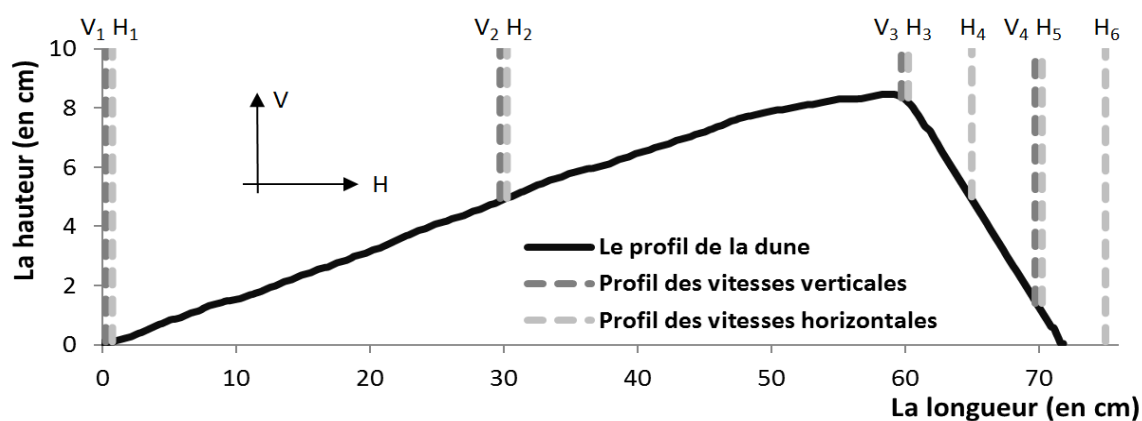


Figure 86 - Schéma des profils de vitesse réalisés sur le monticule de sédiments rigide

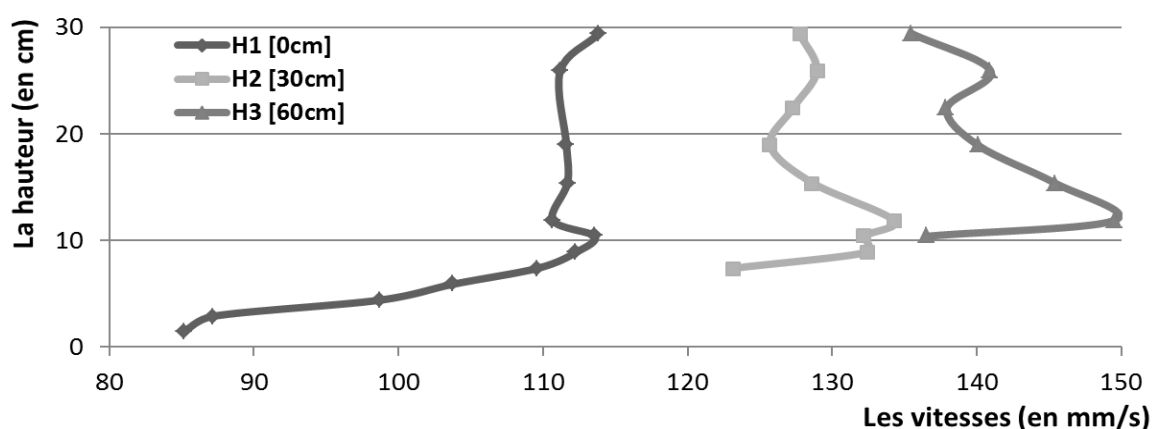


Figure 87 - Profils de vitesses horizontales  $H_1$ ,  $H_2$  et  $H_3$

Les profils de vitesses horizontales dans la partie amont de la dune montrent tout d'abord l'accélération de l'écoulement induite par la diminution progressive de hauteur d'eau. Cette accélération est encore plus fortement marquée dans la partie inférieure du profil (Figure 87). Les vitesses d'écoulement étant faibles, celles-ci ne s'uniformisent pas rapidement sur la hauteur du profil.

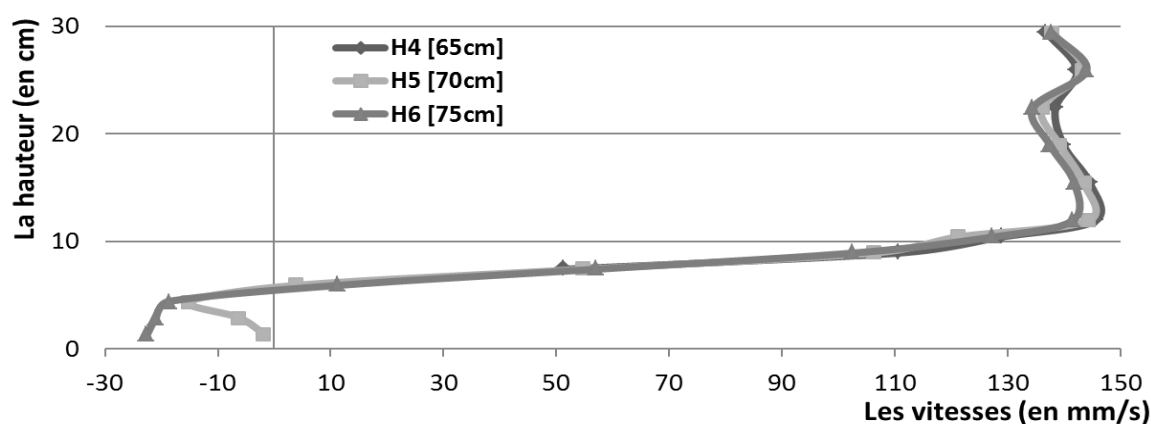


Figure 88 - Profils de vitesses horizontales  $H_4$ ,  $H_5$  et  $H_6$

Dans la zone aval, les vitesses restent importantes dans la partie supérieure de l'écoulement. Par ailleurs, une recirculation de l'eau (vitesses d'écoulement négatives) est observée dans la partie inférieure (Figure 88). Le détachement de la lame d'eau est en effet un phénomène classiquement observé à l'aval des dunes.

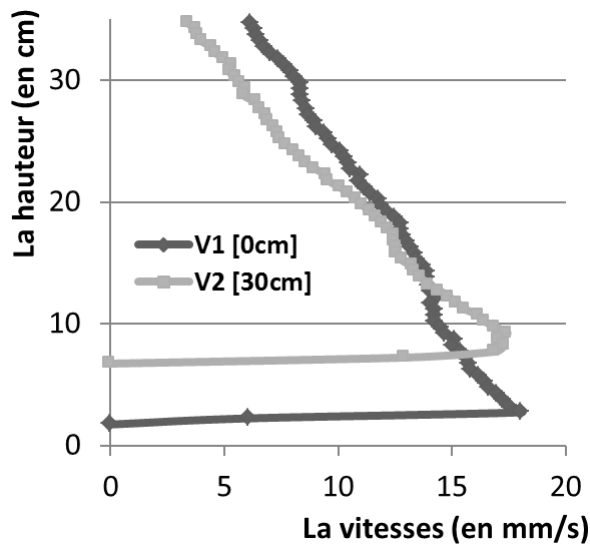


Figure 89 - Profils de vitesses verticales  $V_1$  et  $V_2$

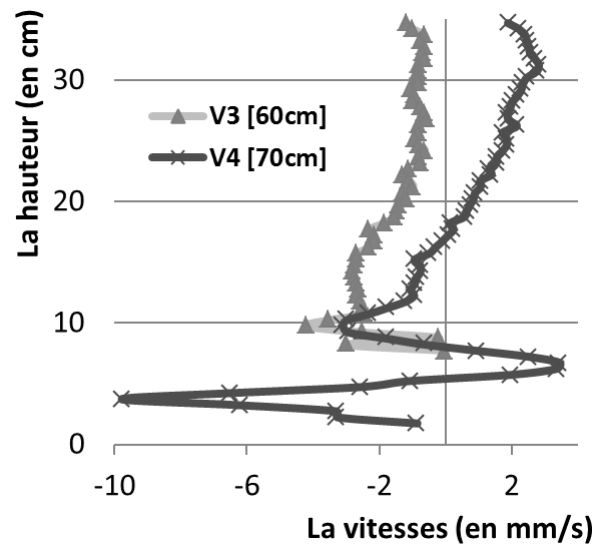


Figure 90 - Profils de vitesses verticales  $V_3$  et  $V_4$

L'analyse des vitesses verticales montre que celles-ci ne sont pas négligeables par rapport aux vitesses horizontales (20%) (Figure 89). L'importance de ces vitesses prouve l'existence de phénomènes tridimensionnels au niveau de l'écoulement. Ce problème peut être réduit par l'abaissement du niveau d'eau induisant l'augmentation des vitesses horizontales et la diminution de l'influence des vitesses verticales, tous les autres paramètres restant identiques.

A l'arrière de la dune, le changement de signe des vitesses verticales confirme effectivement la présence d'une recirculation liée aux conditions infracritiques de l'écoulement (Figure 90).

Localement, certaines différences pourraient apparaître entre les résultats expérimentaux et numériques. Le modèle numérique intègre les équations sur la hauteur de l'écoulement. La recirculation de l'eau présente à l'aval des dunes ne pourra par conséquent pas être reproduite. De plus, le transport sédimentaire s'opérant à l'aval de la dune ne peut pas être représenté par du charriage de la dune. En effet, les sédiments glissent afin d'établir un équilibre avec leur pente naturelle. Ce phénomène peut par ailleurs être représenté numériquement par l'intermédiaire d'une redistribution des sédiments sur plusieurs mailles tout en maintenant la conservation de la masse des sédiments.

### 9.5.3. CONCLUSIONS

Ces analyses ont permis d'illustrer les profils de vitesses horizontales et verticales présentes sur la longueur d'une dune et de mettre en évidence certains problèmes rencontrés au niveau hydraulique. Elles ont contribué à introduire des corrections logiques sur la configuration de la maquette et sur les paramètres d'essais.

- Problématiques :
  - Les conditions hydrauliques actuelles induisent des conditions de transport proches du seuil d'entraînement des particules. Le transport sédimentaire est donc

irrégulier suite à sa sensibilité aux variations des vitesses d'écoulement sur la longueur du canal.

- Des vitesses d'écoulement verticales relativement importantes par rapport aux vitesses d'écoulement horizontales induisent au niveau de la dune des phénomènes tridimensionnels.
- Solutions :
  - Diminuer la hauteur d'eau et se placer sous des hypothèses d'écoulement à faible hauteur afin d'augmenter les vitesses d'écoulement et diminuer l'influence de la variabilité des vitesses sur le transport sédimentaire en se positionnant partout suffisamment au-dessus du seuil de transport sédimentaire.
  - Placer un tapis de sédiments collés dans le fond du canal afin de reproduire la même rugosité sur l'entièreté du canal et afin d'uniformiser les profils de vitesses horizontales sur la longueur du canal.

*Remarque :* D'autres solutions ont été envisagées : « piège à sédiments », différentes configurations du monticule de sédiments mais la difficulté de maintenir tout au long des expériences des conditions hydrauliques constantes sans transport sédimentaire persiste.

## 9.6. AMÉLIORATION DU PROTOCOLE D'ESSAI

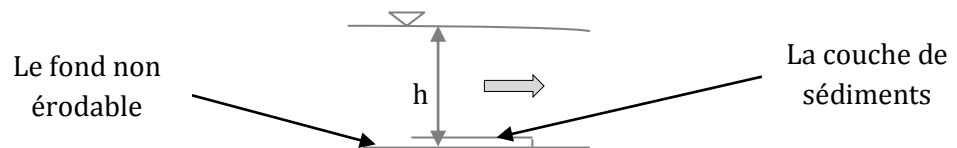


Figure 91 - Transport sédimentaire lors d'un écoulement uniforme et continu

Suite aux précédentes observations, une amélioration du protocole d'expérimentation a été mise au point :

La hauteur d'eau «  $h$  » a été diminuée à 0.238m afin de se placer sous les hypothèses d'un écoulement de faible hauteur (Figure 91). L'objectif étant d'obtenir un écoulement unidimensionnel plus rapide avec des vitesses verticales proportionnellement moins importantes. La gamme de débits utilisés lors des expérimentations est toujours comprise entre 5.80l/s et 8.0l/s.

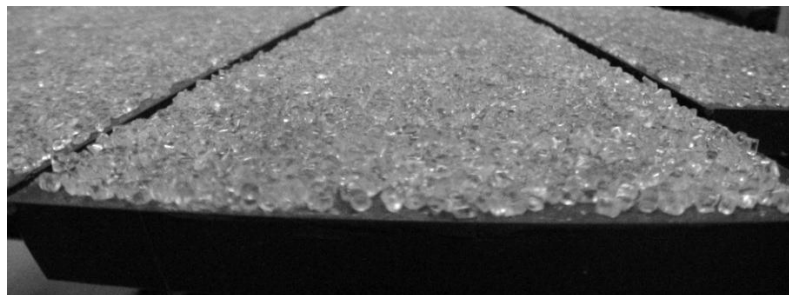


Figure 92 - Tapis de sédiments collés

Des sédiments ont été collés sur des plaques, celles-ci ont été disposées dans le fond du canal. En uniformisant la rugosité, l'influence des variations du profil de vitesses sur le transport sédimentaire le long du canal est réduite (Figure 92).

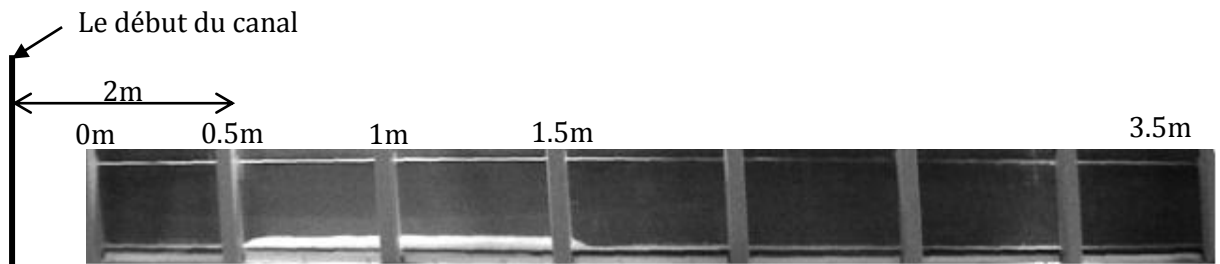


Figure 93 - Configuration initiale des sédiments

Afin d'améliorer la constance des propriétés de l'écoulement, le début du monticule de sédiments est placé à 2m en aval du début du canal. La longueur de la butte initialement placée est de 1m (Figure 93).

Le protocole de mise en régime de la pompe est construit par paliers successifs. Le résultat de cette mise en régime particulière est schématisé ci-dessous (Figure 94) et pourra être modélisée numériquement par une mise en régime linéaire. Ce graphique résulte de l'analyse des valeurs au débitmètre. Le premier débit ( $Q_f=1.8$  l/s) est défini pour être minimum et quand même permettre une ouverture programmée par la pompe.

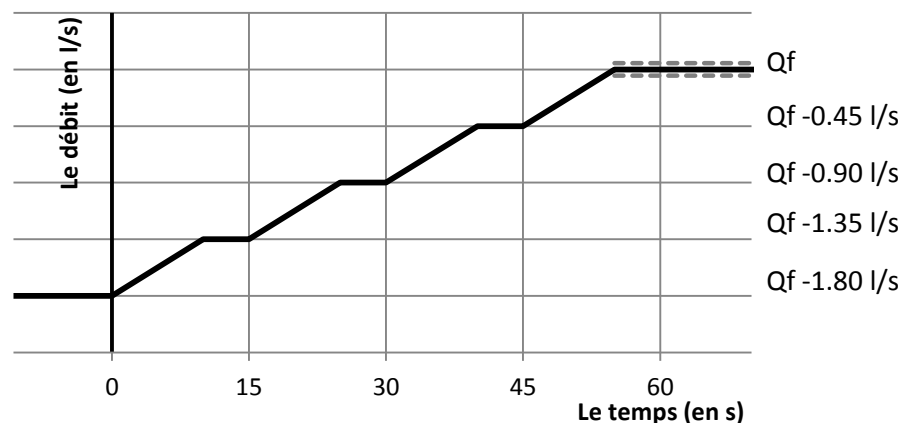


Figure 94 - Protocole de mise en régime de la pompe

Les principaux nombres adimensionnels sont évalués ci-dessous sur base de valeurs de débits, des hauteurs d'eau minima et maxima suivantes.

$$Q_{min} = 5.80 \text{ l/s} \quad Q_{max} = 7.90 \text{ l/s}$$

$$h_{min} = h_{max} = 0.238 \text{ m}$$

Le nombre de Reynolds :  $Re = \frac{vL}{\nu} [\simeq 38500]_{min} [\simeq 52500]_{max}$

Le nombre de Froude :  $Fr = \frac{v}{\sqrt{gh}} [\simeq 0.10]_{min} [\simeq 0.15]_{max}$

Le paramètre de Shields (adimensionnel) peut aussi être évalué pour cette gamme de débits et de hauteurs d'eau :

$$\tau^* = \frac{\tau_b}{\rho g d} \frac{1}{s-1} [\simeq 0.723]_{min} [\simeq 1.493]_{max}$$

## 9.7. REPRODUCTIVITÉ DES ESSAIS (2)

La reproductivité de 5 essais a pu être réalisée. Ces essais sont mis en œuvre dans des conditions similaires avec une quantité de sédiments de 2.5kg et un débit de 6.35l/s.

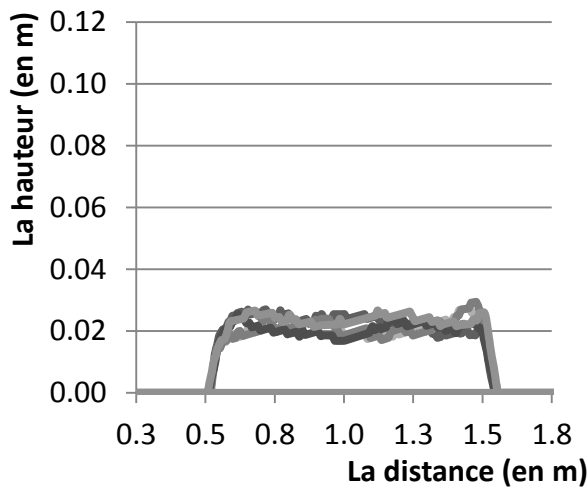


Figure 95 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°VIII à XII ( $t_0$ ) ( $Q=6.35\text{l/s}$  -  $P=2.5\text{kg}$ )

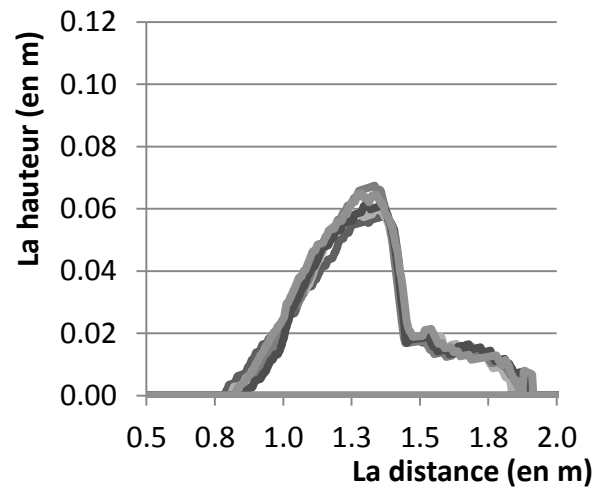


Figure 96 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°VIII à XII (0min) ( $Q=6.35\text{l/s}$  -  $P=2.5\text{kg}$ )

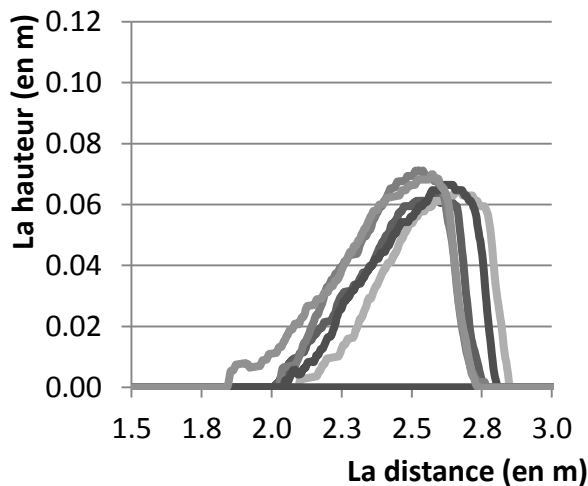


Figure 97 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°VIII à XII (5min) ( $Q=6.35\text{l/s}$  -  $P=2.5\text{kg}$ )

- La morphologie des sédiments [6.35l/s - 2.5kg] n°1
- La morphologie des sédiments [6.35l/s - 2.5kg] n°2
- La morphologie des sédiments [6.35l/s - 2.5kg] n°3
- La morphologie des sédiments [6.35l/s - 2.5kg] n°4
- La morphologie des sédiments [6.35l/s - 2.5kg] n°5

Sur les graphiques précédents (Figure 95, Figure 96 et Figure 97), il est possible de comparer les profils sédimentaires entre eux au même instant. Sur base de 5 essais, la vitesse de propagation de la dune est, après 5min, précise à  $\pm 6.3\%$  par rapport à un essai moyen [ $v_{\min} = 3.65\text{mm/s}$  ;  $v_{\max} = 4.16\text{mm/s}$  ;  $\Delta v = 0.49\text{mm/s}$ ].

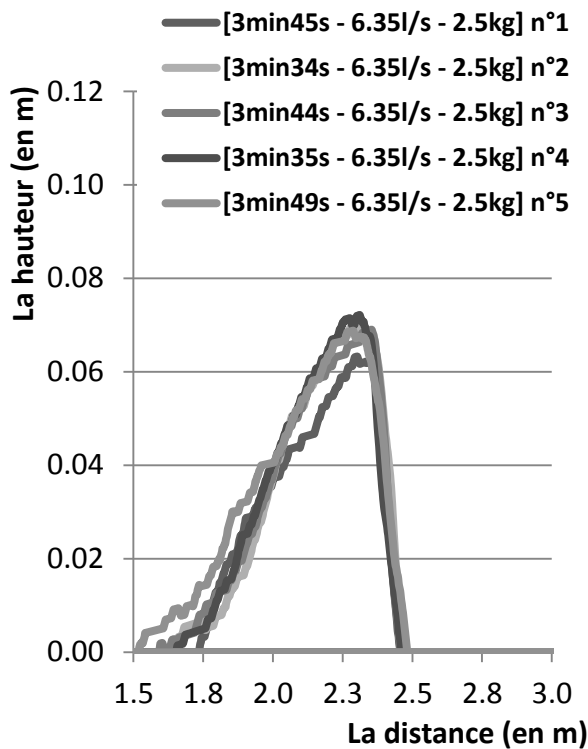


Figure 98 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°VIII à XII (2.45m) ( $Q=6.35\text{l/s}$  -  $P=2.5\text{kg}$ )

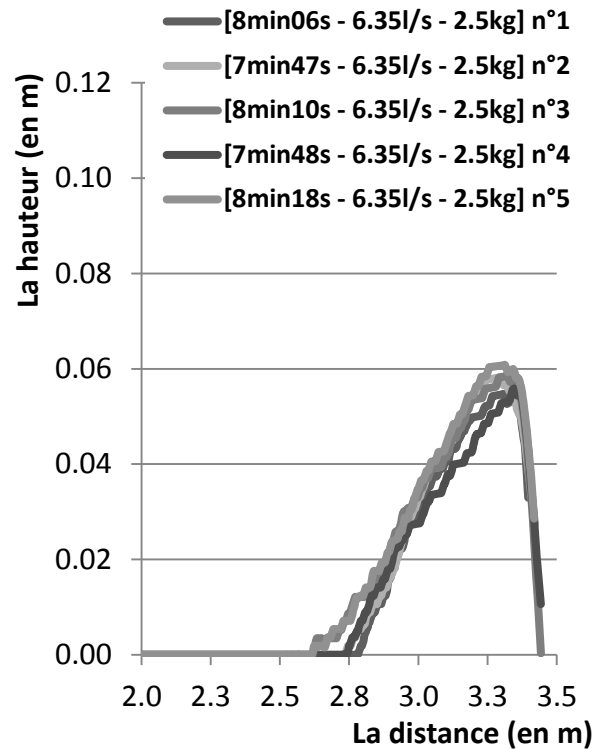


Figure 99 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°VIII à XII (3.45m) ( $Q=6.35\text{l/s}$  -  $P=2.5\text{kg}$ )

Sur les graphiques précédents (Figure 98 et Figure 99), il est possible de comparer la morphologie des sédiments. En effet, ces mesures sont effectuées lorsque le front aval de la dune est situé à la même position. A la fin des essais, 31s séparent l'essai le plus rapide (7min47s) et le plus lent (8min18s). Sur base de 5 essais, la vitesse de propagation de la dune est, jusqu'à 3.5m, précise à  $\pm 2.6\%$  par rapport à un essai moyen [ $v_{\min} = 4.06\text{mm/s}$ ;  $v_{\max} = 4.28\text{mm/s}$ ;  $\Delta v = 0.22\text{mm/s}$ ]. Les débits effectifs lors des expériences sont en réalité compris entre 6.3l/s et 6.4l/s. Il existe un lien entre le débit moyen et le temps nécessaire à la dune pour parcourir le canal, mais ces différences de réglage ne peuvent être facilement éliminées.

Suite à l'analyse des écarts entre plusieurs dimensions minima et maxima (Figure 100 et Figure 101), les différences observées sur la hauteur du sommet de la dune ( $D_0$ ) sont beaucoup plus faibles que celles réalisées sur la longueur de la dune ( $D_1$  et  $D_2$ ) en raison de l'évolution de sa pente. Par la suite, les comparaisons s'effectueront préférentiellement au niveau de la hauteur des dunes.

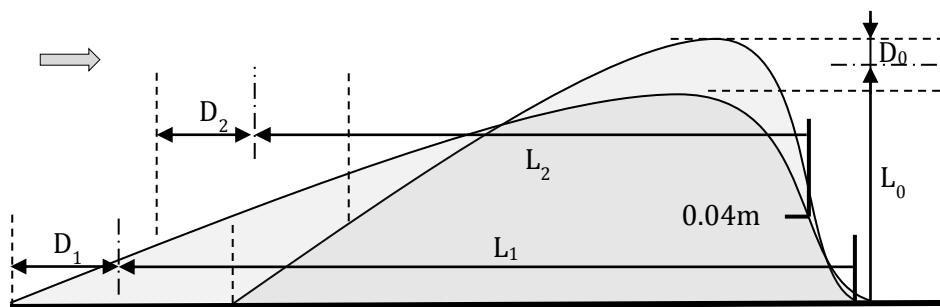


Figure 100 - Comparaison des dimensions des valeurs maxima et minima de dunes

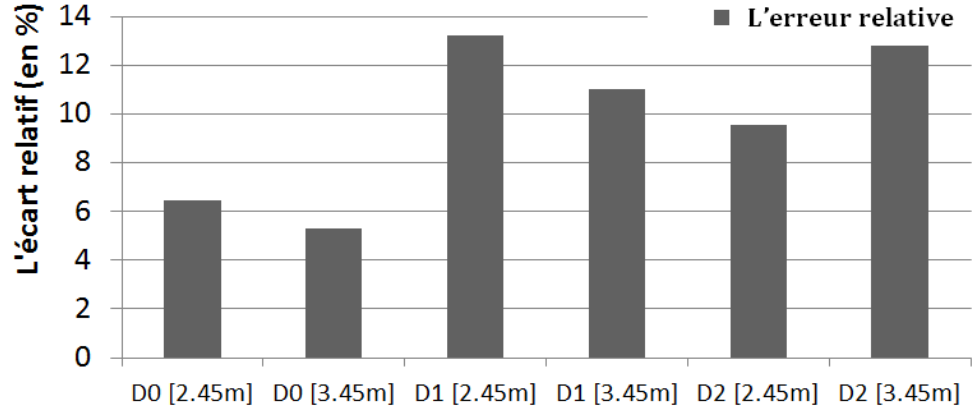


Figure 101 - Ecart relatif enregistré au niveau de la dimension des dunes

Il est possible de vérifier qu'il s'agit effectivement de la formation d'une dune (Van Rijn, 1993) :

$$T = \frac{\tau'_{b,c} - \tau_{b,cr}}{\tau_{b,cr}}$$

$$\simeq \frac{0.199 - 0.032}{0.032} \simeq 5.22$$

$$\tau'_{b,c} = \rho g \left( \frac{\bar{u}}{C'} \right)^2$$

$$\simeq 998.2 \cdot 9.81 \left( \frac{6.35 \cdot 10^{-3}}{44.6 (0.210 \cdot 0.15)} \right)^2$$

$$\simeq 0.199 \text{ N/m}^2$$

$$C' = 18 \log \left( \frac{12h}{3d_{90}} \right)$$

$$\simeq 18 \log \left( \frac{12 \cdot 0.210}{3 \cdot 0.0028} \right) \simeq 44.6 \text{ m}^{1/2}/s$$

$$D_* = d_{50} \left( \frac{(s-1)g}{v^2} \right)^{1/3}$$

$$\simeq 0.0028 \left( \frac{(1.045-1) \cdot 9.81}{(1.002 \cdot 10^{-6})^2} \right)^{1/3}$$

$$\simeq 21.3$$

*Remarque :* Ces calculs sont effectués sur base d'une hauteur d'eau moyenne observée.

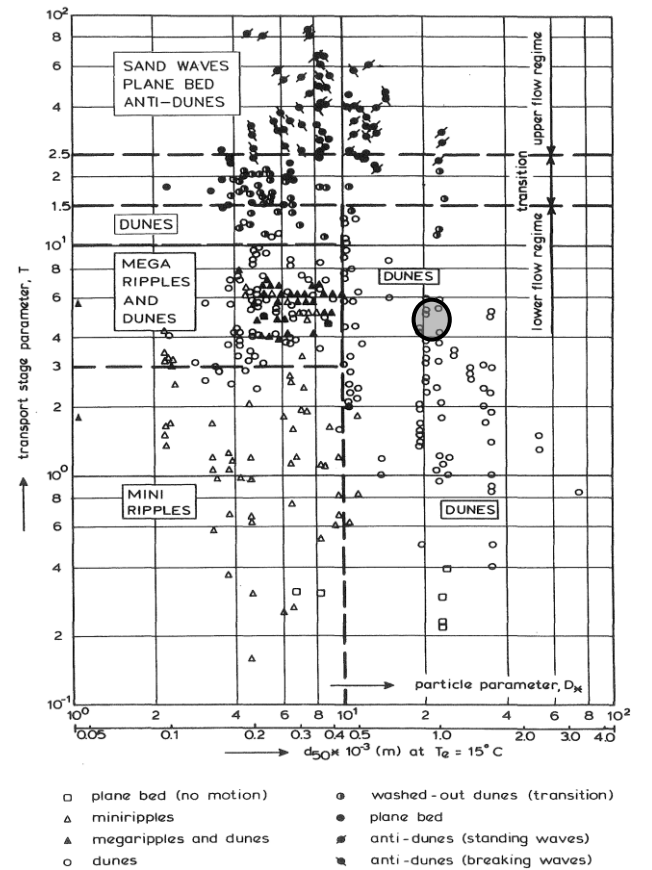


Figure 102 - Classification des formes du lit sédimentaire selon Van Rijn (Van Rijn, 1993)

## 9.8. VARIATION DE L'ÉPAISSEUR DE SÉDIMENTS

Afin de générer une base de données complète, 9 essais sont réalisés avec des épaisseurs différentes de sédiments [Quantité<sub>min</sub> = 1kg ; Quantité<sub>max</sub> = 5kg ;  $\Delta$  = 0.5kg] pour un même débit ( $Q = 6.35\text{l/s}$ ).

Remarque : L'ensemble des essais réalisés est repris en annexe de la Figure 128 à la Figure 135.

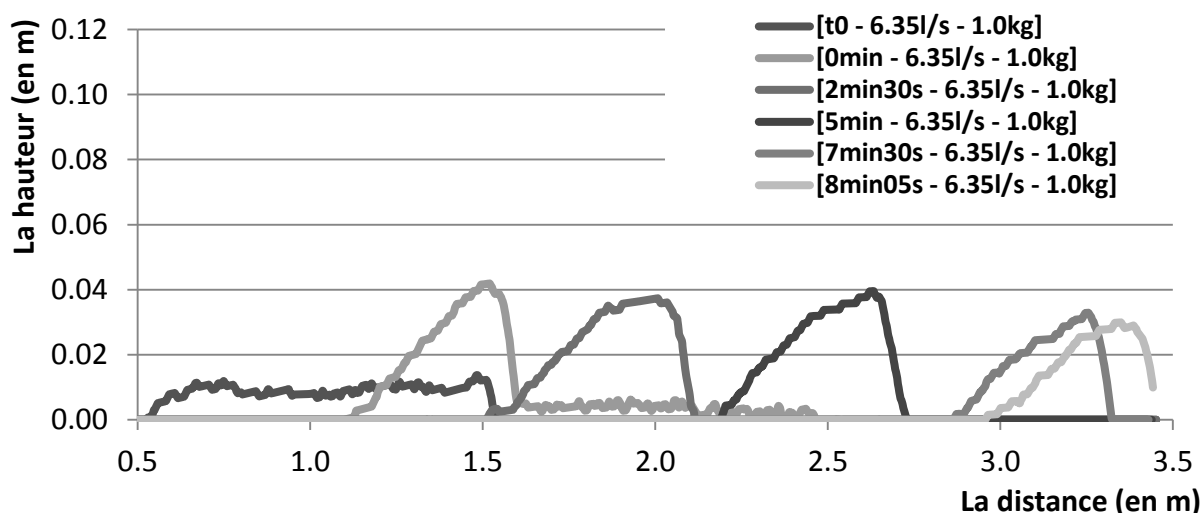


Figure 103 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°XIII ( $Q=6.35\text{l/s}$  -  $P=1.0\text{kg}$ )

Lorsque la quantité de sédiments est très faible (Figure 103), la recirculation créée par l'écoulement à l'arrière de la dune est beaucoup moins importante. Le débit hydraulique permet alors de générer du transport sédimentaire partout. Une partie des sédiments est directement évacuée par charriage à l'aval de la dune le long du canal. C'est notamment pour cette raison que le profil sédimentaire créé à l'extrémité du canal est moins élevé qu'initialement à l'entrée du canal.

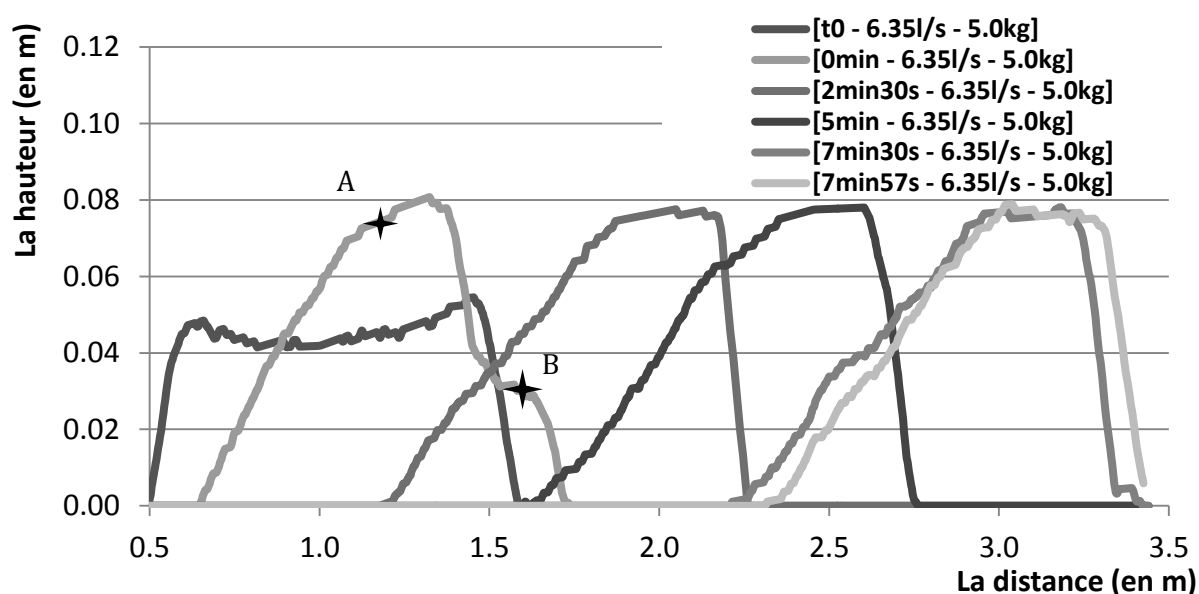


Figure 104 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°XX ( $Q=6.35\text{l/s}$  -  $P=5.0\text{kg}$ )

Lorsque la quantité de sédiments est beaucoup plus importante, un plateau est créé dans la partie supérieure de la dune (Figure 104).



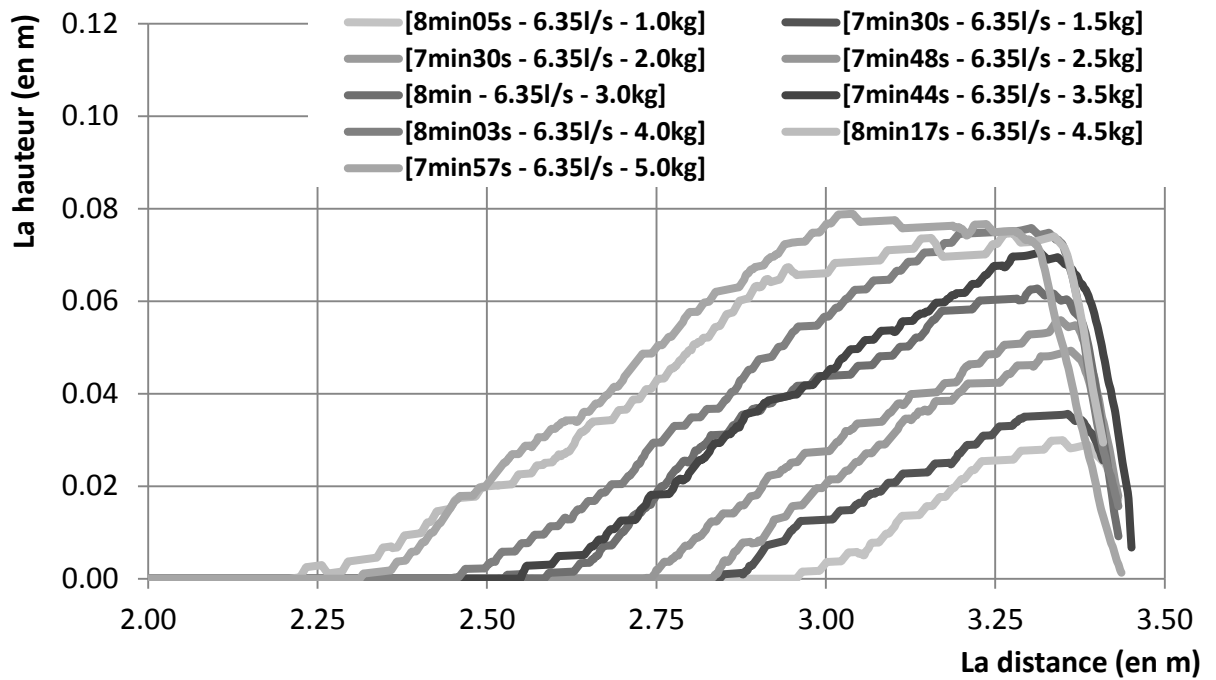


Figure 105 - Géométries obtenues pour différentes épaisseurs de sédiments

Il est intéressant de comparer les profils sédimentaires entre eux. Il est flagrant que la pente établie dans la zone amont est maintenue constante malgré les différences d'épaisseurs de sédiments initialement mis en place (Figure 105).

Puisqu'il n'y a pas d'apport en sédiments à l'amont de la dune et que les conditions hydrauliques sont maintenues constantes lors de ces expériences, la logique veut que la forme naturellement prise par la dune dans sa zone amont reste identique. L'analyse des résultats montre que la forme établie à l'amont de la dune est une pente constante. Sur base de cette observation, puisque la forme de la dune est maintenue constante lorsque celle-ci avance, une relation existe entre les conditions hydrauliques ( $u$  et  $h$ ) et l'évolution du transport sédimentaire ( $q_b$ ) sur la pente amont de la dune.

L'évolution du profil de vitesse sur la pente amont de la dune a été décrite lors de l'analyse du profil de vitesse sur un monticule de sédiments rigide (Figure 105 (1)). Une description complémentaire peut aussi être effectuée sur base de l'équation de continuité et de conservation de la quantité de mouvement sous l'hypothèse d'un nombre de Froude faible ( $h(x) \gg u(x)^2$ ), (Figure 105 (2)).

$$h(x) = h_0 - z_b(x) \quad u = \frac{q}{h(x)} = \frac{q}{h_0 - z_b(x)}$$

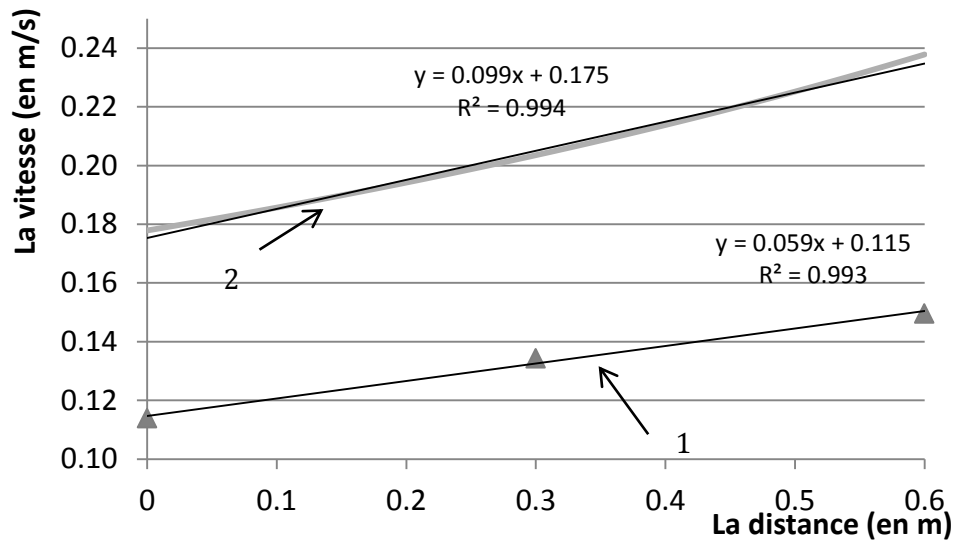


Figure 106 - Evolution des vitesses d'écoulement sur la pente amont de la dune

Les conditions hydrauliques «  $u(x)$  » et «  $h(x)$  » lors des mesures expérimentales et celles introduites dans l'équation précédente sont différentes ; c'est pourquoi leur évolution est différente. Malgré la forme prise par l'équation, ces courbes montrent que dans les conditions hydrauliques mises en œuvre au laboratoire, l'augmentation des vitesses peut être décrite par une droite de régression linéaire en fonction de la distance (Figure 106).

Sous cette hypothèse, la variation du débit sédimentaire sur la longueur de la dune doit aussi évoluer de façon linéaire pour générer une pente constante. Le débit et la pente prise par la dune étant similaires quelle que soit la quantité de sédiments placés, l'hypothèse qu'il existe une relation décrivant le transport sédimentaire comme une loi en puissance de la vitesse moyenne est émise. Son expression peut être écrite sous la forme suivante :

$$q_b = \alpha_1 \bar{u}^\beta \rightarrow q_b = \alpha_2 x^\beta$$

$$\frac{dq_b}{dx} = \alpha_3 x^{\beta-1}$$

*Remarque :* Le transport sédimentaire augmente nécessairement avec le débit hydraulique, les paramètres  $\alpha_0$ ,  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ , et  $\alpha_3$  sont donc positifs.

Puisque le transport évolue lui aussi de façon linéaire,  $\beta$  serait un paramètre dont la valeur est proche de 2. Ce raisonnement n'explique par ailleurs pas la linéarité de la pente prise par la dune. La loi de transport sédimentaire étant déjà partiellement décrite, il est possible d'émettre une théorie décrivant la tendance vers laquelle la forme de la dune tend à évoluer.

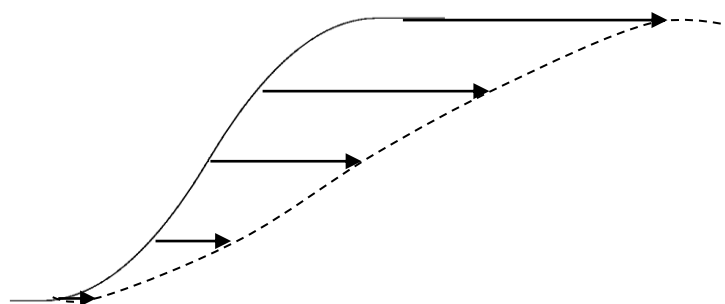


Figure 107 - Schéma de l'évolution de la forme prise par la dune

Il est probable que l'évolution de la forme de la dune vers une pente constante à l'amont résulte du fait que, la variation de débit sédimentaire sur la longueur de la dune croît initialement continuellement de façon non linéaire suite à l'accélération brusque de l'écoulement au niveau de la dune. En conséquence de cette accélération, l'évolution de la forme prise par la dune aurait tendance à évoluer vers une pente constante (Figure 107). Or, plus le profil de la dune se rapproche d'une pente constante, plus l'évolution des vitesses sur la longueur de la dune évolue de façon linéaire. Lorsque ces conditions hydrauliques et de forme sont stabilisées, le taux d'érosion devient alors constant sur l'entièreté de la dune, celle-ci se déplace alors avec une vitesse constante.

Le transport sédimentaire devrait par ailleurs se stabiliser au sommet de la dune et être constant sur la couche de sédiments horizontale puisque la hauteur d'eau à cet endroit est identique partout. Il n'en est rien du fait que le profil de vitesse ne s'uniformise pas instantanément sur la hauteur. En effet, comme le montre la Figure 87, lorsque l'écoulement s'accélère, les vitesses sont plus importantes à proximité du fond. C'est pourquoi la hauteur de la dune augmente localement (point A, Figure 104) alors que le reste de la dune avance progressivement (point B, Figure 104).

Lorsque la quantité de sédiments est suffisante, un plateau est généré dans la partie supérieure de la dune. Ce phénomène peut être lié au fait que les conditions hydrauliques atteintes à cet endroit s'uniformisent. Le profil de vitesse atteint serait donc uniforme sur le reste de la dune, induisant un transport sédimentaire sur cette longueur, lui aussi constant.

L'analyse des dimensions des profils sédimentaires générés illustre une pente amont peu variable comprise entre 9% et 13%. Suite à cette constance observée au niveau des pentes amont, le rapport  $\lambda_d/\Delta_d$  est lui aussi approximativement constant (Figure 108 et Figure 109).

La comparaison de la géométrie des dunes générées avec les formules théoriques de géométrie de dunes basées sur des observations expérimentales antérieures (Van Rijn 1993) a été effectuée. Les résultats de ces formules sont les suivantes :

$$\lambda_d = 7.3 h \in [1.46m ; 1.63m]$$

$$\Delta_d = 0.11 \left( \frac{d_{50}}{h} \right)^{0.3} (1 - e^{-0.5T}) (25 - T) h \in [0.111m ; 0.121m]$$

$$\lambda_d/\Delta_d \in [12.0 ; 14.7]$$

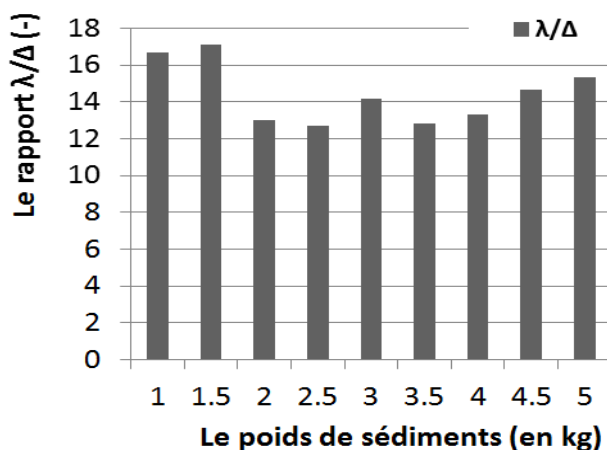


Figure 108 - Rapport des géométries  $\lambda/\Delta$  pour différentes quantités de sédiments

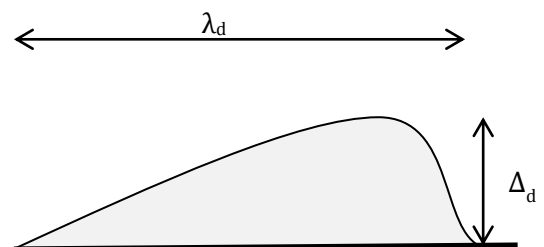


Figure 109 - Géométries  $\lambda$  et  $\Delta$

Les valeurs obtenues lors des essais expérimentaux sont inférieures à celles proposées par les formules précédentes. Cette constatation est logique puisque la quantité de sédiments est fixée par l'expérience et que le fond est non érodable. La quantité de sédiments n'est par conséquent pas suffisante pour générer une forme de dune complète. Par ailleurs, le rapport  $\lambda/\Delta$  est respecté pour une majorité d'essais (Figure 108 et Figure 109).

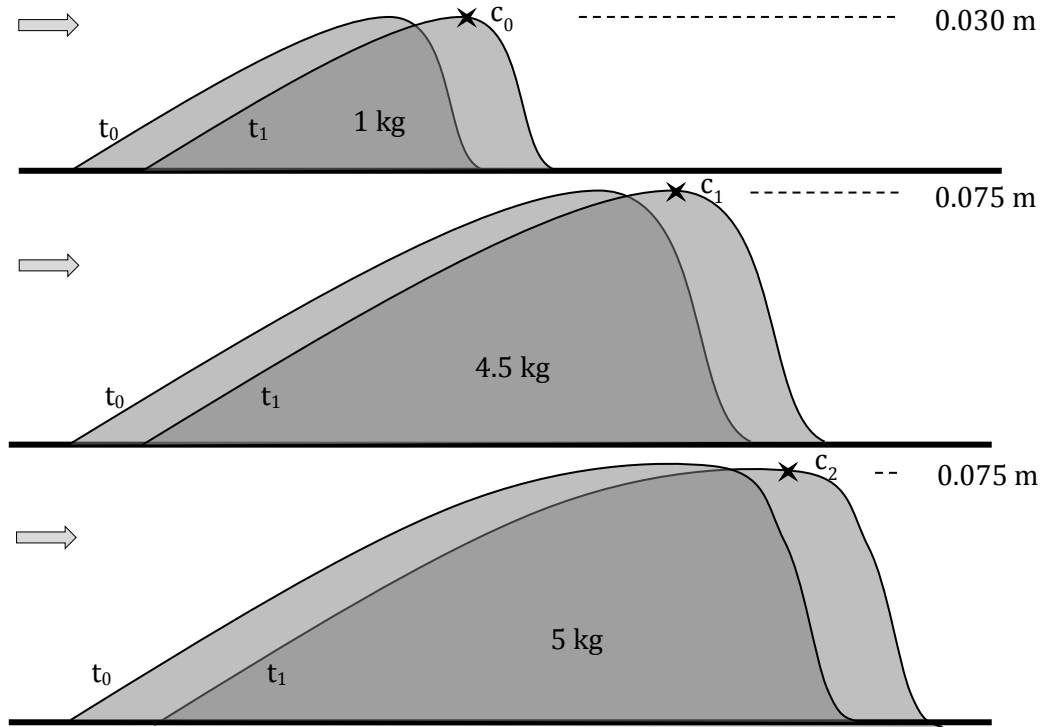


Figure 110 - Schéma des géométries obtenues pour différentes épaisseurs de sédiments

Concernant la célérité avec laquelle le transport sédimentaire est effectué, le parcours de 2m est effectué entre 7min30s et 8min17s. Cet intervalle de temps est compris dans l'intervalle d'erreur défini au chapitre précédent, signifiant donc que la quantité de sédiments influence peu la rapidité avec laquelle le transport sédimentaire s'effectue. Malgré le fait que, lorsque l'épaisseur de sédiments est plus importante la célérité sédimentaire l'est aussi, la vitesse de transport de la dune n'est pas plus rapide. Les célérités sédimentaires peuvent être évaluées sur base des formules approchée suivantes ( $Fr \ll 0.6$ ) (Figure 110) (HACH, 2009) :

$$c = \frac{u \frac{dq_b}{du}}{h(1 - Fr^2)} \frac{1}{1 - p}$$

$$\frac{dq_b}{du} = \frac{3}{2} A \left( B \left( \frac{Q}{hL} \right)^{\frac{5}{3}} - \tau_c^* \right)^{\frac{1}{2}} \left( B \frac{5}{3} \left( \frac{Q}{hL} \right)^{\frac{2}{3}} \right)$$

$$A = 8 \sqrt{(s-1)gd^3} = 8 \sqrt{(1.045-1) 9.81 \cdot 0.0028^3} = 7.88 \cdot 10^{-4} m^2/s$$

$$B = \frac{\xi}{(s-1)d K^2} = \frac{1}{(1.045-1) 0.0028 \cdot 35.7^2} = 6.22 m^{-1}$$

$$c_0 = \frac{0.203 \cdot 0.003}{0.208 \left( 1 - \left( \frac{0.203}{\sqrt{9.81 \cdot 0.208}} \right)^2 \right) (1 - 0.33)} = 0.0040 \text{ m/s} = 4.0 \text{ mm/s}$$

$$c_1 = c_2 = \frac{0.321 \cdot 0.005}{0.163 \left( 1 - \left( \frac{0.321}{\sqrt{9.81 \cdot 0.208}} \right)^2 \right) (1 - 0.33)} = 0.0172 \text{ m/s} = 17.2 \text{ mm/s}$$

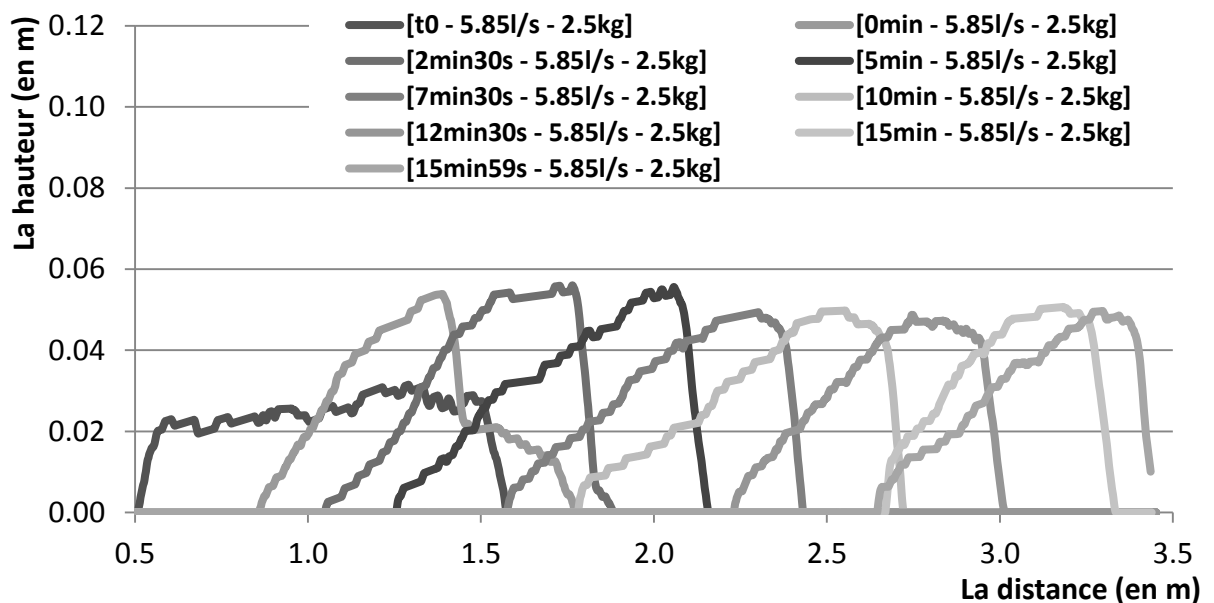
Puisque la pente située dans la partie amont de la dune est identique lors de chaque essai, le taux d'érosion qui s'y produit est donc lui aussi identique (**Figure 110**). Au sommet de la dune, les célérités sédimentaires diffèrent fortement ( $4.3c_0 \approx c_1 = c_2$ ). Par ailleurs, le volume de sédiments déplacé est 5 fois plus important, c'est pourquoi la vitesse de déplacement de la dune est presque identique (légèrement plus rapide avec une quantité moindre de sédiments).

Il est difficile de prouver la correspondance entre ces célérités et les vitesses d'avancement réelles des dunes puisque ces célérités sont évaluées localement sur les dunes.

## 9.9. VARIATION DU DÉBIT HYDRAULIQUE

Afin de compléter cette base de données, 8 essais sont réalisés avec différents débits [ $Q_{\min} = 5.85 \text{ l/s}$  ;  $Q_{\max} = 7.85 \text{ l/s}$  ;  $\Delta \approx 0.25 \text{ l/s}$ ] pour une même quantité de sédiments (2.5kg).

*Remarque :* L'ensemble des essais réalisés est repris en annexe de la **Figure 135** à **Figure 142**.



**Figure 111 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°XXI ( $Q=5.85 \text{ l/s}$  -  $P=2.5 \text{ kg}$ )**

Lorsque le débit est légèrement réduit (5.85l/s), la vitesse de propagation de la dune est fortement diminuée (**Figure 111**). Ce phénomène pourrait s'expliquer par le fait que la dune n'atteint pas une hauteur importante. Cela confirmerait en effet que la quantité de sédiments ne soit pas suffisante pour permettre à la dune de se développer complètement pour générer un profil sédimentaire de hauteur plus importante.

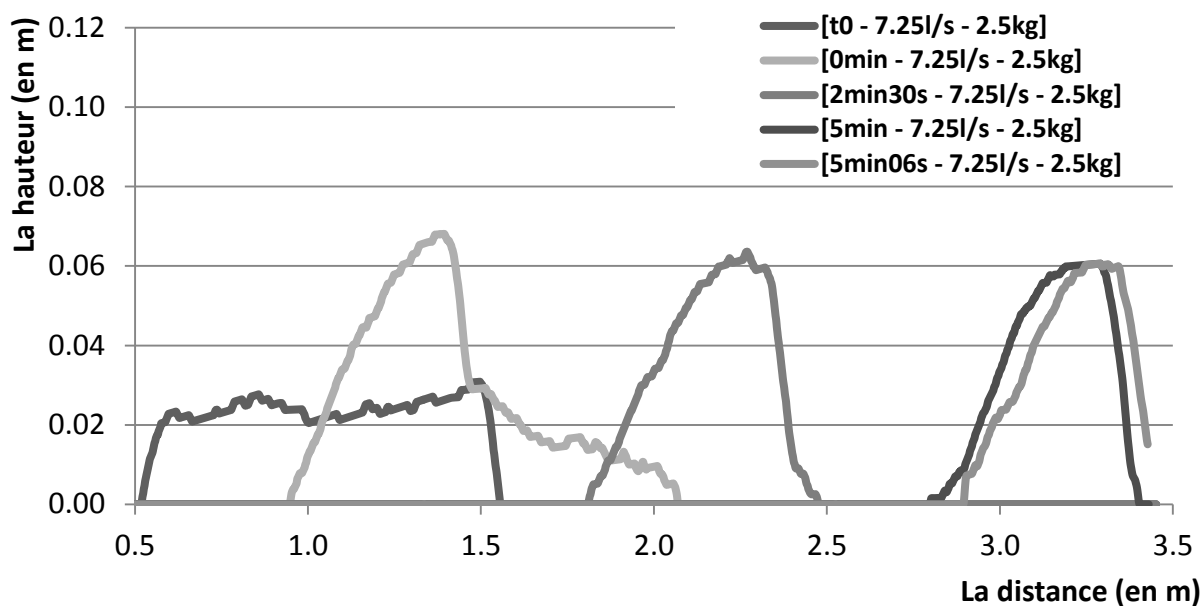


Figure 112 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°XXV ( $Q=7.25\text{l/s}$  -  $P=2.5\text{kg}$ )

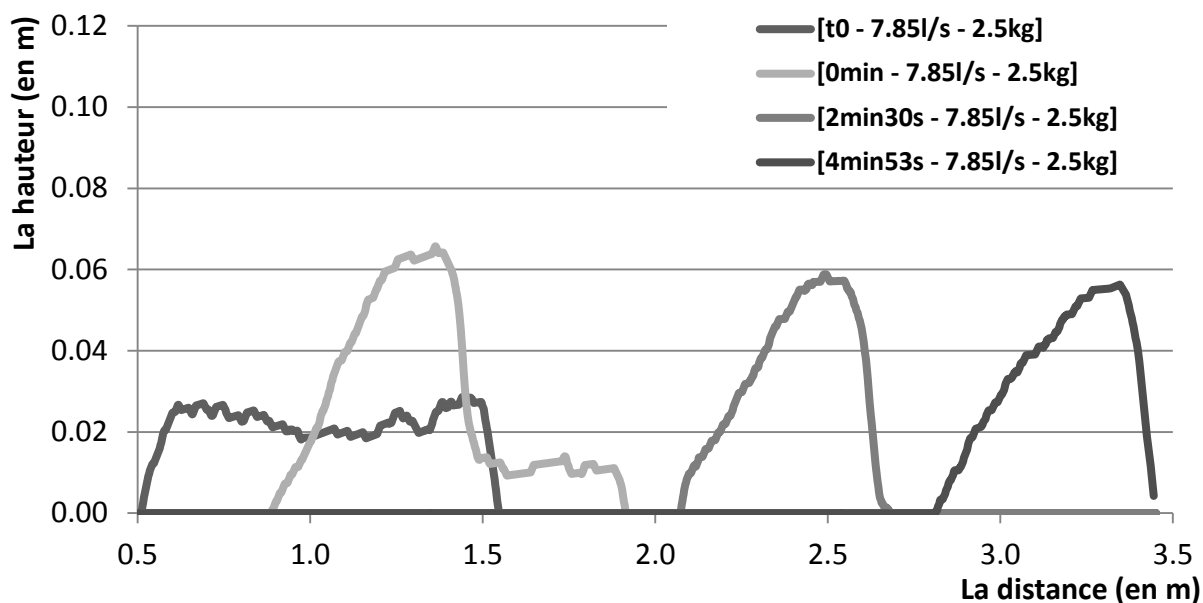


Figure 113 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°XXVII ( $Q=7.85\text{l/s}$  -  $P=2.5\text{kg}$ )

*Remarque :* Au-dessus de  $7.85\text{l/s}$ , le transport sédimentaire devient trop rapide, il y a un risque de violer des lois de charriage, en dessous de  $5.85\text{l/s}$ , il y a un risque de non reproductivité des essais.

Lorsque le débit augmente ( $7.25\text{l/s}$ ), la longueur de la dune se réduit et sa hauteur augmente (Figure 112). La dune atteint dans cette configuration sa hauteur maximum. Inversement, pour des débits plus importants ( $7.85\text{l/s}$ ), la longueur de la dune augmente et sa hauteur diminue (Figure 113). Ce phénomène est décrit plus précisément aux Figure 114 et Figure 115.

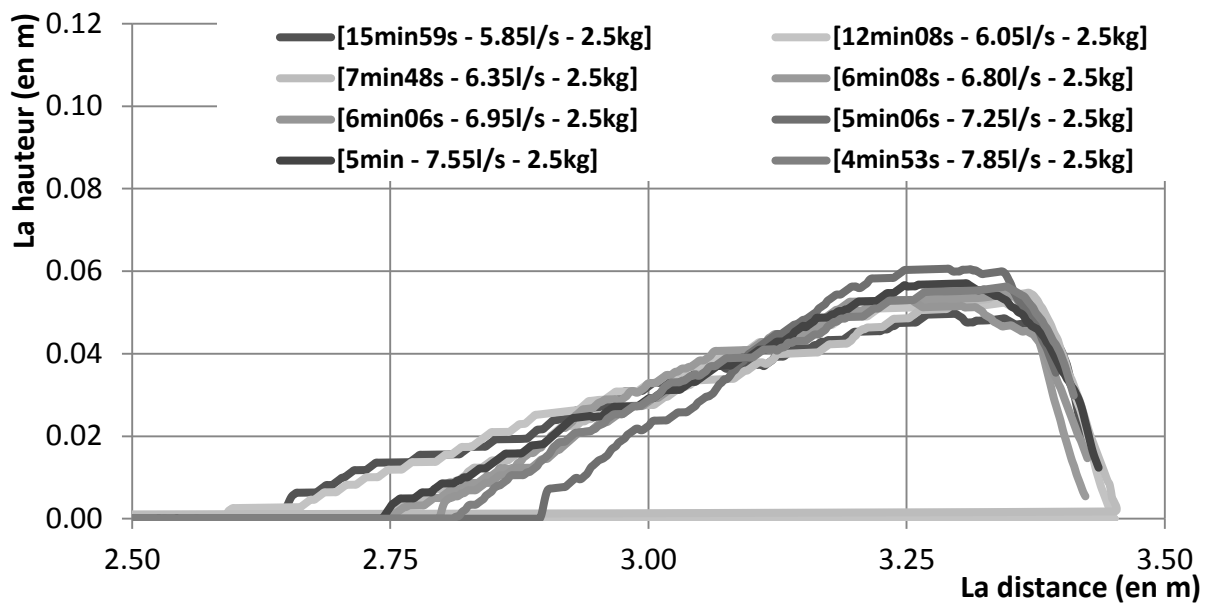


Figure 114 - Géométries obtenues pour différents débits

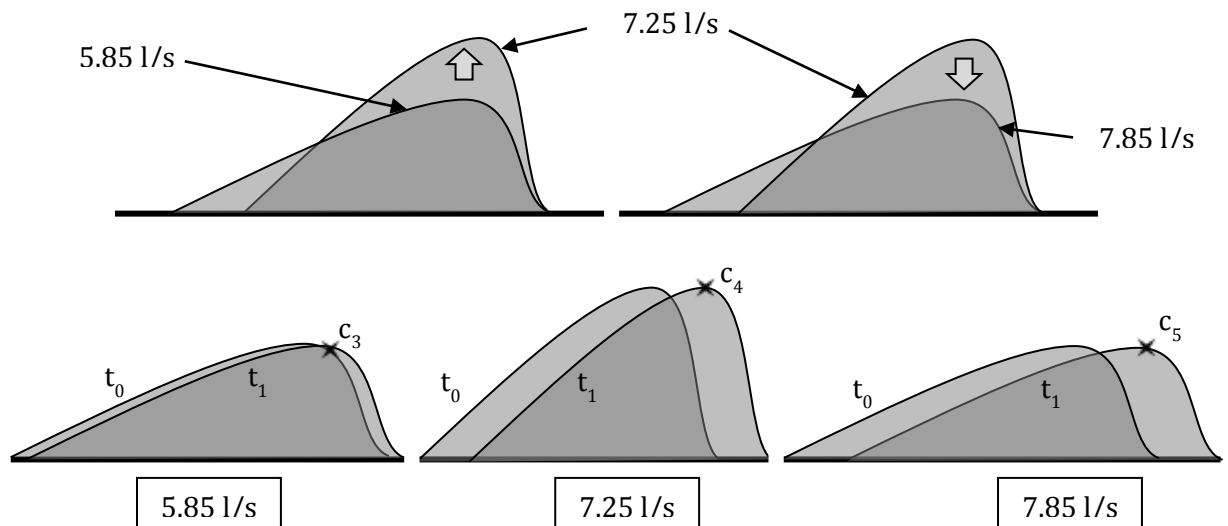


Figure 115 - Schéma des géométries obtenues pour différents débits

Les différences de géométrie peuvent être mises en évidence. La pente et donc la longueur des dunes varient trop fortement pour qu'il s'agisse de simples erreurs de réalisation. L'analyse des dimensions des profils sédimentaires générés conclut à une pente amont variable en fonction des débits compris entre 7% et 30%. Le graphique suivant (Figure 116 et Figure 117) illustre effectivement que la variation du rapport entre la longueur et la hauteur de la dune est importante.

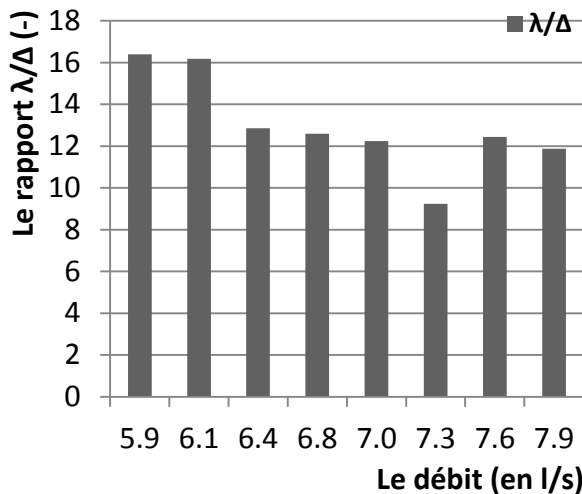


Figure 116 - Rapport des géométries  $\lambda/\Delta$  pour différents débits

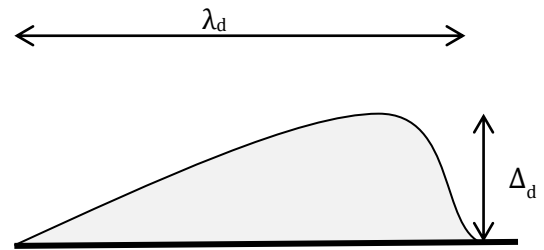


Figure 117 - Géométries  $\lambda$  et  $\Delta$

Le volume de sédiments restant constant, ces expériences montrent que pour des débits faibles comme pour des débits importants, la hauteur de la dune tend à se réduire. Plusieurs phénomènes interviennent donc lors de l'interprétation de ces résultats.

- Au niveau de la formation de la pente amont de la dune :

- L'évolution du débit sédimentaire est non linéaire en fonction des vitesses d'écoulement. La loi de mise en régime de la pompe est identique lors de chaque essai. L'origine des différences de pente provient donc en grande partie de la variation du débit hydraulique imposé lors de chaque essai.
- La quantité de sédiments participant au transport est invariable. Il est donc probable que la géométrie de la dune soit influencée par cette limitation sur un fond non érodable.

- Le sommet de la dune :

- Aucun plateau ne s'est formé au sommet de la dune. Il se pourrait donc au vu des précédentes observations que la quantité de sédiments ne soit pas suffisante pour générer des conditions hydrauliques stabilisées. En fonction du débit hydraulique, le profil des vitesses horizontales atteint au sommet de la dune serait donc variable. Il est aussi probable que la recirculation de l'écoulement à l'arrière de la dune varie elle aussi en fonction du débit imposé.

Il est difficile d'expliquer les formes prises par les dunes par une cause unique. En effet, différents phénomènes se cumulent lorsque les débits varient. Pour chacun des 3 exemples précédents, les célérités sédimentaires sont les suivantes ( $Fr < 0.6$ ) (HACH, 2009) :

$$c = \frac{u \frac{dq_b}{du}}{h (1 - Fr^2)} \frac{1}{1 - p}$$

$$c_3 = \frac{0.207 \cdot 0.003}{0.188 \left( 1 - \left( \frac{0.207}{\sqrt{9.81 \cdot 0.188}} \right)^2 \right) (1 - 0.33)} = 0.0047 \text{ m/s} = 4.7 \text{ mm/s}$$



$$c_4 = \frac{0.271 \ 0.004}{0.178 \left( 1 - \left( \frac{0.271}{\sqrt{9.81 \ 0.178}} \right)^2 \right) (1 - 0.33)} = 0.0100 \text{ m/s} = 10.0 \text{ mm/s}$$

$$c_5 = \frac{0.285 \ 0.005}{0.183 \left( 1 - \left( \frac{0.285}{\sqrt{9.81 \ 0.183}} \right)^2 \right) (1 - 0.33)} = 0.0112 \text{ m/s} = 11.2 \text{ mm/s}$$

Il est logique que les célérités sédimentaires augmentent puisque les quantités de sédiments sont identiques et que le débit hydraulique augmente. Les vitesses de déplacement des dunes vont aussi dans ce sens (Figure 118).

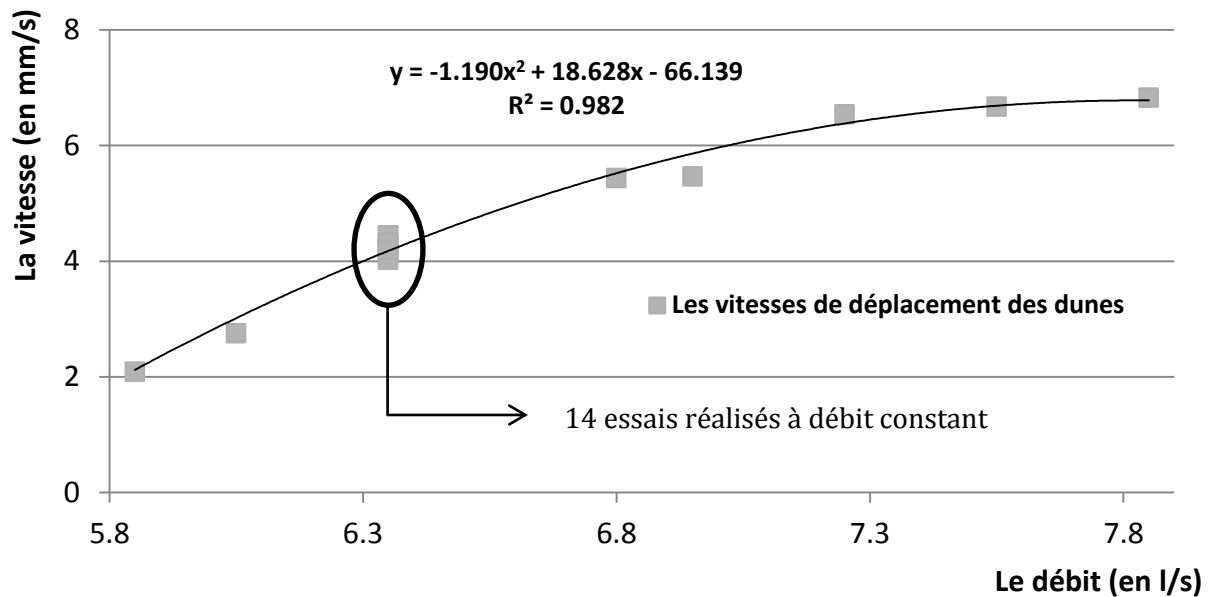


Figure 118 - Graphique des vitesses de propagation des dunes en fonction des débits

Plusieurs essais (14) ont été réalisés à débit constant pour diverses épaisseurs de sédiments (Figure 118). Comme le montre ce graphique, la quantité de sédiments influence peu la vitesse de transport des dunes par rapport à l'influence du débit hydraulique imposé.

La courbe des vitesses de propagation des dunes en fonction du débit n'augmente pas de façon constante. Cette constatation est encore plus flagrante sur le graphique des distances parcourues par les dunes sur base d'un volume utile de 3000l (Figure 119).

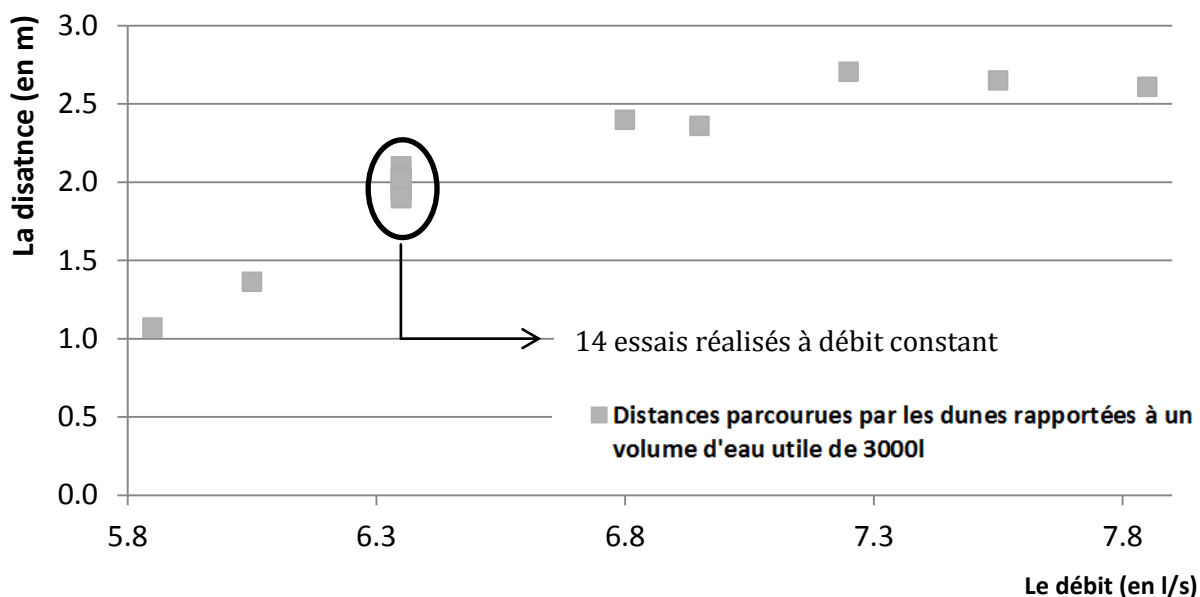


Figure 119 - Graphique des distances parcourues par les dunes en fonction des débits, rapportées à un volume d'eau utile de 3000l

En conclusion, pour une quantité de sédiments donnée, il semble exister un débit optimal ou en tout cas minimal par lequel un volume d'eau donné permet de générer le plus grand transport sédimentaire. Cette observation est probablement liée aux différences de profils sédimentaires générés en fonction des débits hydrauliques imposés lors des expériences.

## 9.10. CONCLUSIONS

Plusieurs aspects ont été abordés lors de ce type d'essai :

### 1. Point de vue « expérimental »

Dans un premier temps, les essais de laboratoire réalisés n'ont pas pu aboutir à une reproductibilité convaincante des essais dans des conditions sédimentaires et hydrauliques similaires (essai n°IV à VII). Suite à diverses observations et analyses, il s'est avéré nécessaire de coller des sédiments dans le fond du canal et d'augmenter les vitesses d'écoulement afin de se placer dans des conditions supérieures au seuil d'entraînement des particules sur l'ensemble de la couche de sédiments. Le transport sédimentaire était en effet trop sensible aux variations de vitesses induites notamment par ce changement de coefficient de frottement. De plus, pour éviter l'apparition de vitesses verticales proportionnellement trop importantes par rapport aux vitesses horizontales, la hauteur d'eau a dû être diminuée. Ainsi, le profil de vitesse sur la longueur du canal a pu être uniformisé.

Des essais reproductibles ont ainsi pu être mis en œuvre avec une précision suffisante. Une base de données d'essais fiables dans des conditions bien maîtrisées a pu être générée afin de permettre ultérieurement la comparaison des résultats avec ceux obtenus à partir d'un modèle numérique. La précision obtenue sur la vitesse de propagation de la dune est, jusqu'à 3.5m, précise à +/- 2.6% par rapport à la vitesse de propagation moyenne des essais dans des conditions hydrauliques et sédimentaires similaires. Concernant les formes prises par les dunes, la précision obtenue est de +/- 6.5% par rapport à la moyenne des hauteurs de dunes.

Les essais réalisés lors de cette deuxième campagne :

N°	Poids	Débit	Objet	N°	Poids	Débit	Objet
I	6.0 kg	7.80 l/s	Obs. (f.l)	XV	2.0 kg	6.35 l/s	Var. e. (f.r)
II	3.0 kg	6.55 l/s	Obs. (f.l)	XVI	3.0 kg	6.35 l/s	Var. e. (f.r)
III	-	10.30 l/s	Obs. (f.l)	XVII	3.5 kg	6.35 l/s	Var. e. (f.r)
IV	2.0 kg	7.30 l/s	Repr. (f.l)	XVIII	4.0 kg	6.35 l/s	Var. e. (f.r)
V	2.0 kg	7.30 l/s	Repr. (f.l)	XIX	4.5 kg	6.35 l/s	Var. e. (f.r)
VI	2.5 kg	7.15 l/s	Repr. (f.l)	XX	5.0 kg	6.35 l/s	Var. e. (f.r)
VII	2.5 kg	7.15 l/s	Repr. (f.l)	XXI	2.5 kg	5.85 l/s	Var. d. (f.r)
VIII	2.5 kg	6.35 l/s	Repr. (f.r)	XXII	2.5 kg	6.05 l/s	Var. d. (f.r)
IX	2.5 kg	6.35 l/s	Repr. (f.r)	XXIII	2.5 kg	6.80 l/s	Var. d. (f.r)
X	2.5 kg	6.35 l/s	Repr. (f.r)	XXIV	2.5 kg	6.95 l/s	Var. d. (f.r)
XI	2.5 kg	6.35 l/s	Repr. (f.r)	XXV	2.5 kg	7.25 l/s	Var. d. (f.r)
XII	2.5 kg	6.35 l/s	Repr. (f.r)	XXVI	2.5 kg	7.55 l/s	Var. d. (f.r)
XIII	1.0 kg	6.35 l/s	Var. e. (f.r)	XXVII	2.5 kg	7.85 l/s	Var. d. (f.r)
XIV	1.5 kg	6.35 l/s	Var. e. (f.r)	XXVIII	-	-	-

Tableau 8 - Essais réalisés en écoulement uniforme et continu (campagne 2)

« Obs. » : Observations préliminaires

« Repr. » : Essais de reproductivité

« Var. e. » : Variation de la couche initiale des sédiments

« Var. d. » : Variation du débit hydraulique

« f.l. » : Fond lisse

« f.r. » : Fond rugueux

## 2. Point de vue « phénomènes physiques observables »

La formation et le transport de dunes ont été analysés sur base de mesures de vitesses, des images vidéo et de l'écho-sondeur. A partir de ces mesures, les profils de vitesses, la vitesse de propagation ainsi que la forme de dunes ont pu être analysés.

Il en résulte que l'accélération de l'écoulement au niveau d'une couche de sédiments crée une zone d'érosion progressive. Celle-ci finit par former une pente constante à l'amont de la dune. A l'aval, une recirculation de l'écoulement génère une zone de dépôts dont la pente est majoritairement influencée par le glissement des sédiments et donc par leur pente de stabilité. Ces observations mettent en évidence le transport d'une dune en condition infracritique. Une fois que la forme de la dune est stabilisée, celle-ci se déplace de façon constante sur l'entièreté du canal indiquant donc que le taux d'érosion est partout constant le long de la pente amont de la dune.

### 3. Point de vue « variations de paramètres significatifs »

L'effet de la variation de deux paramètres, le débit et la quantité de sédiments, ont été analysés, tout autre paramètre restant constant.

#### - Effet de la variation des quantités de sédiments

Les pentes observées lors de chaque essai à l'amont des dunes sont identiques et constantes. Cette observation résulte du fait que les conditions hydrauliques et sédimentaires sont, à cet endroit, identiques lors de chaque essai. L'évolution linéaire du profil sédimentaire observé à l'amont de la dune peut être illustrée par une relation directe entre le débit sédimentaire et les vitesses d'écoulement.

La hauteur atteinte par la dune est fonction de la quantité de sédiments placés. Il s'avère par ailleurs qu'à partir d'une certaine quantité de sédiments un plateau apparaît à une hauteur systématiquement identique, au sommet de la dune. Ce phénomène est certainement lié au fait que les conditions hydrauliques se soient finalement uniformisées sur une certaine longueur et que, par conséquent, le transport sédimentaire s'y produisant est maintenu constant.

La comparaison de la géométrie des profils sédimentaires obtenus avec des profils de dunes théoriques a été effectuée. Il apparaît que les prévisions théoriques réalisées sur les géométries de dunes sont plus grandes que celles observées expérimentalement au laboratoire car la quantité de sédiments est fixée par les expériences. La forme complète des dunes ne peut donc pas être atteinte. La comparaison entre la longueur et la hauteur des dunes a par contre pu être effectuée pour la majorité des essais.

La vitesse de transport des dunes en fonction de la quantité de sédiments placés est comprise dans un intervalle de valeur proche de la précision atteinte lors des essais de reproductivité. Il en résulte que la vitesse de transport des dunes varie peu selon la quantité de sédiments mise en œuvre (1.5kg – 5kg). En effet, les célérités sédimentaires atteintes au sommet des dunes sont proportionnelles à la quantité de sédiments placés ; c'est pourquoi la vitesse de transport des dunes varie peu en fonction de la quantité de sédiments. Il est cependant nécessaire de remarquer que pour des essais comportant un plus grand plateau au sommet de la dune, de plus faibles vitesses pourraient certainement être enregistrées puisque la célérité sédimentaire resterait, dans ce cas, constante sur cette longueur.

#### - Effet de la variation des débits hydrauliques

Lorsque le débit hydraulique varie, d'importantes modifications au niveau des géométries sont observables. La hauteur des dunes croît puis décroît lorsque le débit hydraulique augmente. Plusieurs explications peuvent être à l'origine de ce phénomène :

- Le débit sédimentaire varie de façon non linéaire avec la vitesse moyenne d'écoulement.
- La quantité de sédiments est limitée et ne permet pas de générer des formes complètes de dunes.
- Le profil de vitesse généré varie en fonction du débit au niveau de la pente amont de la dune, mais aussi dans la zone de recirculation à l'aval de celle-ci.

Sur base de ces constatations, il reste difficile d'expliquer physiquement les variations de forme observées.

Les vitesses de propagation des dunes comme les célérités sédimentaires calculées au sommet des dunes croissent avec le débit, mais leurs évolutions ne sont pas linéaires. En effet, elles décroissent avec le débit, prouvant qu'à partir d'un certain débit, un palier au niveau des vitesses est atteint. Ce palier de vitesse peut être mis en parallèle avec le phénomène de décroissance de la hauteur de dune à partir d'un certain débit.

#### **4. Point de vue « recommandations concernant les chasses hydrauliques »**

Le transport d'une dune sur fond non érodable est un essai riche en enseignements du point de vue du transport sédimentaire. Concernant les chasses hydrauliques, ce type de transport n'est pas observé à proximité du barrage. En effet, à cet endroit, de l'érosion régressive est générée, induite par des vitesses d'écoulement et un gradient de surface plus important. Le transport d'une dune est observable plus à l'amont du réservoir, quand le niveau d'eau dans la retenue est abaissé. Quoi qu'il en soit, il est délicat d'effectuer le parallélisme entre les chasses hydrauliques réalisées en situation réelle et les essais de laboratoire menés en géométrie idéalisée. Par ailleurs, les enseignements suivants peuvent être cités :

- Afin d'évaluer l'efficacité du transport sédimentaire, les distances parcourues par les dunes rapportées à un volume d'eau utile en fonction des débits, ont été évaluées. Celles-ci prouvent que l'efficacité du transport atteint un maximum ou en tout cas un palier à partir d'un certain débit hydraulique. Il existe donc certainement un débit permettant d'optimiser l'efficacité de ce type de transport sédimentaire.
- La vitesse de propagation des dunes évolue peu avec les quantités de sédiments mises en œuvre. Le débit et donc le niveau d'eau dans la retenue interviennent de façon beaucoup plus importante sur l'efficacité de la chasse hydraulique. Il serait donc logique d'étudier la fréquence des chasses hydrauliques pour privilégier l'évacuation de volumes importants de sédiments présents en amont. En d'autres termes, une optimisation de l'efficacité du transport sédimentaire serait possible avec un nombre réduit de chasses.

## 10. CONCLUSIONS

---

### Contexte de l'étude

Ce travail de fin d'études a été consacré à la problématique de l'alluvionnement sédimentaire des réservoirs de barrage. Le sujet traite plus précisément de l'efficacité des chasses hydrauliques, par action de la vanne de fond pour l'évacuation optimale des sédiments.

Le principe général de cette méthode de gestion s'appuie sur l'abaissement significatif du niveau d'eau pour augmenter les vitesses d'écoulement dans le réservoir afin de mettre en mouvement et évacuer les sédiments.

L'étude part de l'hypothèse d'un transport sédimentaire sur fond non érodable en géométrie idéalisée lors d'écoulements unidimensionnels. Un fond non érodable correspond à une situation traditionnelle de sédiments consolidés ou à un bedrock situé sous la couche de dépôts alluvionnaires de la retenue.

Des campagnes d'essais expérimentaux ont été réalisées au Laboratoire des Constructions Hydrauliques de l'Université de Liège. Une base de données complète d'essais a été générée et, sur base d'observations et d'analyses, des mécanismes de transports sédimentaires ont été étudiés pour mesurer l'influence de divers paramètres sur les pratiques de chasses hydrauliques.

Un dispositif expérimental constitué d'un canal horizontal de 6m de long et de section rectangulaire (0,75m x 0,15m) a été exploité avec des granulés plastiques simulant les sédiments. Une vanne levante à l'aval du canal et une pompe permettant la recirculation de l'eau en circuit fermé constituent les éléments principaux de l'expérience. Plusieurs outils de mesures (capteur de vitesse, écho-sondeur, caméra,...) ont été intégrés au dispositif expérimental.

Un programme, développé par le HACH (Hydrology, Applied Hydrodynamics and Hydraulic Constructions) a été exploité pour définir la gamme de propriétés des sédiments, fixer les conditions expérimentales à mettre en œuvre et appuyer l'interprétation des phénomènes observés.

Pour correspondre à des sédiments, une gamme de granulés plastiques a été identifiée afin d'adapter, le plus adéquatement possible, l'échelle spatio-temporelle réelle aux conditions de laboratoire. Plus précisément des particules de plastique « Polystyrol 165H » de densité  $1045\text{kg/m}^3$  et dimension caractéristique 0.0028m ont été exploitées.

Deux types d'essais se sont avérés nécessaires : l'analyse de l'érosion régressive produite à proximité du barrage (campagne d'essais 1) et le transport de dunes pouvant être observé plus à l'amont (campagne d'essais 2) lors de la réalisation d'une chasse hydraulique.

Les essais de la campagne 1 ont simulé l'érosion d'une couche de sédiments lors de la vidange partielle du canal d'expérimentation. L'évolution du transport d'un monticule de sédiments en conditions d'écoulement continu et uniforme a été décrite lors de la 2<sup>ème</sup> campagne d'essais.

## Observations

Grâce à des protocoles d'essais rigoureux et complets, les deux campagnes ont abouti à une série de 30 simulations pertinentes. En effet, une série de simulations parfaitement reproductibles, dans des conditions hydrauliques et sédimentaires similaires, a convaincu de la validité des résultats en termes de précision de géométries et de vitesses de transport des sédiments.

Les protocoles et les conditions de mise en œuvre des essais de la campagne 2 ont été améliorés en augmentant les vitesses d'écoulement et en uniformisant la rugosité du canal avec la mise en place d'un tapis de sédiments uniformément collés sur toute sa longueur.

Ces enseignements essentiels et leur mise en œuvre ont permis de réduire la sensibilité du transport sédimentaire aux variations de vitesses induites, notamment par le changement du coefficient de frottement entre le fond lisse et la couche sédimentaire rugueuse.

Grâce à l'instrumentation, la description de l'évolution du profil sédimentaire (forme des dunes et vitesses de transport) a permis, lors de la mise en œuvre des essais de la campagne 2, de recenser une série d'observations fondamentales :

1. La géométrie des dunes est asymétrique. Elle est constituée d'une pente constante et progressive à l'amont et de la pente de stabilité des sédiments à l'aval ( $\approx 35^\circ$ ). Rapidement, la forme de la dune se stabilise. Elle se déplace alors à une vitesse constante sur l'entièreté du canal.
2. Les pentes observées à l'amont des dunes restent constantes et ne sont pas influencées par la quantité de sédiments utilisée lors des expériences. Les hauteurs et les longueurs des dunes formées sont fonctions des quantités de sédiments mis en œuvre. A partir d'un volume déterminé de sédiments, un plateau apparaît à une hauteur systématiquement identique, au sommet de la dune.
3. Les dimensions des dunes générées expérimentalement ont été comparées avec des dimensions théoriques basées sur d'autres observations expérimentales. La correspondance de certains résultats concernant le rapport entre la longueur et la hauteur des dunes a pu être constatée.
4. La vitesse de transport des dunes ne varie pas de manière significative pour différents volumes de sédiments.
5. D'importantes modifications de la géométrie des dunes (hauteur et longueur) sont observées lorsque le débit hydraulique varie (tous les autres paramètres de l'expérience restant constants). Plus précisément, à partir d'un débit déterminé, la hauteur de dune atteint un niveau maximum puis décroît. Cette évolution non régulière de la géométrie résulte d'une interaction complexe entre l'évolution des vitesses le long de la dune avec la loi de capacité de transport des sédiments.
6. La vitesse de propagation des dunes croît de manière non linéaire avec le débit. Ce phénomène doit être mis en parallèle avec l'évolution de la forme des dunes en fonction du débit hydraulique appliqué (observation 5).

Lors de l'analyse du transport sédimentaire généré en cas de vidange partielle du canal (campagne 1), des difficultés de mise en œuvre ont requis l'emploi d'un modèle numérique de calcul pour améliorer la compréhension des phénomènes observés.

7. La concordance entre les résultats numériques et expérimentaux a pu être validée sur les premiers mètres du canal (3.5m). Plus à l'aval, au niveau de la transition entre la couche

sédimentaire et le fond non érodable, les résultats numériques n'ont pas été concluants. L'accélération de l'écoulement produit d'une part, la mise en suspension locale des sédiments et d'autre part, la recirculation de l'écoulement à proximité du fond. Le modèle numérique utilisé ne modélise pas de tels phénomènes.

8. Sur la longueur où les comparaisons ont pu être réalisées, une série d'essais a démontré l'influence précise de chaque paramètre sur le profil sédimentaire atteint. De ce point de vue, le coefficient de frottement et la densité des sédiments jouent un rôle primordial sur le profil sédimentaire observé.
9. L'accélération de l'écoulement induit un taux d'érosion de plus en plus important vers l'aval. La pente du profil sédimentaire augmente donc progressivement. Au fur et à mesure de l'essai, une érosion régressive apparaît (l'érosion de la couche de sédiments se développe depuis l'aval).
10. Pour un même volume d'eau utilisé, la quantité de sédiments érodés évolue de façon non linéaire avec l'ouverture de la vanne. Les vitesses d'écoulement générées au niveau de la couche de sédiments n'augmentent pas proportionnellement avec l'ouverture de la vanne.
11. Pour les simulations numériques envisagées, les volumes de sédiments érodés évoluent de façon linéaire avec la hauteur d'eau présente au niveau de la couche de sédiments.

### **Confirmations & enseignements**

La fréquence des chasses hydrauliques nécessaires est logiquement fonction d'une part, des quantités de sédiments présents dans la retenue et d'autre part, de l'efficacité des chasses.

L'étude a confirmé qu'à proximité du barrage, suite à l'abaissement du niveau d'eau dans la retenue, les vitesses d'écoulement et le gradient de surface augmentent. Il s'en suit une érosion régressive des sédiments. Celle-ci est significativement influencée par la réduction du niveau d'eau dans la retenue au terme de l'opération de chasse hydraulique. De plus, afin d'optimiser la quantité de sédiments à évacuer du réservoir pour un volume d'eau déterminé, le débit de chasse pratiqué doit être maximum. La capacité d'évacuation des vannes de fond du barrage ne doit donc pas faire l'objet d'un sous-dimensionnement, lors de la conception du barrage, car l'enjeu est de générer des vitesses suffisantes pour garantir l'efficacité des chasses hydrauliques.

Les expérimentations ont montré que les vitesses d'écoulement n'augmentent pas de façon proportionnelle avec l'ouverture de la vanne. L'influence du niveau d'eau finalement atteint dans la retenue est, par conséquent, prépondérante par rapport à la capacité de la vanne de fond. L'optimisation de ce paramètre doit par ailleurs être mise en parallèle avec les impératifs de gestion de l'eau dans la retenue.

L'étude a démontré que plus à l'amont du barrage, où le transport sédimentaire correspond davantage au déplacement d'une dune, la vitesse de propagation des dunes évolue peu en fonction de la quantité de sédiments présents. La fréquence des chasses hydrauliques devrait donc être étudiée pour privilégier l'évacuation de volumes importants de sédiments présents en amont. En d'autres termes, une optimisation de l'efficacité du transport sédimentaire serait possible avec un nombre de chasses réduit.

En fonction des débits, les distances parcourues par les dunes rapportées à un volume d'eau utile, démontrent que, dans les conditions de laboratoire, l'efficacité maximale du transport serait atteinte à partir d'un certain débit. L'existence d'un débit optimal concernant le transport sédimentaire de dunes serait confirmé.



## **Propositions de compléments d'études**

A ce stade du travail, il est pertinent de proposer des compléments d'études guidés par les enseignements précédents. La campagne d'essais 2 a abouti à 16 variantes d'essais exploitables. Plusieurs théories ont été avancées sur la physique du transport de dunes en termes de géométries et de vitesses dans les conditions de laboratoire.

La confrontation de ces résultats expérimentaux avec des simulations numériques, permettrait de confirmer ces théories. Sur base d'un modèle numérique valide et calibré, 3 aspects de cette étude pourraient être approfondis :

- Améliorer la compréhension des géométries de dune atteintes lorsque le débit varie.
- Valider la formation d'un plateau à une hauteur constante lorsque la quantité de sédiments est plus importante.
- Déterminer les règles d'optimisation des fréquences de chasses sur base de simulations plus concrètes du transport sédimentaire sur fond non érodable.

D'autre part, le développement de nouvelles simulations expérimentales est suggéré :

- L'analyse de la largeur du canal d'érosion et de l'influence de la pente de fond du réservoir sur les chasses hydrauliques sur fond non érodable lors de simulations bidimensionnelles à plus grande échelle.
- L'analyse de l'influence d'une granulométrie différente ou hétérogène sur le transport sédimentaire.
- La possibilité de colorer une partie des sédiments en fonction de leur position ou de leur classe granulométrique pour étudier la « traçabilité » du transport sédimentaire.

La consommation d'eau induite par des opérations de chasse est l'inconvénient principal de cette méthode de gestion. Dans but d'économie, l'analyse de solutions complémentaires basées sur des dispositifs créatifs, comme l'aménagement d'un canal de dérivation dans lequel des chasses seraient régulièrement réalisées aux abords d'un bassin « piège à sédiments », mériterait une comparaison économique avec les solutions traditionnelles de chasses hydrauliques.

## **Résultats**

Les méthodes de chasses hydrauliques ont été abordées sur base de trois points de vue différents :

- Les pratiques de chasses hydrauliques.
- Les modélisations numériques.
- Les simulations expérimentales.

La méthodologie utilisée intègre des résultats convaincants de ces trois approches. Elle a permis d'aboutir aux 3 résultats significatifs suivants :

Un premier résultat est la mise en place d'un banc d'expérimentation opérationnel offrant les moyens d'étudier l'influence de plusieurs paramètres sur le transport sédimentaire (épaisseur des sédiments, débits hydrauliques, ouverture de la vanne...). La base de données produite a été confirmée par la reproduction d'essais.

Un deuxième résultat concerne la pertinence de ce type d'expérimentation pour calibrer les solutions générées par des modélisations numériques.

Un troisième résultat important de l'étude a été l'identification des paramètres dont l'influence est significative sur les modélisations expérimentales réalisées sur fond non érodable en géométrie idéalisée. Il en a été déduit certains enseignements et confirmations sur l'efficacité du transport sédimentaire lors de chasses hydrauliques.


## 8. SOURCES

---

- Arcement J. G. and Schneider V. R. (1989) "Guide for selecting Mannings roughness coefficients for natural channels and flood plains." *USGS Water Supply*, Paper 2339.
- Atkinson E. (1996) *The Feasibility of Flushing Sediment from Reservoirs*, TDR Project R5839, Report OD 137, HR Wallingford.
- Badraoui A. and Hajji A. (2001) "Envasement des retenues de barrages." *La Houille Blanche*, No 6/7, pp. 72-75.
- Benblidia M. (2001) "Extraction des sédiments dans les retenues." *La Houille Blanche*, No 6/7, 76-78.
- Boillat J.-L., Martinerie R., Garcia J. and De Cesare G. (2008) "La gestion sédimentaire en milieu alpin." *La Houille Blanche*, Vol. 63, No. 4, 122-129.
- Bouchard J.-P. (2001) "La gestion des sédiments par chasse (2). Outil d'optimisation et de prévision d'impact." *La Houille Blanche*, No. 6/7, pp. 62-66.
- Bouchard J.-P., Jodeau M., Abderrezzak K. E. K. (2009) "Dimensionnement d'un modèle physique sédimentologique pour la restauration du transport solide sur le vieux Rhin." *Colloque SHF: Modèles physiques hydrauliques*, Lyon, 24-25 novembre.
- Caude G. (2003) "Conférence introductive du colloque de la SHF sur la modélisation physique au XXIème siècle." *CETMEF colloque SHF: Quels modèles physiques pour le XXIème siècle*, Lyon, Octobre.
- CIGB-ICOLD (2007) *Les barrages & l'eau dans le monde*, Paris, France.
- CIGB-ICOLD (2009) "Sedimentation and Sustainable Use of Reservoirs and River Systems.", *Draft ICOLD bulletin*, 17-27.
- Dewals B., Brasseur N., Erpicum S., Archambeau P., and Pirotton M. (2009) "Flushing operations with limited sediment availability." *Proc. 33rd IAHR Congress: Water Engineering for a Sustainable Environment*, Vancouver, Canada, 4289-4296.
- Emamgholizadeh S., Bina M., Fathi-Moghadam M., and Ghomeyshi M. (2006) "Investigation and Evaluation of the Pressure Flushing Through Storage Reservoir." *ARPJ Journal of Engineering and Applied Sciences*, Ahwaz, Iran, Vol. 1, No. 4, 7-16.
- Emamgholizadeh S. (2008) "Pressure Flushing of Sediment through Storage Reservoir : Laboratory Testing." *IE(I) Journal-CV*, Calcutta, Inde, Vol. 89, May, 23-27.
- HACH (2009) *Notes du cours d'Hydraulique Appliquée*, Faculté des Sciences Appliquées, Université de Liège, Tome 2, 497-525.
- Idel'cik I. E. (1985) *Mémento des pertes de charges coefficients de pertes de charge singulières et de pertes de charge par frottement*, Eyrolles.
- Jugović Č. J., Strohmeier S., Schuster G. and Nachtnebel H. P. (2009) "Hydraulic Flushing of Alpine Reservoirs – Model Study." *International Symposium on Water Management and Hydraulic Engineering*, Ohrid, Macedonia, Paper: A89.

- Kantoush S. A., Bollaert E. and Schleiss A. J. (2008) "Experimental and numerical modelling of sedimentation in a rectangular shallow basin." *International Journal of Sediment Research*, Vol. 23, No. 3, 212–232.
- Morris G. L. (1997) *Reservoir Sedimentation Handbook: Design and Management of Dams, Reservoirs, and Watersheds for Sustainable Use*, McGraw-Hill, New York.
- Poirel A. (2001) "La gestion des sédiments par chasse (1). Retour d'expérience sur quelques aménagements hydrauliques alpins." *La Houille Blanche*, No 6/7, pp. 55-61.
- Richards J. A., and Jia X. (2006) *Remote sensing digital image analysis: an introduction*, Springer.
- Rulot F., Dewals B. Erpicum S. and Pirotton M. (submitted) "Modelling sediment transport over partially non-erodible bottoms *International Journal for Numerical Methods in Fluids*." *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, Wiley, New-York.
- Shen H. W. (1999) "Flushing sediment through reservoirs." *J. Hydraul. Res.*, Vol. 37, No. 6, 743-757.
- Talebbeydokhti N., and Naghshineh A. (2004) "Flushing sediment through reservoirs." *Iranian Journal of Science and Technology*, Iran, Vol. 28, No. B1, 119 - 136.
- Van Rijn L. C. (1993) *Principles of sediment transport in rivers, estuaries and coastal seas*, Aqua Publications, Netherlands, 2.1 – 5.32.
- Wang Z.-Y. and Hu C. (2009) "Strategies for managing reservoir sedimentation *International Journal of Sediment Research*, Vol. 24, No. 4, 369-384.
- White R. (2001) *Evacuation of sediments from reservoirs*, Thomas Telford, London, UK.
- Wu W. (2008) *Computational River Dynamics*, Taylor & Francis, London, 11 – 234.

## 9. ANNEXES

<b>Product Information</b> <b>Polystyrol</b>  <b>165 H</b>  <b>PS</b>  01/2009	 The Chemical Company
---	---

### Product description

Polystyrol 165 H is a high molecular weight, good flowing grade, often blended with high impact extrusion grades.

### Processing

Polystyrol 165 H can be injection molded at temperatures between 180 and 280°C. Recommended mold temperatures are between 10 and 60°C.  
Extrusion melt temperature should not exceed 240°C.

### Applications

In blends with high impact Polystyrene or Styrolux: thermoformed articles for highly impact resistant packagings of dairy products, beakers for cold beverages, As material for physically or chemically foamed sheet, eg. for meat trays or labels.

### Physical form and Storage

Polystyrol 165 H should be kept in its original containers in cool, dry place. Avoid direct exposure to sunlight. Polystyrol 165 H can be stored in silos.

### Food legislation

If used unmodified and under appropriate processing conditions parts from Polystyrol 165 H comply with the usual requirements for food packaging. Detailed written confirmations (e.g. BGVO, FDA) are given on request. Please contact our regional sales office.

### Product safety

During processing of Polystyrol 165 H small quantities of styrene monomer may be released into the atmosphere. At styrene vapour concentrations below 20 ppm no negative effects on health are expected. In our experience, the concentration of styrene does not exceed 1 ppm in well ventilated workplaces - that is where five to eight air changes per hour are made.  
Further information can be found in our Polystyrol safety data sheets. These can be downloaded from the Plastics Portal, [www.plasticsportal.net](http://www.plasticsportal.net).

### Note

The data contained in this publication are based on our current knowledge and experience. In view of the many factors that may affect processing and application of our product, these data do not relieve processors from carrying out their own investigations and tests; neither do these data imply any guarantee of certain properties, nor the suitability of the product for a specific purpose. Any descriptions, drawings, photographs, data, proportions, weights etc. given herein may change without prior information and do not constitute the agreed contractual quality of the product. It is the responsibility of the recipient of our products to ensure that any proprietary rights and existing laws and legislation are observed. In order to check the availability of products please contact us or our sales agency.

BASF SE  
67056 Ludwigshafen, Germany

Figure 120 - Fiche technique n°1 du Polystyrol 165H

# Polystyrol 165 H

Typical values for uncoloured product at 23 °C <sup>1)</sup>	Test method <sup>2)</sup>	Unit	Values <sup>3)</sup>
<b>Mechanical Properties</b>			
Tensile modulus	ISO 527-1/-2	MPa	3300
Stress at break	ISO 527-1/-2	MPa	52
Strain at break	ISO 527-1/-2	%	2
Flexural strength	ISO 178	MPa	86
Shear modulus	ISO 6721-2	MPa	1400
Charpy impact strength (23°C)	ISO 179/1eU	kJ/m <sup>2</sup>	<25
Charpy notched impact strength (23°C)	ISO 179/1eA	kJ/m <sup>2</sup>	3
Ball indentation hardness at 358 N/30 s	ISO 2039-1	MPa	150
<b>Thermal properties</b>			
Vicat softening temperature VST/B/50	ISO 306	°C	89
Vicat softening temperature VST/A/120	ISO 306	°C	97
HDT A (1.80 MPa)	ISO 75-1/-2	°C	76
HDT B (0.45 MPa)	ISO 75-1/-2	°C	84
<b>Processing</b>			
Melt volume-flow rate MVR 200 °C/5 kg	ISO 1133	cm <sup>3</sup> /10min	3.4
Processing: Injection moulding (M), Extrusion (E), Blow moulding (B)	-	-	M, E
Melt temperature, injection moulding	-	°C	180 - 280
Mold temperature, injection molding	-	°C	10 - 60
Melt temperature, flat film	-	°C	200 - 240
<b>Electrical properties</b>			
Relative permittivity (100Hz)	IEC 60250	-	2.5
Relative permittivity (1 MHz)	IEC 60250	-	2.5
Volume resistivity	IEC 60093	Ohm*m	>1E16
Surface resistivity	IEC 60093	Ohm	>1E14
Electric strength K20/P50	IEC 60243-1	kV/mm	135
<b>Flammability</b>			
UL 94 (d = 1.6 mm)	UL-94	class	HB
UL 94 (d = 3.18 mm)	UL-94	class	HB
<b>Other properties</b>			
Density	ISO 1183	kg/m <sup>3</sup>	1045
Water absorption, equilibrium in water at 23°C	similar to ISO 62	%	<0.1
Moisture absorption, equilibrium 23°C/50% r.h.	similar to ISO 62	%	<0.1

Footnotes  
 1) If product name or properties don't state otherwise.  
 2) Specimens according to CAMPUS.  
 3) The asterisk symbol \* signifies inapplicable properties.

BASF SE  
 67056 Ludwigshafen, Germany

Figure 121 - Fiche technique n°2 du Polystyrol 165H

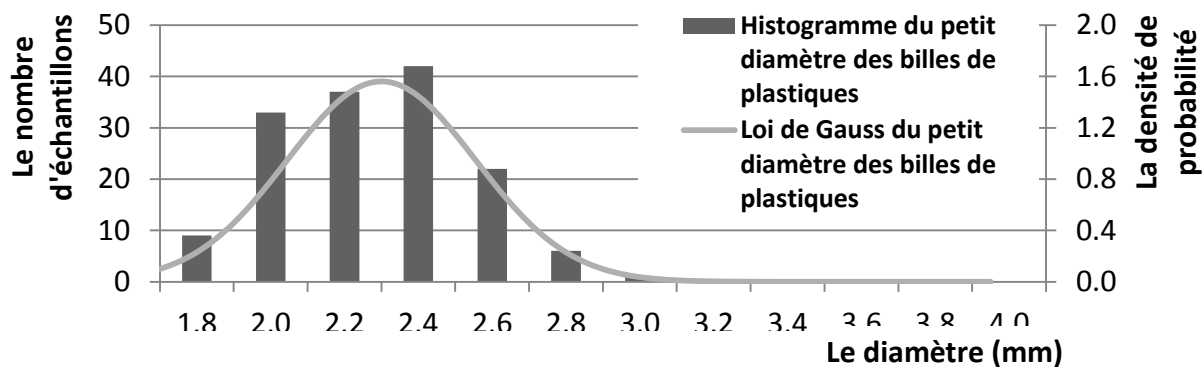


Figure 122 - Courbe de Gauss et l'historgramme du petit diamètre des billes de plastique

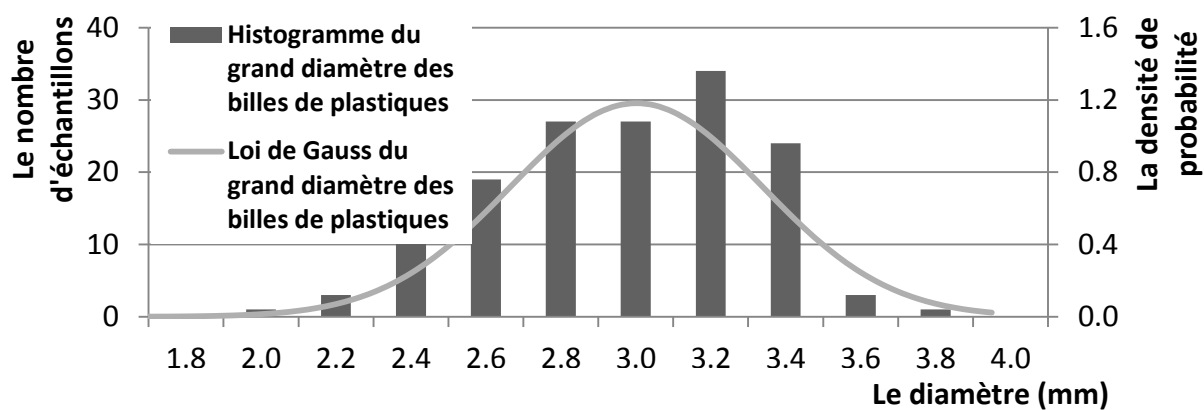


Figure 123 - Courbe de Gauss et l'histogramme du grand diamètre des billes de plastique

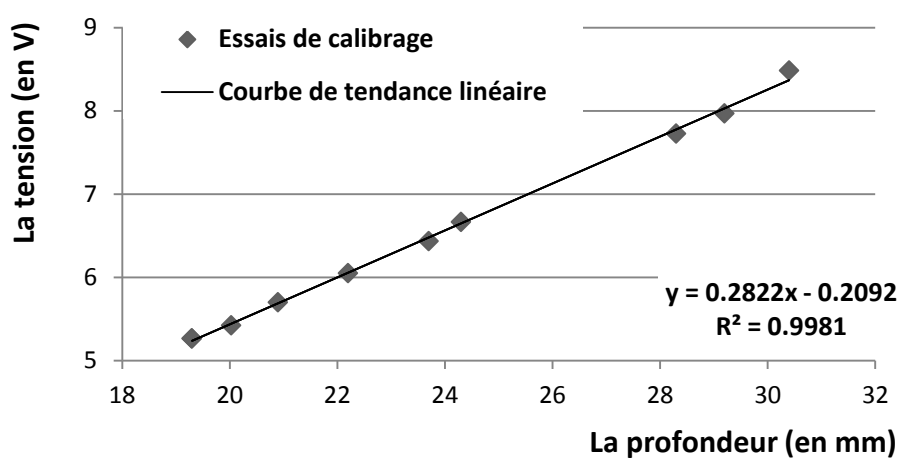


Figure 124 - Tension enregistrée en fonction de la profondeur

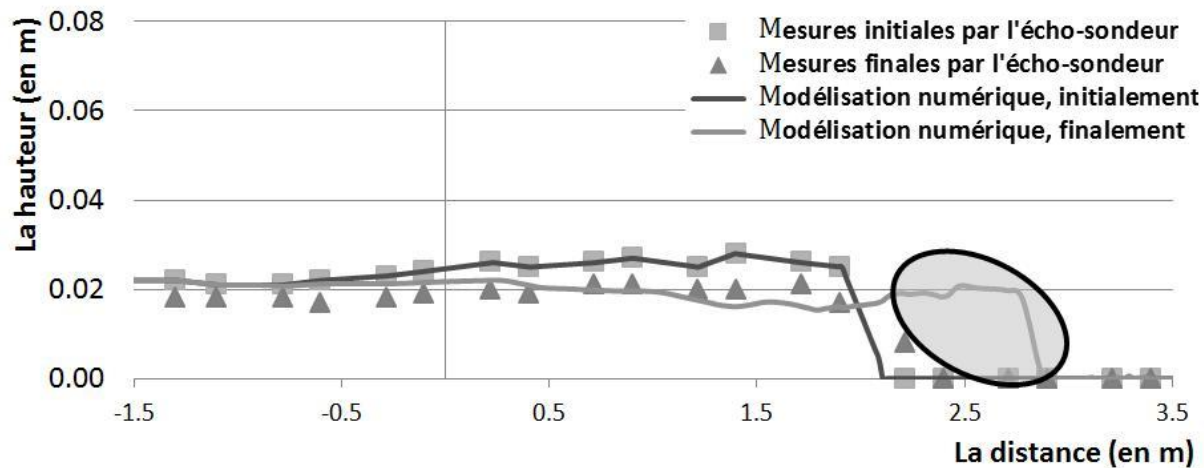


Figure 125 - Morphologie des sédiments lors d'une vidange partielle, essais n°VIII ( $O=0.06\text{m}$  -  $z_b=0.03\text{m}$  -  $h_f=0.135\text{m}$ ) et modélisation numérique

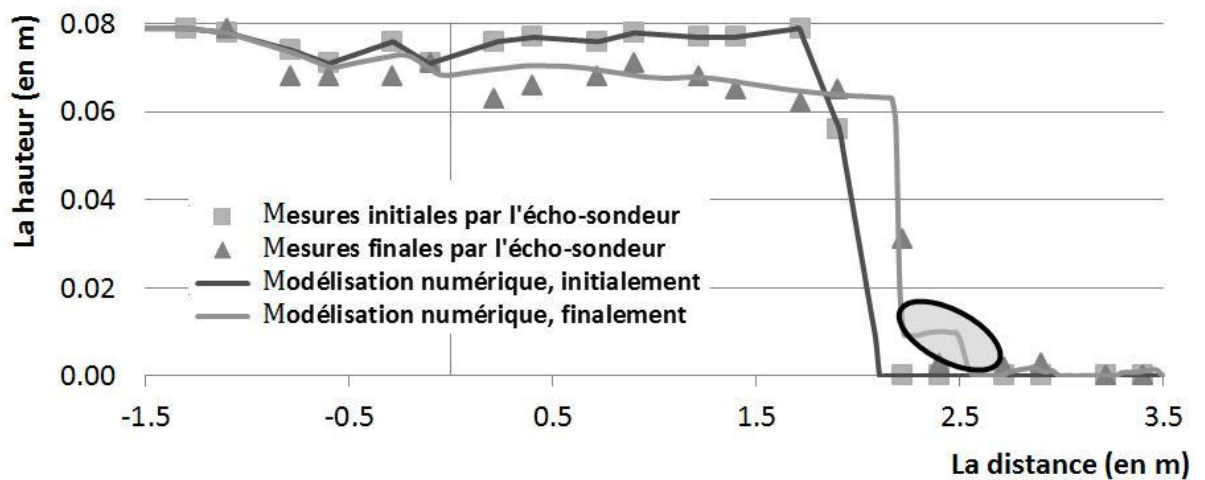


Figure 126 - Morphologie des sédiments lors d'une vidange partielle, essais n°IX ( $Q=0.04\text{m}^3/\text{s}$  -  $z_b=0.07\text{m}$  -  $h_f=0.135\text{m}$ ) et modélisation numérique

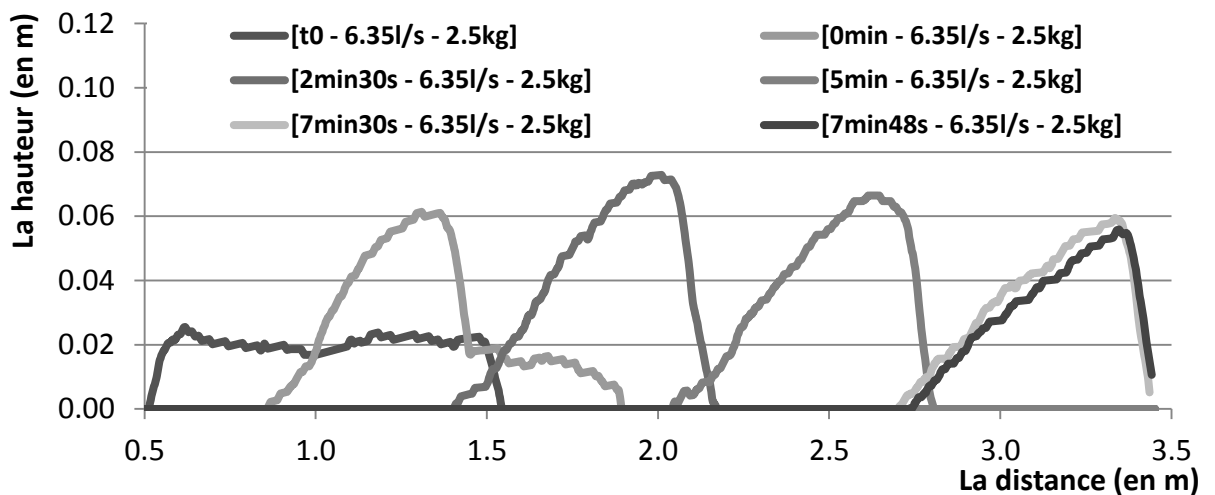


Figure 127 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°XI ( $Q=6.35\text{l/s}$  -  $P=2.5\text{kg}$ )

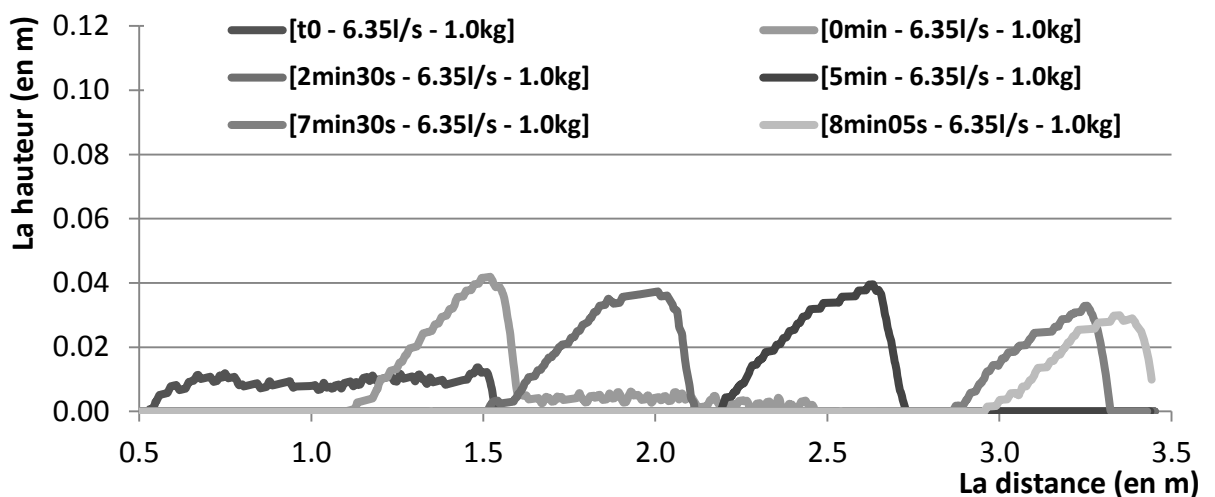
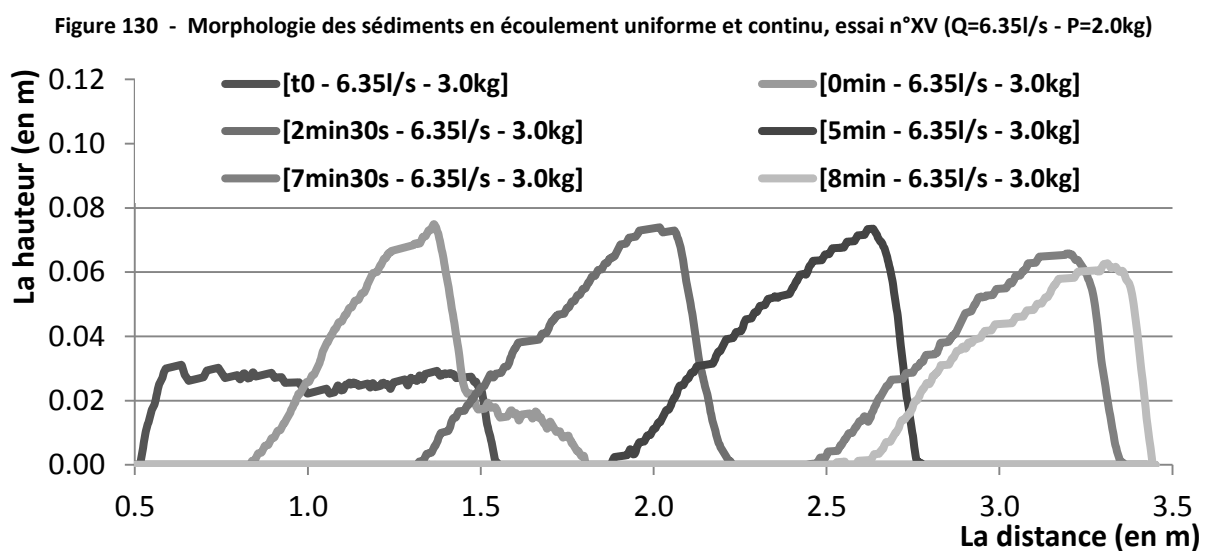
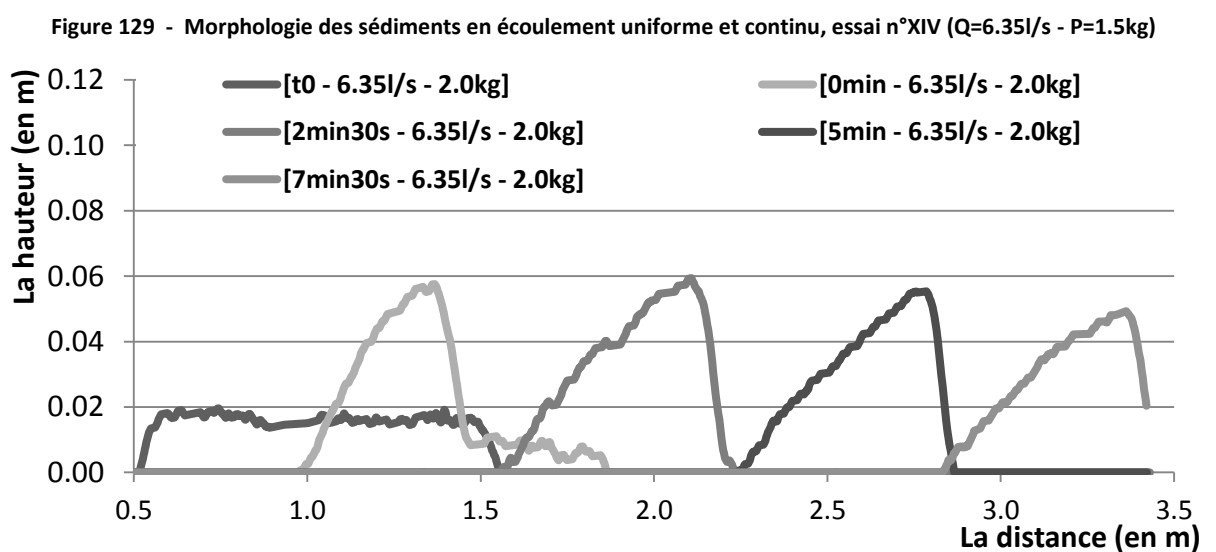
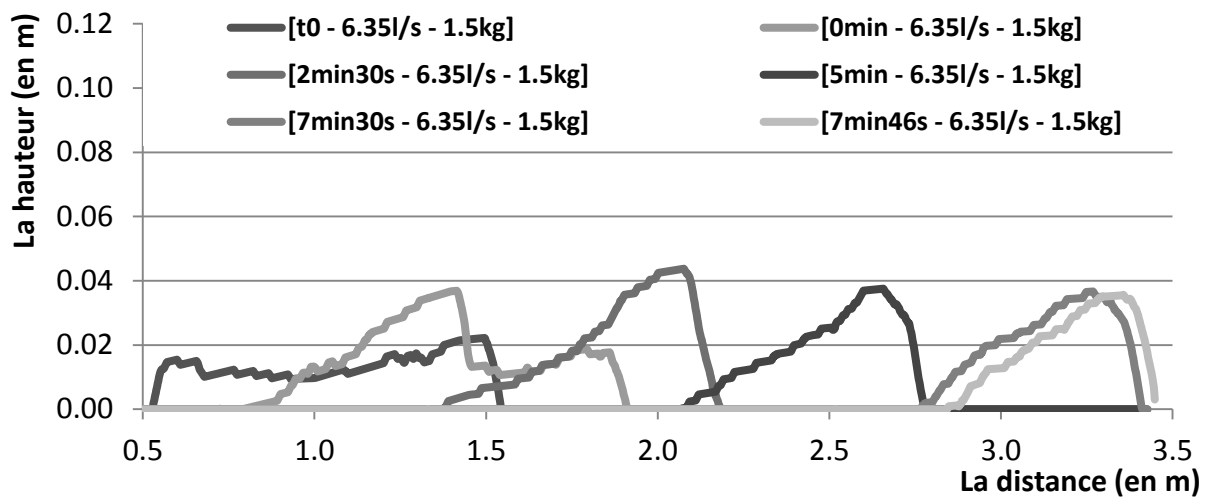


Figure 128 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°XIII ( $Q=6.35\text{l/s}$  -  $P=1.0\text{kg}$ )





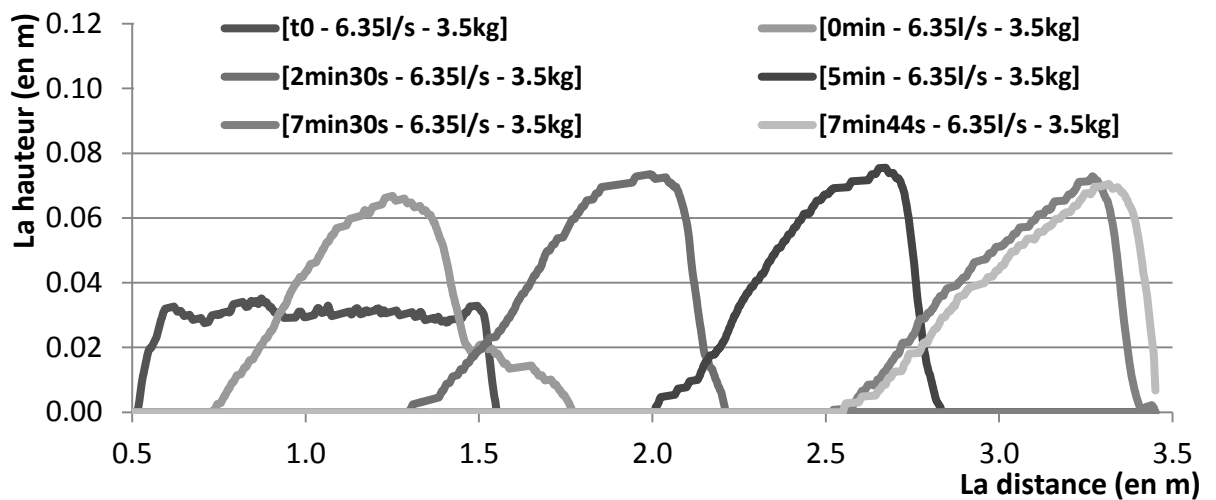


Figure 132 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°XVII (Q=6.35l/s - P=3.5kg)

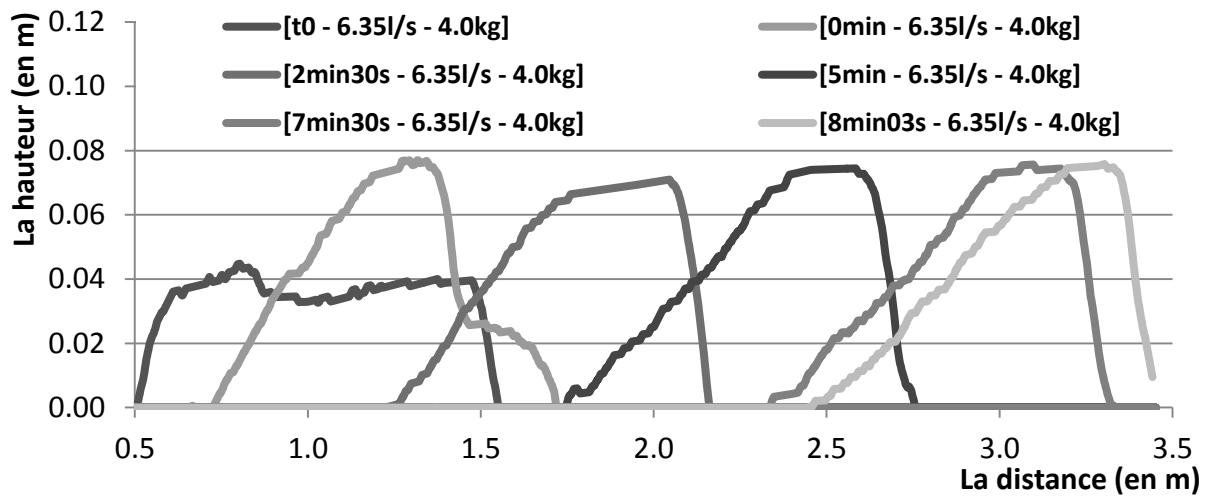


Figure 133 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°XVIII (Q=6.35l/s - P=4.0kg)

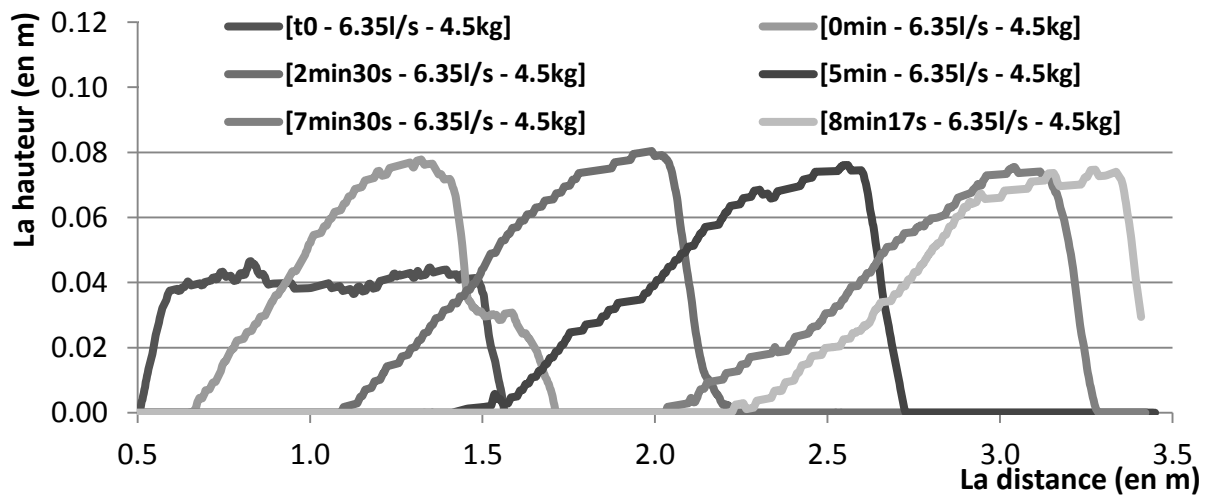
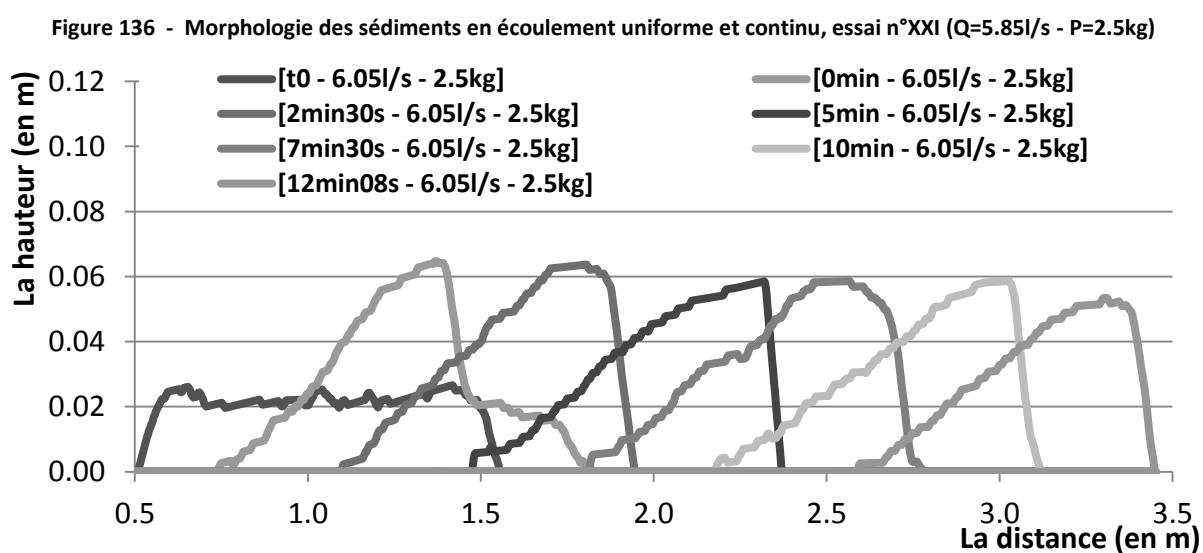
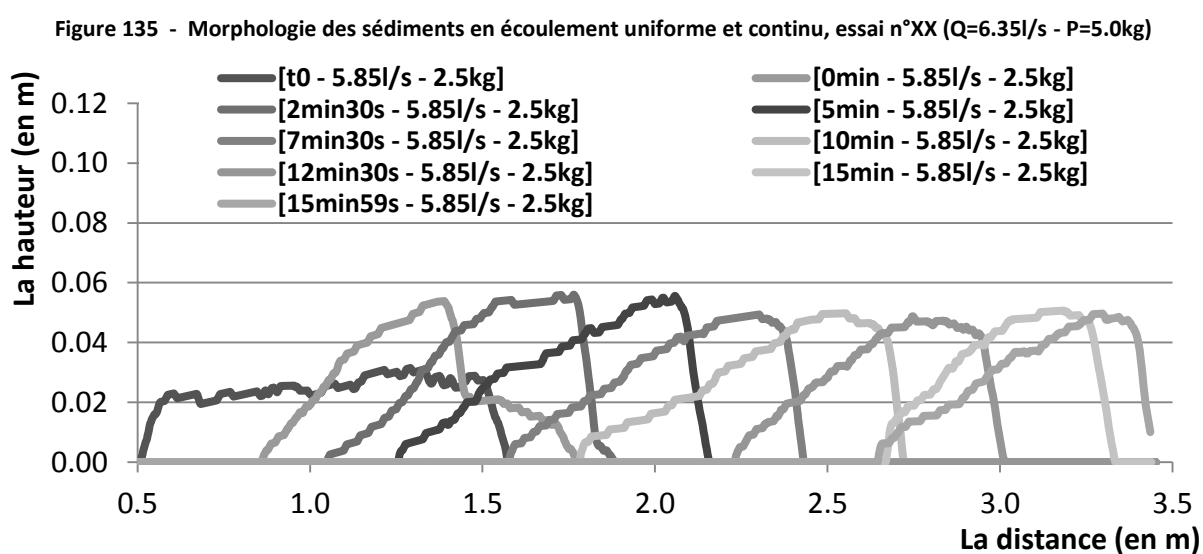
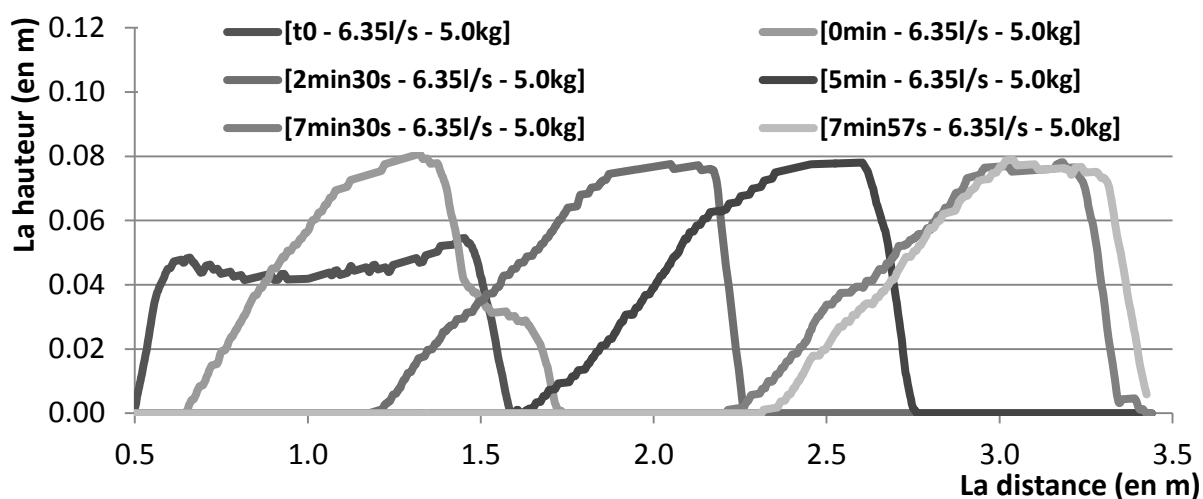


Figure 134 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°XIX (Q=6.35l/s - P=4.5kg)



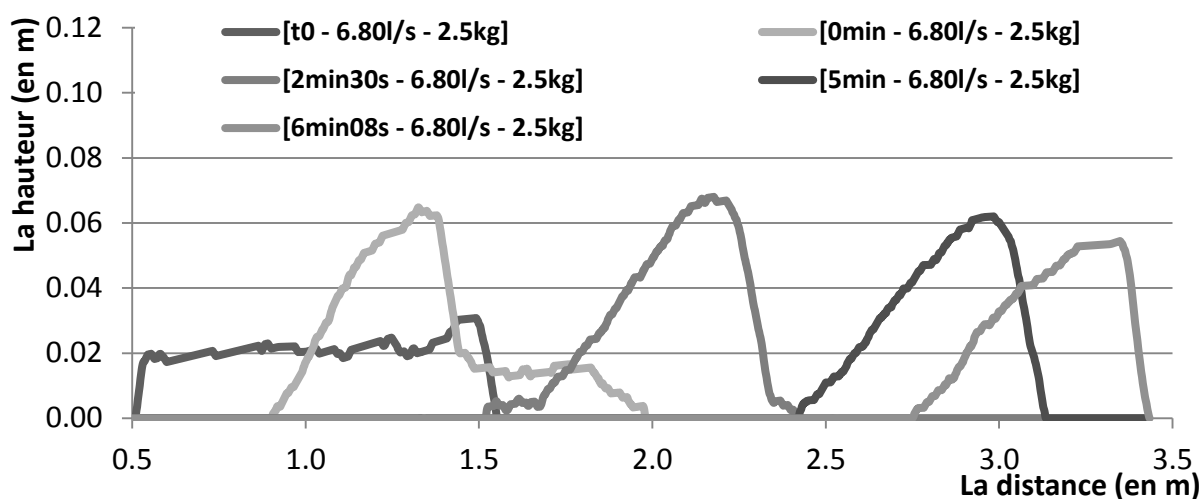


Figure 138 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°XXIII (Q=6.80l/s - P=2.5kg)

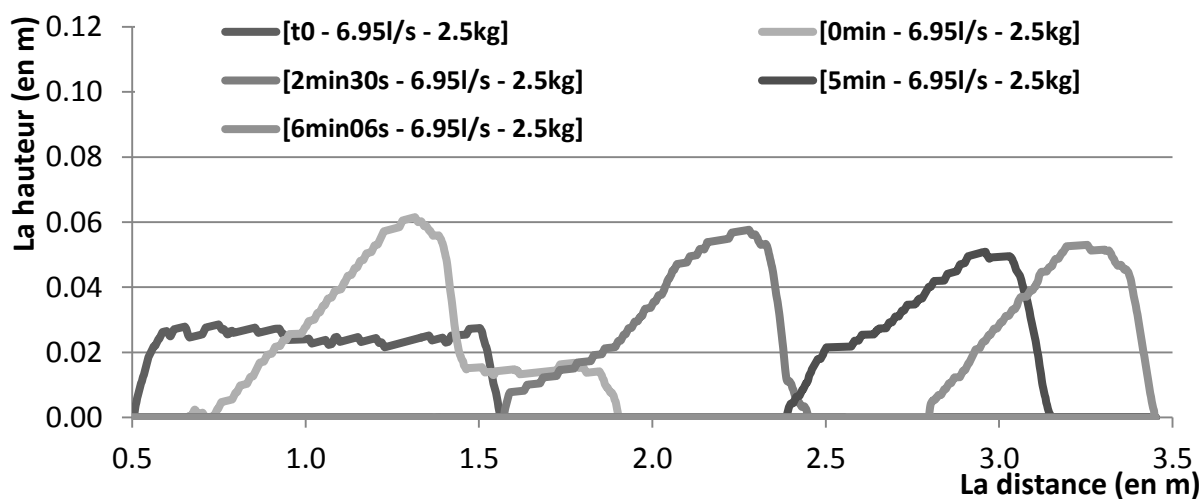


Figure 139 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°XXIV (Q=6.95l/s - P=2.5kg)

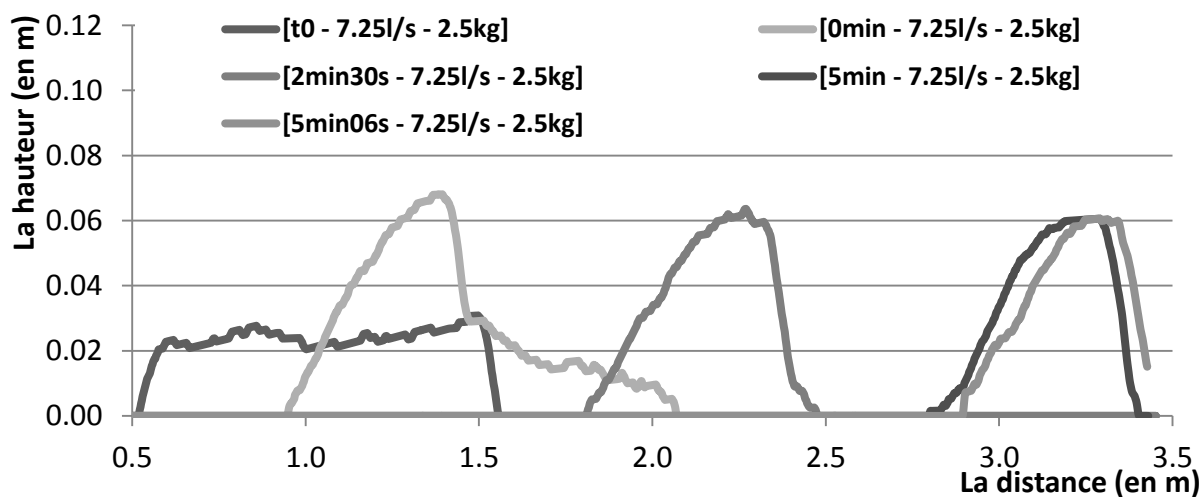


Figure 140 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°XXV (Q=7.25l/s - P=2.5kg)

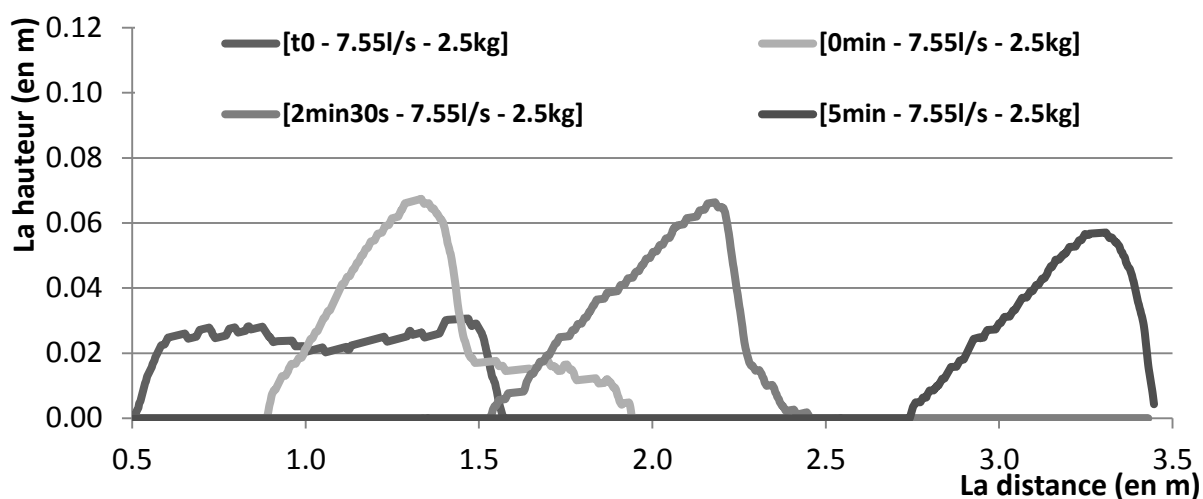


Figure 141 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°XXVI (Q=7.55l/s - P=2.5kg)

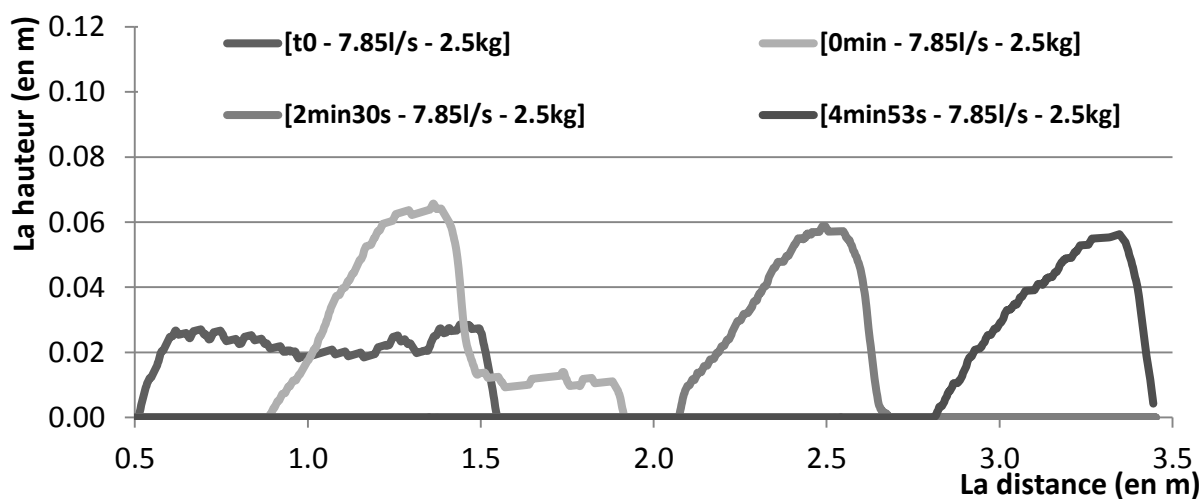


Figure 142 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°XXVII (Q=7.15l/s - P=2.5kg)

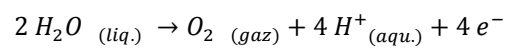
ID	Phases	Début	Fin	Jul '10	Sep '10	Nov '10	Jan '11	Mar '11	May '11
1	Recherches de l'état de l'art	19 Jul	11 Mar						
2	Essais numériques préliminaires	30 Aug	11 Mar						
3	Caractérisation et mise en place des dispositifs expérimentaux	1 Mar	31 Mar						
4	Campagne d'essai au laboratoire d'hydraulique	1 Mar	9 May						
5	Analyse et traitement des données	7 Mar	15 May						
6	Comparaison résultats numériques mesures expérimentales	21 Mar	5 Apr						
7	Conclusions et recommandations pratiques	16 May	1 Jun						

Figure 143 - Planning de la démarche suivie

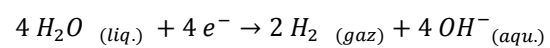
<p><b>Formule 1 :</b> (Wu, 2008)</p> $s = \left(\frac{D_*}{d}\right)^3 \frac{v^2}{g} + 1$ <p>Avec :</p> $D_* = \left( \left( \left( \left( \frac{w_s N d}{M v} \right)^{\frac{1}{n}} + \frac{1}{2} \right)^2 - \frac{1}{4} \right)^n \frac{3 M^2}{4 N} \right)^{1/3}$ $M = 53.5e^{-0.65S_f} = 32.85$ $N = 5.65e^{-2.5S_f} = 0.86$ $n = 0.7 + 0.9 S_f = 1.375$ $S_f = \frac{c}{\sqrt{ab}} = \frac{2.3}{\sqrt{3 \cdot 3.1}} = 0.75$ $d = 0.0028m$	<p><b>Hypothèses :</b> Etude expérimentale basée sur la relation entre le nombre de Reynolds de particules et le coefficient de portance.</p>	<p><b>Erreur commise :</b> L'erreur effectuée sur cette mesure est évaluée [4 kg/m<sup>3</sup> ; 11 kg/m<sup>3</sup>] (loi non linéaire) correspondant à une erreur de mesure de 1s.</p> <p><i>Remarque :</i> Le temps de chute moyen est de 14s.</p>
<p><b>Formule 2 :</b> (Wu, 2008)</p> $s = \frac{3 C_d w_s^2}{4 g d} + 1$ <p>Avec :</p> $C_d = \left[ \left( \frac{M}{R} \right)^{\frac{1}{n}} + N^{\frac{1}{n}} \right]^n$ $R = \frac{w_s d}{v}$ $M = 32$ $N = 1$ $n = 1.5$ $d = 0.0028m$	<p><b>Hypothèses :</b> Etablie par Cheng sur des sédiments naturels.</p>	<p><b>Erreur commise :</b> L'erreur effectuée sur cette mesure est évaluée [4 kg/m<sup>3</sup> ; 13 kg/m<sup>3</sup>] (loi non linéaire) correspondant à une erreur de mesure de 1s.</p> <p><i>Remarque :</i> Le temps de chute moyen est de 14s.</p>
<p><b>Formule 3 :</b> (Van Rijn, 1993)</p> $s = \frac{\left(\frac{w_s}{1.1}\right)^2}{gd} + 1$ <p>Avec :</p> $d = 0.0030m$	<p><b>Hypothèses :</b> Particules non sphériques de diamètre supérieur à 1mm.</p>	<p><b>Erreur commise :</b> L'erreur effectuée sur cette mesure est évaluée [3 kg/m<sup>3</sup> ; 10 kg/m<sup>3</sup>] (loi non linéaire) correspondant à une erreur de mesure de 1s.</p> <p><i>Remarque :</i> Le temps de chute moyen est de 14s.</p>

Tableau 9 - Formules permettant l'évaluation de la densité des sédiments sur base de la vitesse de chute des particules

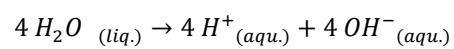
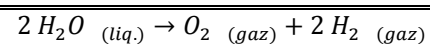
La réaction d'oxydation à l'anode :



La réaction à la cathode :



Le bilan :



**Tableau 10 - Réactions d'électrolyse de l'eau**

## 10. TABLE DES ILLUSTRATIONS

Figure 1 - Chasse hydraulique réalisée en Iran (Dez Reservoir) à gauche (Emamgholizadeh et al., 2006) et en Chine (Sanmenxia Reservoir) à droite (CIGB-ICOLD, 2009) .....	6
Figure 2 - Schéma des dépôts sédimentaires dans la direction longitudinale (Shen, 1999).....	7
Figure 3 - Schéma du profil sédimentaire observé lors d'une chasse à surface libre (Talebbeydokhti et al., 2004).....	9
Figure 4 - Schéma du canal érodé par érosion régressive en fonction du niveau d'eau dans le réservoir (Jugović et al., 2009).....	12
Figure 5 - Erosion des sédiments lors de chasses hydrauliques (Shen, 1999).....	13
Figure 6 - Schéma de la modélisation numérique n°I .....	18
Figure 7 - Erosion observée lors de l'ouverture brusque et complète de la vanne (modélisation numérique n°I) .....	19
Figure 8 - Schéma de la modélisation numérique n°II.....	19
Figure 9 - Erosion observée lors de la vidange complète du réservoir avec une vanne partiellement ouverte (modélisation numérique n°II) .....	20
Figure 10 - Schéma de la modélisation numérique n°III .....	21
Figure 11 - Erosion observée après 10s (modélisation numérique n°III) .....	21
Figure 12 - Erosion observée après 30s (modélisation numérique n°III) .....	22
Figure 13 - Schéma de la modélisation II, proposition d'amélioration A .....	22
Figure 14 - Schéma de la modélisation numérique n°IV.....	23
Figure 15 - Erosion observée après 60s (modélisation numérique n°IV).....	23
Figure 16 - Schéma de la modélisation III, proposition d'amélioration A .....	23
Figure 17 - Schéma de la modélisation III, proposition d'amélioration B .....	24
Figure 18 - Profil longitudinal lors de chasses hydrauliques : (a) Chasse hydraulique avec abaissement complet du niveau de la retenue; (b) Chasse hydraulique avec abaissement partiel du niveau de la retenue (White, 2001) .....	25
Figure 19 - Polystyrol 165H.....	26
Figure 20 - Courbes granulométriques des dimensions principales des granulés de plastique .....	27
Figure 21 - Courbe de Gauss et l'histogramme de la dimension principale des billes de plastique .....	27
Figure 22 - Erosion observée lors de la vidange complète du réservoir, vanne partiellement ouverte (0.08) pour plusieurs diamètres de sédiments (modélisation numérique n°II).....	28
Figure 23 - Erosion observée lors de la vidange complète du réservoir, vanne partiellement ouverte (0.08) pour plusieurs densités de sédiments (modélisation numérique n°II) .....	28
Figure 24 - Histogramme des vitesses de chute des sédiments.....	29
Figure 25 - Histogramme de la masse volumique en fonction des 3 formules proposées.....	29
Figure 26 - Initiation du mouvement pour un lit sédimentaire plane (Van Rijn, 1993) .....	31
Figure 27 - Photo du canal d'essai .....	32
Figure 28 - Photos du canal d'essai (bac aval, section du canal) .....	33
Figure 29 - Vanne levante « $V_1$ » .....	33
Figure 30 - Vues schématiques en plan et en élévation du canal d'essai provisoire.....	34
Figure 31 - Schéma du principe de mesure des vitesses d'écoulement .....	35
Figure 32 - Enregistrements des hauteurs d'eau .....	36
Figure 33 - Echo-sondeur « UltraLab UWS » .....	37
Figure 34 - Profil sédimentaire (contour blanc) .....	37



Figure 35 - Filtre utilisé pour le traitement des images vidéo .....	38
Figure 36 - Distorsion d'une moitié d'image .....	38
Figure 37 - Schéma de l'interpolation des nouvelles coordonnées .....	38
Figure 38 - Schéma en élévation d'une vidange partielle .....	39
Figure 39 - Loi d'ouverture de la vanne levante .....	39
Figure 40 - Photo et vue schématique de la disposition initiale des sédiments .....	40
Figure 41 - Morphologie des sédiments lors d'une vidange partielle, essais n°I ( $O=0.05m$ - $z_b=0.04m$ - $h_f=0.15m$ ) .....	41
Figure 42 - Morphologie des sédiments lors d'une vidange partielle, essais n°II ( $O=0.05m$ - $z_b=0.07m$ - $h_f=0.10m$ ) .....	41
Figure 43 - Evolution des hauteurs d'eau en différents endroits (essai n°II) .....	42
Figure 44 - Evolution des débits évacués à la sortie du canal (essai n°II) .....	42
Figure 45 - Schéma de l'évolution du transport sédimentaire de la couche de sédiments .....	42
Figure 46 - Morphologie des sédiments lors d'une vidange partielle, essais n°III à VII ( $t_0$ ) ( $O=0.06m$ - $z_b=0.07m$ - $h_f=0.135m$ ) .....	43
Figure 47 - Morphologie des sédiments lors d'une vidange partielle, essais n°III à VII ( $t_f$ ) ( $O=0.06m$ - $z_b=0.07m$ - $h_f=0.135m$ ) .....	43
Figure 48 - Epaisseur de sédiments érodés et déposés lors d'une vidange partielle, essais n°III à VII .....	44
Figure 49 - Moyenne des différences de mesure sur la longueur du canal .....	44
Figure 50 - La plus grande différence de mesure sur la longueur du canal .....	45
Figure 51 - Exemple de comparaisons des mesures effectuées par l'écho-sondeur et par images vidéo .....	45
Figure 52 - Morphologie des sédiments lors d'une vidange partielle, essais n°VIII ( $t_0$ ) ( $O=0.06m$ - $z_b=0.03m$ - $h_f=0.135m$ ) .....	46
Figure 53 - Morphologie des sédiments lors d'une vidange partielle, essais n°IX ( $t_0$ ) ( $O=0.04m$ - $z_b=0.07m$ - $h_f=0.135m$ ) .....	46
Figure 54 - Morphologie des sédiments lors d'une vidange partielle, essais n°X ( $t_0$ ) ( $O=0.08m$ - $z_b=0.07m$ - $h_f=0.135m$ ) .....	47
Figure 55 - Morphologie des sédiments, les résultats de la simulation numérique avec les paramètres initiaux .....	48
Figure 56 - Comparaison entre les essais numérique et expérimental (essai n°V) .....	48
Figure 57 - Morphologie des sédiments pour différentes valeurs de la porosité .....	49
Figure 58 - Morphologie des sédiments pour différentes valeurs du coefficient de frottement .....	49
Figure 59 - Mise en suspension au niveau du front sédimentaire .....	50
Figure 60 - Photos comparatives (0s et 25s) .....	50
Figure 61 - Le paramètre de Shields sur la longueur du canal .....	51
Figure 62 - Le paramètre critique de Shields pour la mise en suspension des particules .....	51
Figure 63 - Morphologie des sédiments lors d'une vidange partielle, essais n°IX ( $O=0.06m$ - $z_b=0.07m$ - $h_f=0.135m$ ) et modélisation numérique .....	51
Figure 64 - Morphologie des sédiments lors d'une vidange partielle, essais n°X ( $O=0.08m$ - $z_b=0.07m$ - $h_f=0.135m$ ) et modélisation numérique .....	52
Figure 65 - L'évolution des débits sur la longueur du canal .....	53
Figure 66 - L'évolution des vitesses sur la longueur du canal .....	53
Figure 67 - L'érosion observée pour différentes ouvertures de vanne ( $h_v$ ) .....	54
Figure 68 - Volume de sédiments érodés en fonction de l'ouverture de la vanne .....	54

Figure 69 - Erosion observée pour différentes épaisseurs initiales de sédiments ( $z_{b0}$ ).....	55
Figure 70 - Volume de sédiments érodés en fonction de l'épaisseur initiale des sédiments .....	55
Figure 71 - Transport sédimentaire en écoulement uniforme et continu .....	58
Figure 72 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°I ( $Q=7.8l/s$ - $P=6kg$ ).....	59
Figure 73 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°II ( $Q=6.5l/s$ - $P=3kg$ ).....	59
Figure 74 - Schéma du transport sédimentaire d'une dune en condition d'écoulement infracritique .....	60
Figure 75 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°III ( $Q=10.3l/s$ ) .....	60
Figure 76 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°IV ( $Q=7.3l/s$ - $P=2kg$ ).....	60
Figure 77 - Photo du transport d'une dune .....	61
Figure 78 - Erosion non uniforme sur la largeur du canal .....	61
Figure 79 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n° IV et V ( $Q=7.3l/s$ - $P=2kg$ ).....	62
Figure 80 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°VI et VII ( $Q=7.15l/s$ - $P=2.5kg$ ).....	62
Figure 81 - Mise en parallèle de deux dunes de sédiments de poids identique .....	63
Figure 82 - Profils de vitesses horizontales $u_1$ , $u_2$ et $u_3$ .....	64
Figure 83 - Schéma des profils de vitesses horizontales réalisés le long du canal d'essai .....	64
Figure 84 - Profils de vitesse sur fond lisse et sur fond rugueux (Van Rijn, 1993).....	65
Figure 85 - Monticule de sédiments rigide .....	65
Figure 86 - Schéma des profils de vitesse réalisés sur le monticule de sédiments rigide.....	66
Figure 87 - Profils de vitesses horizontales $H_1$ , $H_2$ et $H_3$ .....	66
Figure 88 - Profils de vitesses horizontales $H_4$ , $H_5$ et $H_6$ .....	66
Figure 89 - Profils de vitesses verticales $V_1$ et $V_2$ .....	67
Figure 90 - Profils de vitesses verticales $V_3$ et $V_4$ .....	67
Figure 91 - Transport sédimentaire lors d'un écoulement uniforme et continu .....	68
Figure 92 - Tapis de sédiments collés .....	68
Figure 93 - Configuration initiale des sédiments.....	69
Figure 94 - Protocole de mise en régime de la pompe .....	69
Figure 95 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°VIII à XII ( $t_0$ ) ( $Q=6.35l/s$ - $P=2.5kg$ ).....	70
Figure 96 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°VIII à XII (0min) ( $Q=6.35l/s$ - $P=2.5kg$ ) .....	70
Figure 97 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°VIII à XII (5min) ( $Q=6.35l/s$ - $P=2.5kg$ ) .....	70
Figure 98 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°VIII à XII (2.45m) ( $Q=6.35l/s$ - $P=2.5kg$ ).....	71
Figure 99 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°VIII à XII (3.45m) ( $Q=6.35l/s$ - $P=2.5kg$ ).....	71
Figure 100 - Comparaison des dimensions des valeurs maxima et minima de dunes.....	71
Figure 101 - Ecart relatif enregistré au niveau de la dimension des dunes .....	72
Figure 102 - Classification des formes du lit sédimentaire selon Van Rijn (Van Rijn, 1993).....	72

Figure 103 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°XIII (Q=6.35l/s - P=1.0kg).....	73
Figure 104 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°XX (Q=6.35l/s - P=5.0kg).....	73
Figure 105 - Géométries obtenues pour différentes épaisseurs de sédiments.....	74
Figure 106 - Evolution des vitesses d'écoulement sur la pente amont de la dune.....	75
Figure 107 - Schéma de l'évolution de la forme prise par la dune.....	75
Figure 108 - Rapport des géométries $\lambda/\Delta$ pour différentes quantités de sédiments.....	76
Figure 109 - Géométries $\lambda$ et $\Delta$ .....	76
Figure 110 - Schéma des géométries obtenues pour différentes épaisseurs de sédiments.....	77
Figure 111 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°XXI (Q=5.85l/s - P=2.5kg).....	78
Figure 112 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°XXV (Q=7.25l/s - P=2.5kg).....	79
Figure 113 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°XXVII (Q=7.85l/s - P=2.5kg).....	79
Figure 114 - Géométries obtenues pour différents débits.....	80
Figure 115 - Schéma des géométries obtenues pour différents débits.....	80
Figure 116 - Rapport des géométries $\lambda/\Delta$ pour différents débits.....	81
Figure 117 - Géométries $\lambda$ et $\Delta$ .....	81
Figure 118 - Graphique des vitesses de propagation des dunes en fonction des débits.....	82
Figure 119 - Graphique des distances parcourues par les dunes en fonction des débits, rapportées à un volume d'eau utile de 3000l.....	83
Figure 120 - Fiche technique n°1 du Polystyrol 165H.....	94
Figure 121 - Fiche technique n°2 du Polystyrol 165H.....	95
Figure 122 - Courbe de Gauss et l'histogramme du petit diamètre des billes de plastique.....	95
Figure 123 - Courbe de Gauss et l'histogramme du grand diamètre des billes de plastique.....	96
Figure 124 - Tension enregistrée en fonction de la profondeur.....	96
Figure 125 - Morphologie des sédiments lors d'une vidange partielle, essais n°VIII (O=0.06m - $z_b=0.03m$ - $h_f=0.135m$ ) et modélisation numérique.....	96
Figure 126 - Morphologie des sédiments lors d'une vidange partielle, essais n°IX (O=0.04m - $z_b=0.07m$ - $h_f=0.135m$ ) et modélisation numérique.....	97
Figure 127 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°XI (Q=6.35l/s - P=2.5kg).....	97
Figure 128 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°XIII (Q=6.35l/s - P=1.0kg).....	97
Figure 129 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°XIV (Q=6.35l/s - P=1.5kg).....	98
Figure 130 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°XV (Q=6.35l/s - P=2.0kg).....	98
Figure 131 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°XVI (Q=6.35l/s - P=3.0kg).....	98
Figure 132 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°XVII (Q=6.35l/s - P=3.5kg).....	99

Figure 133 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°XVIII (Q=6.35l/s - P=4.0kg).....	99
Figure 134 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°XIX (Q=6.35l/s - P=4.5kg).....	99
Figure 135 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°XX (Q=6.35l/s - P=5.0kg).....	100
Figure 136 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°XXI (Q=5.85l/s - P=2.5kg).....	100
Figure 137 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°XXII (Q=6.05l/s - P=2.5kg).....	100
Figure 138 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°XXIII (Q=6.80l/s - P=2.5kg).....	101
Figure 139 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°XXIV (Q=6.95l/s - P=2.5kg).....	101
Figure 140 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°XXV (Q=7.25l/s - P=2.5kg).....	101
Figure 141 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°XXVI (Q=7.55l/s - P=2.5kg).....	102
Figure 142 - Morphologie des sédiments en écoulement uniforme et continu, essai n°XXVII (Q=7.15l/s - P=2.5kg).....	102
Figure 143 - Planning de la démarche suivie.....	102
Tableau 1 - Paramètres probables introduits dans le programme (modélisation numérique n°1).....	19
Tableau 2 - Seuil de mise en mouvement pour un écoulement continu et uniforme.....	24
Tableau 3 - Caractéristiques principales des dimensions des granulés de plastique.....	27
Tableau 4 - Comparaison des volumes de sédiments érodés en fonction des essais.....	47
Tableau 5 - Paramètres initiaux introduits dans le programme.....	48
Tableau 6 - Paramètres calibrés avec les expérimentations.....	51
Tableau 7 - Essais réalisés lors de vidanges partielles (campagne 1).....	56
Tableau 8 - Essais réalisés en écoulement uniforme et continu (campagne 2).....	84
Tableau 9 - Formules permettant l'évaluation de la densité des sédiments sur base de la vitesse de chute des particules.....	103
Tableau 10 - Réactions d'électrolyse de l'eau.....	104