



Thèse présentée pour obtenir le grade de
Docteur de l'Université Louis Pasteur
Strasbourg 1

Discipline : Mécanique, 42000 14
Ecole Doctorale Mathématiques, Sciences de l'Information et de l'Ingénieur

Auteur : Matthieu François Daniel DUFRESNE

Institut National des Sciences Appliquées de Strasbourg
24 boulevard de la Victoire 67084 Strasbourg Cedex France
Laboratoire du Génie de la Conception – EA 3938
Equipe de Recherche Eau, Sol, Aménagement
matthieu.dufresne@free.fr

LA MODELISATION 3D DU TRANSPORT SOLIDE DANS LES BASSINS EN ASSAINISSEMENT : DU PILOTE EXPERIMENTAL A L'OUVRAGE REEL

Soutenue publiquement le 15 octobre 2008

Membres du jury

Directeur de thèse : Abdellah GHENAIM, Professeur, INSA Strasbourg

Rapporteur interne : Robert MOSE, Professeur, ENGEES

Rapporteur externe et Président du jury : Bernard CHOCAT, Professeur, INSA Lyon

Rapporteur externe : Ghassan CHEBBO, Directeur de recherche HDR, ENPC

Examineur : Abdelali TERFOUS, Maître de conférences, INSA Strasbourg

Examineur : José VAZQUEZ, Maître de conférences, ENGEES

Dernière mise à jour : 20 octobre 2008

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS	7
RESUME	9
ABSTRACT.....	11
INTRODUCTION GENERALE	13
1. Contexte	13
2. Problématique	13
3. Objectifs et démarche	14
CHAPITRE 1 : ETAT ACTUEL DES CONNAISSANCES.....	17
Introduction du chapitre 1	17
1. Ecoulement	18
1.1. Introduction	18
1.2. Expérimentation	18
1.3. Modélisation numérique.....	25
1.4. Conclusion.....	30
2. Transport solide	31
2.1. Introduction	31
2.2. Caractéristiques de la pollution	32
2.3. Expérimentation	34
2.4. Modélisation numérique.....	39
Conclusion du chapitre 1	43
CHAPITRE 2 : EXPERIMENTATION SUR PILOTE	45
Introduction du chapitre 2	45
1. Dispositif expérimental.....	46
1.1. Bassin pilote	46
1.2. Mesures du champ de vitesse	53
1.3. Particules	59
1.4. Mesure du transport solide	62
1.5. Conclusion.....	66

2. Ecoulement dans le bassin brut	67
2.1. Vitesse dans un plan horizontal	67
2.2. Vitesse dans des plans verticaux	69
2.3. Choix de caractérisation de l'écoulement.....	71
2.4. Ecoulement selon la hauteur d'eau et lien avec les dépôts	72
3. Transport solide dans le bassin brut	74
3.1. Débit d'entrée permanent	75
3.2. Débit d'entrée transitoire.....	83
4. Ecoulement et transport solide en présence de colonnes	84
5. Ecoulement et transport solide en présence d'obstacles	86
Conclusion du chapitre 2	89
CHAPITRE 3 : MODELISATION NUMERIQUE	91
Introduction du chapitre 3	91
1. Ecoulement	91
1.1. Equations de Navier Stokes.....	91
1.2. Modélisation de la turbulence	92
1.3. Modélisation de la surface libre	99
1.4. Méthode des volumes finis.....	100
1.5. Conditions aux limites.....	104
1.6. Conditions initiales.....	108
1.7. Algorithme de résolution.....	109
1.8. Conclusion.....	112
2. Transport solide	113
2.1. Introduction	113
2.2. Equation du mouvement.....	114
2.3. Prise en compte de la turbulence.....	116
2.4. Intégration de la trajectoire.....	125
2.5. Conditions aux limites.....	127
Conclusion du chapitre 3	133
CHAPITRE 4 : CONFRONTATION DES RESULTATS DU MODELE AUX DONNEES EXPERIMENTALES	135
Introduction du chapitre 4	135
1. Ecoulement	135
1.1. Introduction	135
1.2. Maillage.....	137
1.3. Modèle de turbulence	143
1.4. Ecoulement dans le bassin brut	143
1.5. Vue d'ensemble des écoulements simulés.....	146
1.6. Variables hydrauliques cohérentes avec les dépôts	149
1.7. Conclusion.....	158

2. Transport solide	159
2.1. Introduction	159
2.2. Localisation des dépôts	160
2.3. Efficacité	167
Conclusion du chapitre 4.....	169
CHAPITRE 5 : APPLICATION DU MODELE A UN BASSIN REEL.....	173
Introduction du chapitre 5	173
1. Conditions d'application du modèle.....	174
1.1. Ecoulement.....	174
1.2. Transport solide.....	175
2. Présentation du bassin de Rosheim	176
2.1. Description de l'ouvrage	176
2.2. Données disponibles.....	176
3. Choix de modélisation.....	177
3.1. Ecoulement.....	177
3.2. Transport solide.....	178
4. Résultats.....	179
4.1. Ecoulement.....	179
4.2. Transport solide.....	179
Conclusion du chapitre 5.....	183
CHAPITRE 6 : PREVISION DE L'ECOULEMENT DANS LES BASSINS RECTANGULAIRES	185
Introduction du chapitre 6	185
1. Choix de modélisation.....	186
2. Vérification du modèle.....	187
2.1. Introduction	187
2.2. Vérification sur les données de Kantoush (2007).....	188
2.3. Conclusion.....	191
3. Application du modèle.....	192
3.1. Constitution d'une banque de données numériques	193
3.2. Résultats pour les expansions horizontales	195
3.3. Résultats pour les expansions horizontales et verticales	200
Conclusion du chapitre 6.....	204

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES.....	207
1. Expérimentation sur pilote.....	207
2. Modélisation numérique.....	208
3. Application à un ouvrage réel.....	209
4. Prévion de l'écoulement dans les bassins rectangulaires	209
BIBLIOGRAPHIE	211
LISTE DES PUBLICATIONS ET COMMUNICATIONS	223
1. Publications	223
2. Communications.....	223

REMERCIEMENTS

Merci aux personnes du Groupement pour l'Evaluation des Mesures en Continu dans les Eaux et en Assainissement (GEMCEA) ainsi que de la Région Alsace qui ont permis le financement d'une grande partie du dispositif expérimental.

Merci à José VAZQUEZ pour son accompagnement scientifique et festif tout au long des trois années de thèse, voire plus si affinités.

Merci à Abdellah GHENAIM de m'avoir choisi pour cette thèse et de m'avoir permis de travailler de la façon dont je l'entendais. Merci à lui de s'être démené pour que j'obtienne un poste de moniteur puis d'ATER.

Merci à Abdelali TERFOUS pour ses conseils, ses relectures minutieuses et ses corrections d'articles et de ce manuscrit.

Merci à Jean-Bernard POULET pour ses conseils, ainsi que de m'avoir permis de barboter librement dans SON laboratoire.

Merci à Antoine-Georges SADOWSKI de m'avoir laissé squatter un bureau dans son laboratoire, ainsi que pour ses conseils enflammés et pertinents, sans oublier les verres de vin blanc.

Merci à Ghassan CHEBBO de m'avoir fourni des données expérimentales sur le bassin de Sargé-Les-Le-Mans, ainsi que d'avoir accepté d'être rapporteur de cette thèse.

Merci à Bernard CHOCAT d'avoir accepté d'être rapporteur de cette thèse.

Merci à Robert MOSE d'avoir accepté d'être rapporteur de cette thèse, et de m'avoir fait découvrir la tuile alsacienne.

Merci à Martin FISHER pour la construction et l'instrumentation de la majeure partie du pilote expérimental.

Merci à Christophe BONVALOT d'avoir participé à la construction du dispositif expérimental, et de m'avoir fait découvrir le syndicalisme menuisier. Santé.

Merci à Daniel KAUFMANN d'avoir participé à la construction du dispositif expérimental, et d'avoir été désagréable certains jours pour que je puisse d'autant plus l'apprécier les autres.

Merci à Jonathan WERTEL d'être suffisamment intelligent pour comprendre (et m'expliquer) la modélisation de la turbulence, et suffisamment bête pour apprécier la bonne musique.

Merci à Nicolas FORQUET pour ses relectures et pour son aide au sujet du logiciel Matlab.

Merci à Nadine AIRES de m'avoir fourni des données expérimentales sur le bassin de Sargé-
Les-Le-Mans, ainsi que d'avoir relu et corrigé mon premier article.

Merci à Philippe BATTAGLIA de m'avoir fait découvrir, sous un parking anodin à Nancy, le bassin Charles Keller.

Merci à Stéphane FAIVRE de m'avoir permis de visiter plusieurs bassins au Mans et dans les environs.

Merci à Philippe FREY de m'avoir donné envie de me lever le matin pour savoir comment se comportent des petites billes dans un écoulement d'eau.

RESUME

La modélisation 3D du transport solide dans les bassins en assainissement : du pilote expérimental à l'ouvrage réel

En assainissement, la connaissance du transport solide est indispensable au choix des dimensions et à l'exploitation d'un bassin ; elle passe par la détermination préalable de l'écoulement. Pour y parvenir, expérimentation et modélisation numérique forment deux approches complémentaires. Les objectifs de cette thèse sont de tester, améliorer puis appliquer un modèle numérique de suivi de particules. En expérimentation, nous avons collecté une vaste banque de données sur l'écoulement et le transport solide (efficacité et localisation des dépôts) dans un pilote expérimental rectangulaire équipé d'une conduite d'entrée, d'une conduite de sortie et d'un trop-plein. Pour la modélisation numérique, nous avons utilisé un code de calcul commercial ; nous proposons pour le suivi de particules une nouvelle condition limite fondée sur le seuillage de l'énergie cinétique turbulente sur le fond du bassin. Le modèle numérique d'écoulement et de transport solide a été testé sur les données expérimentales pour définir son champ d'application, puis appliqué à un ouvrage grandeur nature. Enfin, nous avons trouvé des critères géométriques de prévision de l'écoulement dans les bassins rectangulaires.

Mots clés : assainissement, bassin, dépôt, écoulement, efficacité, expérimentation, hydraulique, modélisation numérique, ouvrage réel, pilote expérimental, suivi de particules, transport solide

ABSTRACT

Three-dimensional modelling of sediment transport in sewer detention tanks: physical model and real-life application

The knowledge of sediment transport is required for the design and operation of sewer detention tanks; a prerequisite is to determine the flow pattern. To achieve these objectives experiments and numerical modelling are two complementary approaches. The aims of this work are to investigate, improve, and apply a particle-tracking model. We carried out many experimental tests in a rectangular physical model with one inlet (pipe) and two outlets (pipe and weir). Measurements have been performed of both flow pattern and sediment transport (efficiency, spatial distribution of deposits). Numerical simulations have been done by using a commercial software; we implemented a bed boundary condition based on turbulent kinetic energy in the particle tracking routine. Simulated and experimental results have been compared in order to investigate the range of application of the numerical model; we then applied it to a real-life work. Finally, we found geometrical criteria to predict the flow pattern in rectangular tanks.

Keywords: computational fluid dynamics, deposit, efficiency, experiment, flow, hydraulics, particle tracking, physical model, real-life work, sediment transport, sewer, tank

INTRODUCTION GENERALE

1. CONTEXTE

Sur les réseaux d'assainissement, les bassins sont des ouvrages qui entrent en jeu en temps de pluie. Ils peuvent remplir deux fonctions, celles-ci n'étant pas incompatibles :

- Stocker un volume d'eau : ces bassins ont un rôle de protection contre les inondations.
- Stocker une masse de pollution : ces bassins ont un rôle de protection du milieu naturel contre la pollution.

Du fait de la présence de particules facilement décantables dans les eaux de temps de pluie (Ashley *et al.*, 2004), on ne peut éclipser la question du transport solide, quelque soit le rôle du bassin.

Ainsi, en complément du rôle de stockage, l'exploitant définit un objectif de fonctionnement par rapport au transport solide :

- Minimiser le dépôt : cette stratégie permet d'éviter les curages répétés et de garantir un volume efficace en toutes circonstances.
- Maximiser le dépôt : une part importante de la pollution de temps de pluie étant portée par les particules (Chebbo & Bachoc, 1993), cette stratégie permet d'exploiter le bassin comme ouvrage de dépollution par décantation.

2. PROBLEMATIQUE

Les méthodes de dimensionnement des bassins fournissent en général un volume (Bourrier, 1997 ; CERTU, 2003). L'objet de cette thèse se situe en aval :

- Connaissant le volume du bassin, quelles dimensions choisir pour assurer l'objectif de fonctionnement par rapport au transport solide (maximiser ou minimiser les dépôts) ?
- Un objectif de dépollution du bassin étant fixé, quelle jeu de dimensions choisir pour optimiser son volume ?

A l'heure actuelle, la documentation technique propose l'utilisation de paramètres globaux ne prenant pas en compte la complexité de l'écoulement dans l'ouvrage (Ta, 1988 ; ATV, 1992 ; Qasim *et al.*, 2000). Les recommandations dispensées (forme du bassin, hauteur, rapport entre les dimensions, *etc.*) ne permettent souvent qu'une approche qualitative de l'efficacité du bassin ainsi que de la localisation des dépôts.

En raison de la faible concentration en réseau d'assainissement, en général inférieure à 1 g/L (Chocat *et al.*, 2007), l'écoulement n'est pas influencé par le transport solide ; en revanche, le transport solide est quant à lui principalement régi par l'écoulement. La réponse à la problématique posée passe donc par deux étapes :

- la prévision de l'écoulement dans un bassin, sa géométrie étant connue,
- la prévision du transport solide (efficacité et zones de dépôts), l'écoulement étant connu.

3. OBJECTIFS ET DEMARCHE

Pour répondre à ces questions, l'expérimentation et la modélisation numérique sont deux approches complémentaires. Une fois validée par des données expérimentales, les modèles numériques sont en effet des outils puissants pour tester différentes géométries d'ouvrage. Un modèle de transport solide validé permettrait ainsi de choisir, avant construction ou réhabilitation, la géométrie la plus adaptée à l'objectif de fonctionnement de l'ouvrage.

Dans ce contexte, les objectifs de cette thèse sont de tester, améliorer, puis appliquer la modélisation numérique 3D du transport solide par suivi de particules dans les bassins en assainissement.

Le chapitre 1 constitue le fondement de ce mémoire. Il présente l'état actuel des connaissances dans le but de justifier les travaux effectués et présentés dans les chapitres suivants. Il s'agit d'une étude bibliographique composée d'une partie sur l'écoulement et d'une partie sur le transport solide. Dans chacune d'elles, nous abordons l'expérimentation et la modélisation. Ce chapitre met notamment en évidence un manque de données expérimentales, d'une part sur l'écoulement, et d'autre part sur la localisation des dépôts dans des conditions hydrauliques variées.

Dans le but de combler ces manques, un pilote expérimental a été construit et instrumenté. Le chapitre 2 en fait la description précise, ainsi que des dispositifs de vélocimétrie et de mesure du transport solide. Grâce à ce bassin, une banque de données a été constituée.

Le chapitre 3 présente en détails les modèles numériques d'écoulement et de transport solide que nous avons jugés pertinents. En transport solide, nous proposons une nouvelle condition limite pour le fond.

Le chapitre 4 constitue la confrontation des données expérimentales du chapitre 2 aux résultats simulés. L'objectif de ce chapitre est d'investiguer la modélisation 3D du transport solide par suivi de particules puis de déterminer son champ d'application.

Le chapitre 5 s'intéresse à l'application de la modélisation 3D du transport solide à un ouvrage grandeur nature pour lequel quelques données expérimentales sont disponibles.

Enfin, le chapitre 6 constitue les prémices d'une aide aux choix des dimensions des bassins rectangulaires. L'objectif initial était d'étudier l'efficacité et la localisation des dépôts en fonction de la géométrie de l'ouvrage. Il est cependant apparu que malgré la simplicité géométrique d'un bassin rectangulaire, nous ne disposions pour le moment d'aucun critère permettant de prévoir avec certitude le type d'écoulement dans un tel ouvrage. Le chapitre 6 est ainsi consacré à la prévision de l'écoulement dans les bassins rectangulaires. L'étude de l'efficacité en fonction des dimensions, qui n'a pu être effectuée par manque de temps, en constituerait la suite logique.

CHAPITRE 1 : ETAT ACTUEL DES CONNAISSANCES

INTRODUCTION DU CHAPITRE 1

Si la concentration en matières en suspension (MES) des rejets urbains par temps de pluie peut parfois atteindre des pics autour de 5 ou 6 g/L, elle est en général inférieure à 1 g/L : en moyenne 190 mg/L pour les réseaux séparatifs et 495 mg/L pour les réseaux unitaires (Chocat *et al.*, 2007). Cette faible concentration permet de découpler l'écoulement du transport solide (Graf & Altinakar, 1996). Ainsi, l'écoulement d'eau est indépendant des particules qu'il transporte. Le transport solide est quant à lui principalement régi par le mouvement de l'eau ; sa compréhension nécessite de ce fait la connaissance préalable de l'écoulement.

L'objectif de ce chapitre est de dresser l'état actuel des connaissances au sujet de l'écoulement et du transport solide dans les bassins en assainissement. Les mécanismes en jeu n'étant pas propres aux seuls bassins d'assainissement, il est profitable de s'intéresser à d'autres types d'ouvrages ainsi qu'à d'autres domaines de recherche. Nous pouvons citer quelques exemples. En assainissement : les déversoirs d'orage, les collecteurs, les séparateurs à effet vortex. En rivière : les bassins de protection contre les inondations, les expansions de largeur. En épuration : les décanteurs primaires, les clarificateurs. Ainsi que de nombreuses autres applications telles que les échangeurs thermiques, les hydrocyclones de l'industrie minière, les bassins d'aquaculture, *etc.* Nous y faisons référence dans la suite de ce chapitre.

L'expérimentation est probablement le meilleur moyen de comprendre un phénomène. Elle est de plus indispensable pour imaginer un modèle, le tester et éventuellement le valider. Cependant, cette approche nécessite généralement un investissement important en temps et en argent (construction d'un modèle physique, instrumentation). Les difficultés sont accrues pour un ouvrage grandeur nature. Dans ce cas, la mise en œuvre d'expériences est tributaire de nombreuses conditions extérieures (autorisations, conditions météorologiques, *etc.*). Enfin,

des mesures ne peuvent évidemment être effectuées dans un ouvrage qu'une fois que ce dernier a été construit.

La modélisation numérique pallie à cette difficulté en permettant de tester avant construction différentes configurations afin de choisir la meilleure. De plus, elle présente l'avantage de pouvoir observer finement des phénomènes que l'instrumentation est parfois incapable de mettre en évidence, ou alors au prix d'un investissement très important. Cependant, toute modélisation numérique est tributaire de choix, de paramètres ou de coefficients de calage. Une validation préalable au moyen de données expérimentales est donc nécessaire.

Il apparaît ainsi qu'expérimentation et modélisation numérique forment un couple complémentaire, chacune de ces approches présentant ses avantages et ses inconvénients. Nous nous attacherons à aborder chacune d'elles dans les deux parties de cette étude bibliographique.

1. ECOULEMENT

1.1. Introduction

Les objectifs de cette partie sont de :

- montrer la complexité des écoulements pouvant se développer après une expansion brutale de la section, notamment dans les bassins rectangulaires,
- discuter la modélisation pertinente pour les reproduire.

1.2. Expérimentation

Des recherches au caractère fondamental ont été menées sur la description de l'écoulement après une expansion brutale, c'est-à-dire une augmentation brusque de la section de l'écoulement.

Pour de faibles nombres de Reynolds, Maurel *et al.* (1996) ont observé trois types d'écoulements dans une cavité rectangulaire de longueur variable (figure 1.1). Grâce à ces expériences, les auteurs ont établi un diagramme permettant de caractériser l'écoulement selon les valeurs du nombre de Reynolds et du rapport de la longueur de la cavité sur le

diamètre de l'entrée (figure 1.1). Pour les faibles valeurs de ces deux paramètres, l'écoulement est stable et présente deux zones de recirculation symétriques par rapport au plan vertical (imaginaire) reliant l'entrée à la sortie, comme illustré sur la partie (a) de la figure 1.1. Augmenter l'un de ces deux paramètres provoque la transition vers un état oscillatoire, illustré sur la partie (b). La partie (c) présente quant à elle le type d'écoulement obtenu pour des valeurs de paramètres encore plus importantes : l'écoulement adopte le comportement turbulent d'un jet libre.

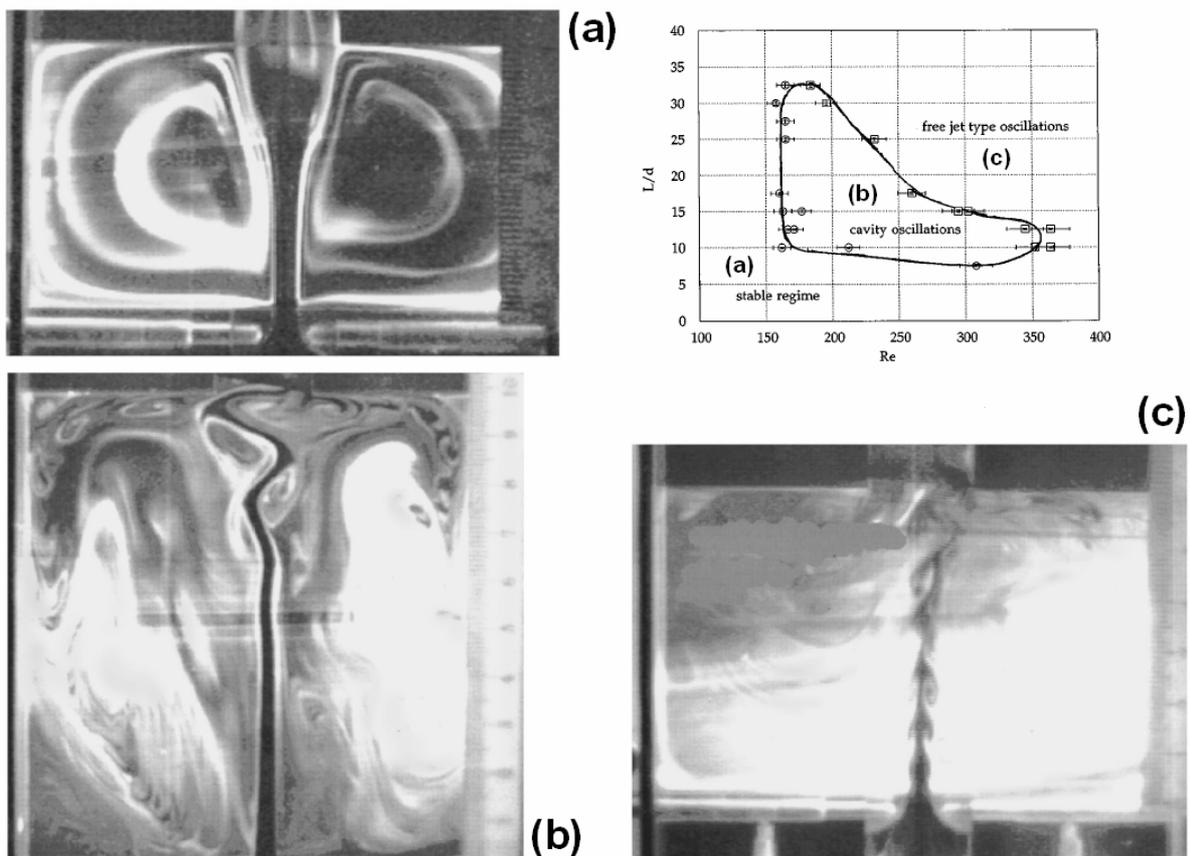


Figure 1.1. Ecoulements observés dans une cavité rectangulaire à faibles nombres de Reynolds. D'après Maurel *et al.* (1996).

Malgré la symétrie de la géométrie, et toujours pour de faibles nombres de Reynolds, Cherdrone *et al.* (1978) ont quant à eux mis en évidence un comportement asymétrique, l'écoulement étant constitué de deux régions inégales de recirculation. Fearn *et al.* (1990) ont montré que l'asymétrie se produit au delà d'un point de bifurcation, l'écoulement pouvant alors présenter deux états stables et distincts. Pour de plus grandes valeurs du nombre de

Reynolds, les auteurs ont mis en évidence le fait que l'écoulement perdait son caractère stationnaire.

De nombreux auteurs ont effectué des expériences similaires en régime turbulent. Escudier *et al.* (2002) en ont fait une revue bibliographique : Abbott & Kline (1962), Smyth (1979), Restivo & Whitelaw (1978), Mehta (1981), Szymocha (1984), Aloui & Souhar (2000). Des écoulements symétriques et asymétriques ont été observés, les paramètres clés étant des rapports entre une dimension aval et une dimension amont (le rapport d'aspect et le rapport d'expansion).

La rugosité des parois est aussi un facteur influençant la forme de l'écoulement. Chu *et al.* (2004) ont ainsi étudié l'influence de la rugosité de fond sur un écoulement peu profond après une expansion latérale. Les auteurs ont procédé à des mesures de la taille des recirculations dans un canal de longueur 7 m, de largeur avant expansion 0.705 m, et de largeur après expansion 1.41 m. Les hauteurs d'eau 1.5, 1.9, 3 et 6 cm ont été investiguées (faibles profondeurs). En suivant le panache d'un traceur, Chu *et al.* attribuent les modifications de l'écoulement à la turbulence générée sur le fond du canal.

Après cette entrée en matière quelque peu fondamentale mais donnant néanmoins un aperçu de la complexité des écoulements pouvant se développer après des expansions brutales, plaçons-nous dans le cas qui nous concerne, celui des bassins.

Stovin & Saul (1994) ont effectué des mesures de vitesse dans un ouvrage rectangulaire de longueur 2 m et de largeur 0.972 m. L'eau entrait dans le bassin à un débit constant de 15.9 L/s par une conduite circulaire de diamètre 0.19 m et s'en échappait par une conduite également circulaire de diamètre plus petit, 0.15 m. La base des deux conduites étaient situées sur le fond du bassin. La hauteur d'eau était imposée à 0.196 m au moyen d'une vanne située sur la conduite de sortie. Les auteurs ont mesuré le champ de vitesse dans des plans horizontaux situés à différentes altitudes. Ils ont ainsi mis en évidence un écoulement horizontal asymétrique, une grande recirculation de sens horaire dominant dans la majeure partie du bassin. Dans le coin amont situé à gauche de l'entrée, une recirculation plus petite, de sens anti-horaire, a été mesurée. Dans un bassin de plus petites dimensions, Oca *et al.* (2004) ont mesuré une grande recirculation, également asymétrique mais en revanche de sens anti-horaire. Leur bassin rectangulaire mesurait 1 m en longueur et 0.4 m en largeur. L'entrée

était constituée d'une conduite circulaire alors que la sortie était un seuil déversant. La hauteur durant l'expérience valait environ 5 cm. De plus, malgré un débit constant égal à 100 L/h, les auteurs ont observé des variations de la forme de la recirculation au cours du temps.

Adamsson *et al.* (2005) ont effectué des mesures de lignes de courant au moyen de flotteurs lestés dans un bassin rectangulaire de plus grandes dimensions (longueur 13 m, largeur 9 m). L'entrée était constituée d'une conduite circulaire de diamètre 0.23 m positionnée juste sous le niveau d'eau situé à 1 m au dessus du fond. La sortie était un seuil déversant de largeur 0.8 m. Pour les débits 20 et 8 L/s, les auteurs ont observé deux grandes recirculations quasi-symétriques de part et d'autre d'un jet principal situé dans l'axe reliant l'entrée à la sortie. Pour 2 L/s, les deux recirculations étaient absentes ; elles n'ont tout au moins pas été observées.

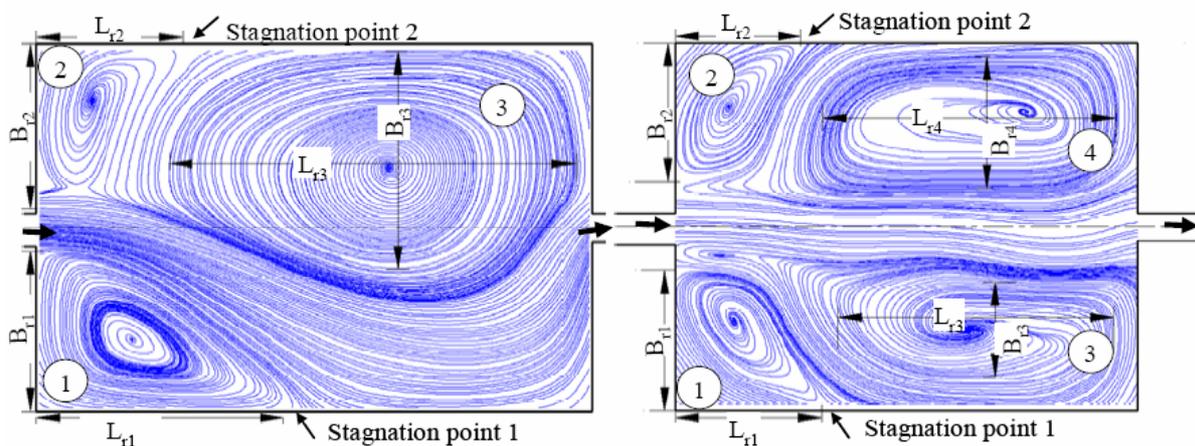


Figure 1.2. Lignes de courant moyennes mesurées dans deux bassins rectangulaires peu profonds (vue de dessus). D'après Kantoush (2007).

Kantoush (2007) a le premier cherché à classifier les différents types d'écoulement pouvant être rencontrés dans un bassin rectangulaire. L'auteur a considéré une expansion uniquement horizontale (latérale), correspondant à un bassin peu profond. Le débit et la hauteur d'eau étaient fixés à respectivement 7.0 L/s et 0.20 m. L'eau était introduite par un canal d'entrée rectangulaire de largeur 0.25 m. En positionnant des parois à l'intérieur de l'ouvrage, différentes longueurs et largeurs ont pu être testées : entre 0.25 et 4 m pour la largeur ; entre 3 et 6 m pour la longueur. L'auteur a effectué des mesures de vitesse dans un plan horizontal pour 12 expériences correspondant à 9 configurations différentes. La figure 1.2 présente deux

types d'écoulements parmi ceux obtenus. L'entrée est située sur la gauche et la sortie, de même géométrie que l'entrée, sur la droite.

Dans la partie gauche de la figure 1.2, l'écoulement présente un caractère asymétrique par rapport au plan vertical (imaginaire) reliant l'entrée à la sortie. Cette configuration correspond à une longueur de 6 m et une largeur de 4 m. Le jet entrant dans l'ouvrage suit une trajectoire incurvée et rejoint la paroi latérale de droite au niveau du point de stagnation 1 (*stagnation point* 1), un peu avant la moitié de la longueur totale. Une grande recirculation de sens anti-horaire se développe dans la majeure partie de l'ouvrage. Sur le flanc gauche, nous constatons ainsi un retour de l'eau vers la face amont du bassin (contre-courant). Dans le coin amont situé sur la droite de l'entrée, une recirculation de taille moins importante (longueur L_{r1}) prend place. Dans le coin amont gauche, nous pouvons observer une recirculation de taille encore plus petite (longueur L_{r2}). Il s'agit du type d'écoulement mesuré par Stovin & Saul (1994), ou encore, dans le cas d'une expansion à la fois horizontale et verticale, par Oca *et al.* (2004).

La partie droite de la figure 1.2 correspond à une longueur de 5 m et une largeur de 4 m. Dans ce cas, les lignes de courant présentent un comportement pratiquement symétrique. Deux grandes circulations prennent place de part et d'autre d'un jet central, comme observé par Adamsson *et al.* (2005) dans le cas d'une expansion à la fois horizontale et verticale (conduite de diamètre 0.23 m pour une largeur de bassin égale à 9 m et une hauteur d'eau égale à 1 m). Dans les deux coins amont du bassin (figure 1.2), nous observons deux petites recirculations, elles aussi pratiquement symétriques.

L'ensemble des écoulements mesurés pour les 12 expériences est illustré sur les figures 1.3 et 1.4. Pour les faibles largeurs de bassin, Kantoush (2007) a mis en évidence un troisième type d'écoulement : les recirculations tendent à disparaître et l'écoulement adopte un comportement de type piston (*plug flow*), comme illustré sur la figure 1.4 (expérience 8).

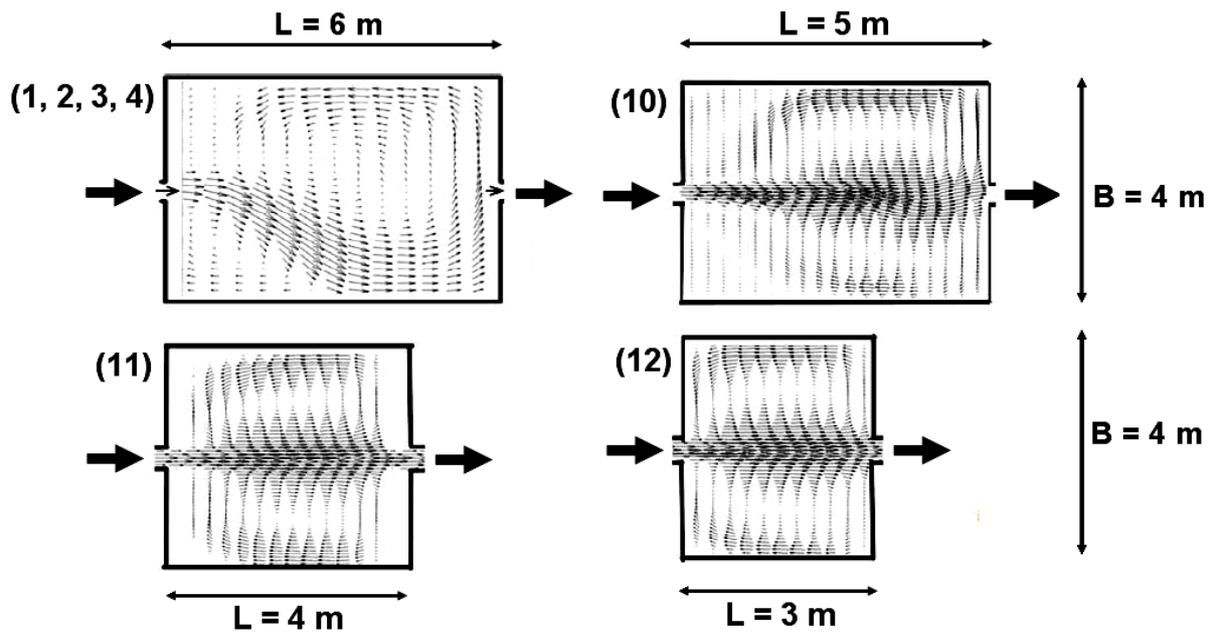


Figure 1.3. Vitesse moyenne mesurée dans un plan horizontal pour les expériences 1-4, 10, 11 et 12 (Kantoush, 2007) : variation de la longueur. D'après Dewals *et al.* (2008).

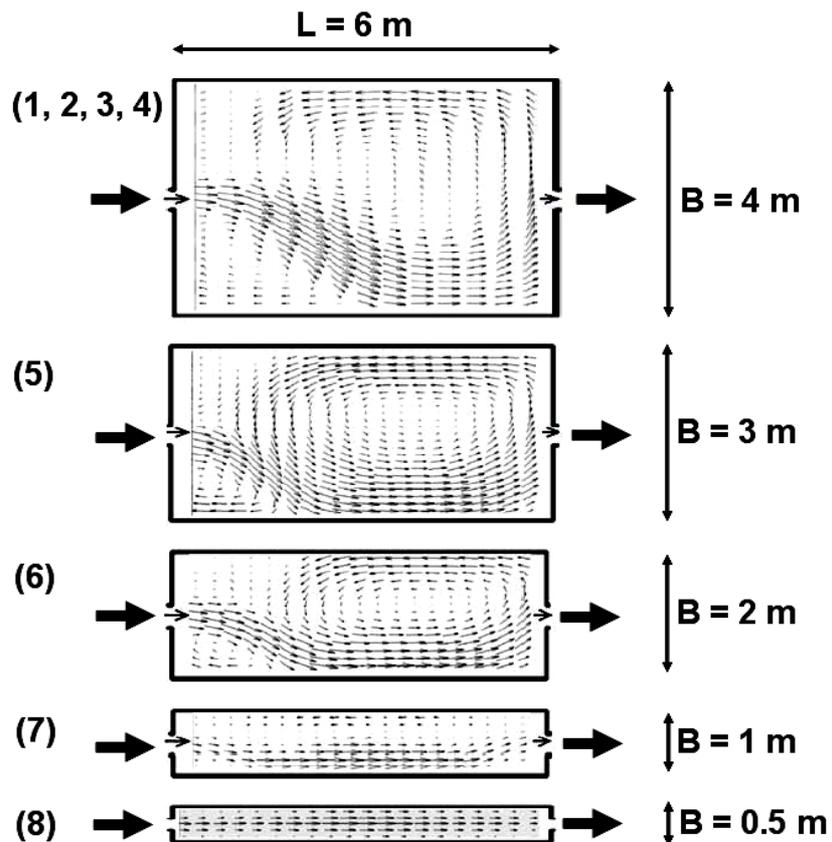


Figure 1.4. Vitesse moyenne mesurée dans un plan horizontal pour les expériences 1-4, 5, 6, 7 et 8 (Kantoush, 2007) : variation de la largeur. D'après Dewals *et al.* (2008).

Simplement en modifiant la longueur et la largeur de son bassin expérimental, Kantoush (2007) a ainsi mis en évidence trois types d'écoulements différents, et donc deux transitions. En passant d'une longueur de 6 m à une longueur de 5 m, l'écoulement passe ainsi d'une grande recirculation asymétrique à deux recirculations symétriques (figure 1.3). La seconde transition est illustrée quant à elle sur la figure 1.4 : entre les largeurs 1 et 0.5 m, l'écoulement passe d'une grande recirculation asymétrique à un écoulement de type piston (*plug flow*), c'est-à-dire qu'il n'y a plus aucun contre-courant (écoulement depuis l'aval vers l'amont). Les mesures de vitesse laissent néanmoins présumer pour l'expérience 8 des petites recirculations près de l'entrée mais la précision est trop faible pour déterminer leurs formes et leurs tailles. L'expérience 9, non illustrée, correspond à un cas limite de l'écoulement piston où la largeur de bassin est égale à la largeur du canal d'entrée.

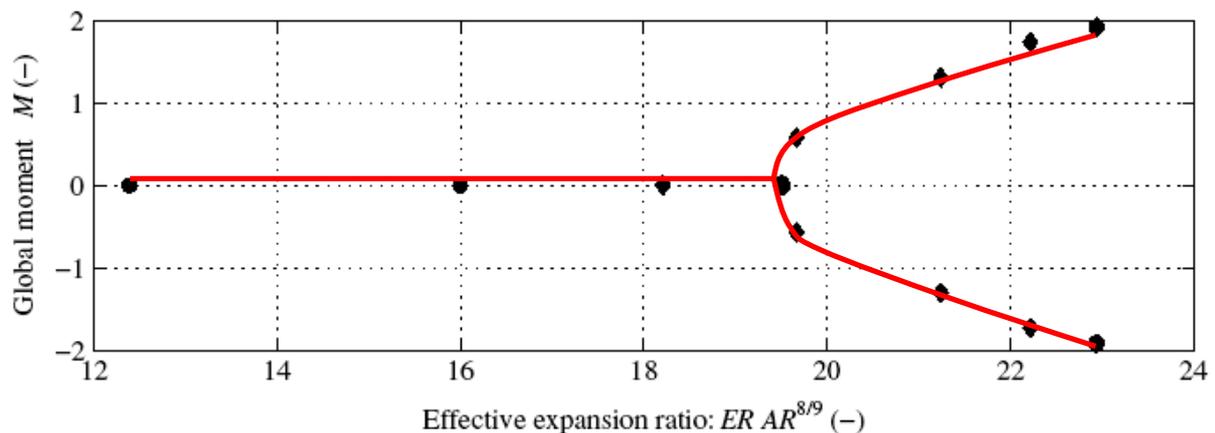


Figure 1.5. Point de bifurcation pour l'écoulement dans un bassin rectangulaire après une expansion latérale. D'après Dewals *et al.* (2008).

Dewals *et al.* (2008) ont expliqué la transition entre les écoulements symétriques et asymétriques par le rapport d'expansion efficace, comme illustré sur la figure 1.5. Ce nombre adimensionnel, dont l'expression est donnée sur la figure, combine le rapport d'aspect AR (longueur sur largeur du bassin), déjà mis en évidence par Kantoush (2007), et le rapport d'expansion ER (largeur du bassin sur largeur du canal d'entrée). Lorsque le rapport d'expansion efficace est plus petit qu'une valeur critique, comprise entre 19 et 20, l'écoulement adopte un comportement symétrique : soit deux recirculations identiques, soit un écoulement piston (moment global du champ de vitesse par rapport au plan vertical entre l'entrée et la sortie égal à zéro). Un seul état stable est possible dans ce cas. En revanche, lorsque le rapport est plus grand que la valeur critique, nous nous situons au delà du point de

bifurcation et deux états stables sont possibles : l'écoulement peut présenter une grande recirculation asymétrique de sens horaire ou de sens anti-horaire (moment global positif ou négatif selon le sens de la recirculation). Dewals *et al.* (2008) précisent néanmoins que des expériences supplémentaires sont requises. De plus, le critère établi ne permet pas de différencier le flot piston des deux recirculations symétriques, ces deux écoulements étant symétriques et présentant donc un moment nul.

L'écoulement peut également présenter des recirculations selon la verticale. Dans un bassin étroit (0.25 m), le champ de vitesses a été mesuré pour quatre géométries différentes et deux débits (Frey, 1991 ; Frey *et al.*, 1993). La longueur et la hauteur maximales étaient respectivement égales à 10 m et 0.4 m. L'entrée se faisait par le haut de la face amont du bassin et la sortie était constituée par un seuil déversant sur la face aval. Des courants de retour ont été mesurés dans la partie inférieure du bassin. McCorquodale *et al.* (1988) ont quant à eux mesuré un contre-courant dans la partie supérieure d'un bassin de longueur 1.8 m, de profondeur 0.5 m et de largeur 0.125 m, l'entrée étant située en bas.

Les bassins circulaires sont également le siège de mouvements de recirculation. Quarini *et al.* (1996) ont ainsi procédé à des expériences dans un modèle réduit au 1:20. Au moyen d'un enregistrement vidéo, les auteurs ont mesuré des profils de vitesse. Ceux-ci ont mis en évidence une grande recirculation verticale, ainsi qu'une plus petite à proximité du centre du bassin.

1.3. Modélisation numérique

Une fois validée par des données expérimentales, les modèles numériques sont des outils puissants pour tester différentes géométries d'ouvrage avant construction ou réhabilitation. Stamou (2007) a par exemple mis en œuvre une modélisation tridimensionnelle pour neuf bassins de la ville d'Athènes (Grèce) utilisés pour la désinfection. Sur la base des configurations actuelles des bassins, l'auteur a proposé des améliorations dont il a pu estimer l'efficacité hydraulique. Deux exemples sont illustrés sur la figure 1.6.

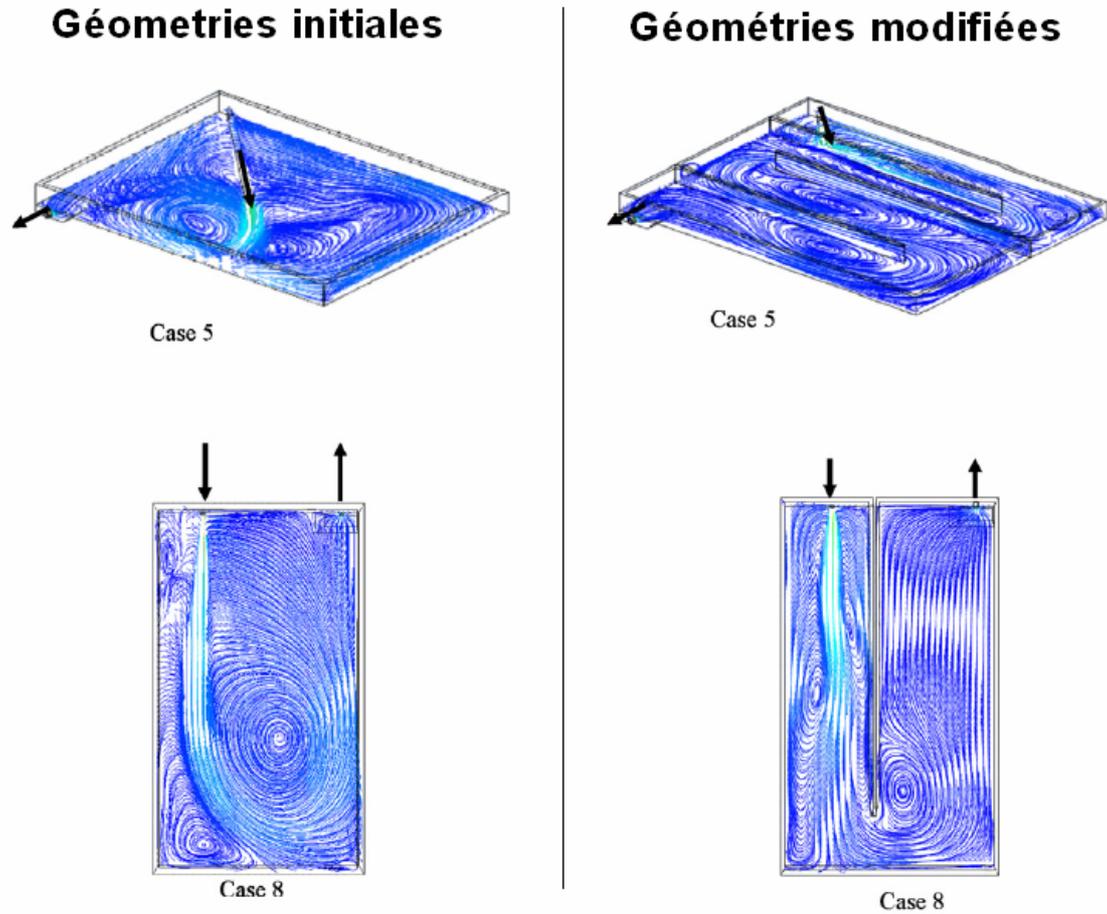


Figure 1.6. Comparaison entre l'écoulement dans les bassins initiaux et modifiés. D'après Stamou (2007).

Après validation sur un modèle expérimental, Lipeme Kouyi (2004) a utilisé un modèle numérique 3D pour proposer le meilleur emplacement d'un capteur de hauteur d'eau sur un déversoir d'orage à Clichy (France). Sur la base d'une méthodologie (Persson *et al.*, 1999), Persson (2000) a évalué l'efficacité hydraulique de treize bassins peu profonds à travers une modélisation numérique 2D. L'auteur conclut ainsi notamment sur l'intérêt de placer un obstacle en face de l'entrée des bassins pour augmenter leur efficacité. De la même façon, Koskiaho (2003) a proposé des modifications pour deux bassins de rétention des eaux de ruissellement afin d'éviter la formation de zones mortes. Enfin, Ta & Brignal (1998) ont testé l'influence de modifications effectuées sur l'entrée et la sortie d'un bassin. Les auteurs ont ainsi préconisé de placer une chicane immergée en face de l'entrée.

Cependant, avant de pouvoir utiliser ainsi un modèle numérique, il faut l'avoir validé sur des données expérimentales. Dans cette partie sur la modélisation numérique, nous nous

attacherons à succinctement présenter les modèles pertinents pour retrouver les différents écoulements expérimentaux mis en évidence précédemment. Mathématiquement, les écoulements sont régis par la loi de conservation de la masse et par la seconde loi de Newton, ce système formant les équations de Navier Stokes. Nous détaillerons ces équations dans le chapitre 3 ; ici, nous mettrons seulement l'accent sur les points clés, à savoir le choix du nombre de dimensions spatiales, la modélisation de la turbulence et la modélisation de la surface libre.

Choix du nombre de dimensions spatiales

Une approche monodimensionnelle ne peut pas reproduire les recirculations présentées dans la partie précédente. La modélisation numérique doit donc s'orienter vers une approche bi-voire tridimensionnelle.

Dans le cas de bassins peu profonds, plusieurs auteurs ont utilisé avec succès une modélisation 2D fondée sur les équations de Barré de Saint-Venant (Kantoush *et al.*, 2008 ; Dewals *et al.*, 2008). Celle-ci a permis à ces auteurs de reproduire les écoulements mesurés selon la géométrie. Une approche 2D est également pertinente dans le cas de bassins peu larges. Ici, les équations utilisées sont les équations de Navier-Stokes écrites selon la verticale. Ainsi, Imam & McCorquodale (1983), Abdel-Gawad & McCorquodale (1985), Frey (1991), Zhou & McCorquodale (1992) ont pu reproduire, avec plus ou moins de succès, les profils de vitesses mesurés, même dans le cas où ceux-ci présentaient des contre-courants. La comparaison précise des résultats simulés et des mesures laissaient néanmoins apparaître plusieurs différences, notamment quant à la taille des recirculations. Après avoir utilisé cette approche pour un décanteur primaire, Stamou *et al.* (1989) ont attribué ces écarts aux effets tridimensionnels, non pris en compte dans le modèle.

Stovin & Saul (1996) ont mis en œuvre une modélisation numérique 3D ; ils ont ainsi reproduit l'écoulement constitué d'une grande recirculation dans la majeure partie du bassin et d'une recirculation plus petite dans un des coins amont (forme asymétrique). Dans un bassin de plus grande taille, Adamsson *et al.* (2005) ont obtenu en simulation l'écoulement observé, à savoir deux grandes recirculations quasi-symétriques en différents plans horizontaux. Quarini *et al.* (1996) ont quant à eux utilisé une modélisation 3D pour un bassin circulaire. Les résultats simulés sont en bon accord avec les recirculations mesurées expérimentalement. Une modélisation 3D s'impose également dans le cas des écoulements

hélicoïdaux que l'on rencontre dans les séparateurs à effet vortex (Tyack & Fenner, 1999), ou encore dans les bassins présentant des parois internes (Lee *et al.*, 2007).

Modèle de turbulence

En raison de la faible viscosité de l'eau, la quasi-totalité des écoulements rencontrés en assainissement sont turbulents. Par opposition à un écoulement laminaire, un écoulement turbulent se caractérise par des variations aléatoires : la vitesse et la pression fluctuent plus ou moins fortement autour de leurs valeurs moyennes. Les forces d'inertie sont prépondérantes par rapport aux forces de viscosité, ce qui se traduit mathématiquement par un nombre de Reynolds élevé. La principale conséquence de la turbulence sur un écoulement est d'accroître sa capacité au transport.

La démarche la plus couramment utilisée consiste à décomposer les variables instantanées en une composante moyenne et une composante fluctuante, de moyenne nulle. Les équations de Navier Stokes sont alors moyennées dans le temps, ce qui introduit des termes en fluctuations de vitesse. Les équations obtenues prennent le nom d'équations de Reynolds. Selon Rodi (1995), elles constituent une démarche tout à fait pertinente pour des applications d'ingénierie. Leur résolution n'est cependant possible qu'en fermant le système au moyen d'un modèle de turbulence, c'est-à-dire en faisant en sorte d'avoir autant d'équations que d'inconnues (Wilcox, 1998) : soit en assimilant les termes de fluctuations de vitesse à une force de viscosité (hypothèse de Boussinesq), soit en modélisant leur transport (modèle des contraintes de Reynolds).

Kantoush *et al.* (2008), tout comme Dewals *et al.* (2008), ont utilisé un modèle de viscosité turbulente à une équation. Ce type de modèle, pourtant très simple, leur a permis de reproduire numériquement les différents écoulements observés expérimentalement par Kantoush (2007). Dewals *et al.* (2008) ont comparé les résultats d'un tel modèle avec ceux obtenus au moyen du modèle k- ϵ . Dans le cas de leurs simulations, les améliorations fournies par le modèle à deux équations ne sont pas significatives.

Le modèle isotrope k- ϵ présente néanmoins l'avantage d'avoir fait l'objet d'une très large validation. Ses constantes ne présentent donc plus d'ambiguïté quant à leurs valeurs. Ce modèle de turbulence permet de reproduire les recirculations verticales dans des bassins circulaires (Quarini *et al.*, 1996 ; Jayanti & Narayanan, 2004), les recirculations horizontales

dans des bassins rectangulaires (Stovin & Saul, 1996 ; Adamsson *et al.*, 2005), les recirculations dans des bassins avec parois internes (Lee *et al.*, 2007), *etc.*

Dans des cas spécifiques, ou bien si on cherche à reproduire l'écoulement de façon très fine, l'utilisation de modèles plus complexes est nécessaire. Le modèle RNG k- ϵ est ainsi mieux adapté que la version standard pour les écoulements présentant un fort caractère tourbillonnaire. Il a été utilisé dans le cas d'un séparateur à effet vortex par Tyack & Fenner (1999), pour un déversoir d'orage latéral par Pollert & Stránský (2003), ainsi que pour un bassin équipé d'un agitateur (Rahimi & Parvareh, 2005).

Narasimha *et al.* (2007) ont fait une revue bibliographique de la modélisation numérique des hydrocyclones, utilisés principalement dans les industries minière et chimique. Selon les auteurs, les modèles à deux équations (k- ϵ standard et RNG k- ϵ) aboutissent à de mauvais résultats. Ils préconisent l'utilisation du modèle des contraintes de Reynolds, RSM, qui permet d'obtenir une meilleure description du champ de vitesse. L'anisotropie de ce modèle est par ailleurs indispensable pour simuler les courants secondaires dans les canaux (Kang & Choi, 2006). Palau *et al.* (2007) ont confronté quant à eux plusieurs modèles de turbulence pour un bassin circulaire. En comparant les résultats de simulations à des mesures, ils démontrent l'apport de RSM pour simuler l'écoulement, notamment près du centre du bassin où la turbulence présente une forte anisotropie.

A la lecture de cette partie, il apparaît délicat de conclure sur le meilleur modèle de turbulence pour reproduire les écoulements dans les bassins. Parmi ces modèles, RSM constitue sans doute celui qui est le plus proche de la réalité physique ; k- ϵ , une description certes simplificatrice, mais largement validée et bien souvent suffisante.

Modélisation de la surface libre

La surface libre est l'interface entre l'eau et l'air. Alors que la surface libre est pratiquement horizontale dans un bassin présentant une entrée et une sortie par conduite en charge, elle peut présenter une pente importante dans les bassins équipés d'un seuil déversant, dans les déversoirs d'orage, ou encore dans les séparateurs à effet vortex. Il existe plusieurs méthodes pour la modéliser.

Stovin & Saul (1996), tout comme Adamsson *et al.* (2005), en ont fait une limite du maillage à laquelle ils ont affecté une condition de symétrie. Cette condition impose une vitesse normale et les gradients de toutes les variables nuls au niveau de cette limite. L'avantage de cette méthode, seulement applicable dans le cas d'une surface libre plane, est qu'un modèle monophasique est suffisant pour le fluide.

Requise dans le cas d'une surface libre non plane, la méthode Volume of Fluid (VOF) est en revanche un modèle à deux phases (eau et air). Cette méthode nécessite de définir en chaque cellule du maillage des fractions volumiques en eau et en air. Une équation cinématique permet de suivre l'interface entre les deux phases (Hirt & Nichols, 1981). Hargreaves *et al.* (2007) ont validé cette méthode pour l'écoulement au dessus d'un seuil à crête épaisse (hauteur d'eau et champ de vitesse). Elle a également été utilisée avec succès pour la hauteur d'eau dans les déversoirs d'orage, même en cas de ressaut hydraulique (Lipeme Kouyi *et al.*, 2003 ; Lipeme Kouyi, 2004).

1.4. Conclusion

L'expérimentation a permis de montrer la complexité des écoulements pouvant se développer après des expansions brutales de la section : recirculations symétriques, recirculations asymétriques, écoulement oscillatoire, écoulement piston, *etc.* Même pour une forme aussi simple qu'un bassin rectangulaire peu profond (expansion uniquement horizontale), le seul critère disponible à l'heure actuelle ne permet pas de différencier deux recirculations symétriques d'un écoulement piston. Dans le cas des bassins pour lesquels l'expansion est à la fois horizontale et verticale, nous ne disposons d'aucun critère de prévision de l'écoulement.

Malgré la complexité des écoulements pouvant se développer, des choix pertinents du nombre de dimensions spatiales, du modèle de turbulence et de modélisation de la surface libre permettent de reproduire les écoulements expérimentaux. On notera que malgré sa simplicité, le modèle de turbulence isotrope $k-\epsilon$ est souvent suffisant.

2. TRANSPORT SOLIDE

2.1. Introduction

Le mouvement des particules étant essentiellement régi par l'écoulement, il est possible de tirer des conclusions sur le transport solide à partir simplement d'une étude hydraulique. Oca *et al.* (2004) se sont ainsi donné comme objectif de déterminer quelle entrée est la plus adaptée dans un bassin rectangulaire d'aquaculture pour faciliter l'autocurage, la présence de matières organiques pouvant nuire aux poissons. Les auteurs ont alors mesuré le champ de vitesse dans un bassin expérimental pour quatre configurations différentes (entrée par chute d'eau simple, entrée par chutes d'eau multiples, entrée par conduite horizontale, entrée tangentielle). La comparaison de ces mesures leur a permis de conclure que l'entrée tangentielle aboutissait à des vitesses plus grandes et plus uniformes que les autres configurations. Les auteurs ont ainsi préconisé cette solution pour limiter les dépôts.

Une démarche similaire a été suivie par Oca & Masaló (2007). Les auteurs sont partis du constat que les bassins circulaires créent de meilleures conditions d'autocurage que les bassins rectangulaires. Cependant, les bassins rectangulaires sont plus faciles à construire et à nettoyer. L'utilisation de cellules d'injection d'eau rotatives ainsi que de chicanes convenablement placées leur ont permis de reproduire expérimentalement dans un bassin rectangulaire le même type d'écoulement que dans un bassin circulaire.

Cependant, si une étude purement hydraulique est pertinente pour discuter qualitativement du transport solide ou même prévoir une localisation grossière des dépôts, elle n'est pas suffisante pour déterminer l'efficacité de dépollution d'un ouvrage, ou encore localiser de façon précise et quantifier les dépôts. C'est pourquoi l'expérimentation et la modélisation numérique sont également nécessaires en transport solide.

Les objectifs de cette partie sur le transport solide sont de :

- présenter les caractéristiques de la pollution en temps de pluie dans les réseaux d'assainissement,
- montrer que s'il existe un nombre relativement important d'études expérimentales sur l'efficacité globale des ouvrages d'assainissement, on dispose de peu de données sur la localisation des dépôts,

- présenter les modèles existants pour reproduire le transport solide dans les ouvrages d'assainissement (efficacité et localisation des dépôts),

2.2. Caractéristiques de la pollution

Une pollution essentiellement particulaire

Chebbo & Bachoc (1993) ont mesuré le pourcentage de la concentration massique en cinq paramètres de pollution portée par les particules de taille supérieure à $0.45 \mu\text{m}$ (tableau 1.1). Nous pouvons constater à la lecture de ces résultats que plus de 80% de la masse de la majorité des indicateurs de pollution est portée par les particules. S'intéresser au transport solide est donc tout à fait cohérent dans un objectif de protection du milieu récepteur contre la pollution.

Site	Paramètres (pourcentage de la concentration massique totale)				
	DCO	DBO ₅	NTK	HC	Pb
Béquigneaux, Bordeaux (réseau pluvial)	84% – 89%	> 77% – 95%	57% – 82%	> 86%	79% – 96%
Collecteur 13, Marseille (réseau unitaire)	83% – 92%	91%	70% – 80%	82% – 99%	99.5% – 100%
La Molette, Seine Saint-Denis (surverse d'unitaire)	88%	83%	48%	–	99%

Tableau 1.1. Polluants portés par les particules solides. D'après Chebbo & Bachoc (1993).

DCO : demande chimique en oxygène ; BDO₅ : demande biologique en oxygène à cinq jours ;
NTK : azote Kjeldahl total ; HC : hydrocarbures totaux ; Pb : plomb.

Granulométrie

Chebbo & Bachoc (1993) ont observé que les particules fines ($30 \mu\text{m} < d_{50} < 38 \mu\text{m}$) sont prédominantes. Le pourcentage de particules dont le diamètre est inférieur à $100 \mu\text{m}$ est compris entre 66% et 85% de la masse totale. Les caractéristiques granulométriques sont similaires dans les réseaux unitaires et séparatifs, comme mis en évidence par le tableau 1.2. De plus, elles varient relativement peu d'un site à l'autre. Les particules fines ($< 50 \mu\text{m}$) se présentent sous la forme d'agglomérats (diminution du diamètre médian après dispersion ultrasonique).

Type de réseau	d ₁₀ (µm)	d ₅₀ (µm)	d ₉₀ (µm)	% < 100 µm
Séparatif pluvial	6 – 9	29 – 38	265 – 1375	76% – 85%
Unitaire	4 – 13	25 – 44	183 – 497	66% – 82%

Tableau 1.2. Diamètres caractéristiques et pourcentage massique inférieur à 100 µm. D'après Chebbo (1992), cité par Ashley *et al.* (2004).

Marsalek *et al.* (1998) ont effectué trois campagnes de mesure des matières en suspension (MES) arrivant dans un bassin de stockage des eaux pluviales. Ils ont constaté que les MES étaient principalement constituées de floccs, c'est-à-dire de particules agglomérées. Les auteurs ont différencié la taille maximale de ces floccs selon la saison : 30 µm en été, et 212 µm en hiver.

Masse volumique

Selon Chebbo & Bachoc (1993), la densité par rapport à l'eau des solides est supérieure à 2.19 pour les écoulements strictement pluviaux, et inférieure à 2.15 pour les écoulements unitaires – entre 1.7 et 2.2 selon Chocat (1997). De plus, les particules fines possèdent une densité plus grande que les grosses (Chebbo & Bachoc, 1993).

Vitesse de sédimentation

La vitesse de chute est une grandeur mesurable couramment employée pour caractériser l'aptitude de particules à la décantation. Des intervalles de valeurs sont indiqués dans le tableau 1.3. L'ordre de grandeur, avec une vitesse de chute médiane comprise entre 4 et 11 m/h, montre que les particules des rejets urbains en temps de pluie ont une capacité relativement importante à la décantation. Celle-ci peut par ailleurs être favorisée par floculation, par exemple pour accroître l'efficacité des bassins de sédimentation (De Cock *et al.*, 1999).

Type de réseau	w ₁₀ (m/h)	w ₅₀ (m/h)	w ₉₀ (m/h)
Séparatif pluvial	Très variable	4 – 11	31 – 133
Unitaire			46 – 98

Tableau 1.3. Vitesse de chute caractéristiques. D'après Ashley *et al.* (2004).

Une campagne de mesure effectuée sur 13 sites du quartier du Marais (Paris) par Gromaire-Mertz *et al.* (1999) a mis en évidence la variabilité des vitesses de chute selon la localisation et l'événement pluvieux. Dans le cas de cette étude, les vitesses mesurées étaient bien plus faibles que celles présentées dans le tableau 1.3 (w_{50} compris entre 0.04 et 0.8 m/h).

2.3. Expérimentation

Description à petite échelle

Le fait d'introduire des particules dans un écoulement et de suivre leurs trajectoires au moyen de prises de vues vidéos ou de photographies est une démarche très simple mais pourtant très instructive. Elle permet en effet de comprendre comment les trajectoires des particules sont affectées par l'écoulement d'eau. Quarini *et al.* (1996) ont ainsi pris une série de photographies avec différents temps de pause dans un modèle physique de bassin circulaire. Pour de petits temps de pause (0.25 s), leurs clichés étaient pertinents pour observer des structures spécifiques de l'écoulement. Des temps de pause plus importants (15 s) donnaient quant à eux des informations sur le mouvement à long terme des particules. Par ailleurs, la succession de clichés leur a permis de mettre en évidence la nature stochastique du mouvement des solides. En effet, les chemins différaient au cours du temps pour une zone d'observation donnée. Une telle observation est également très utile à la compréhension de phénomènes tels que le dépôt et la remise en suspension.

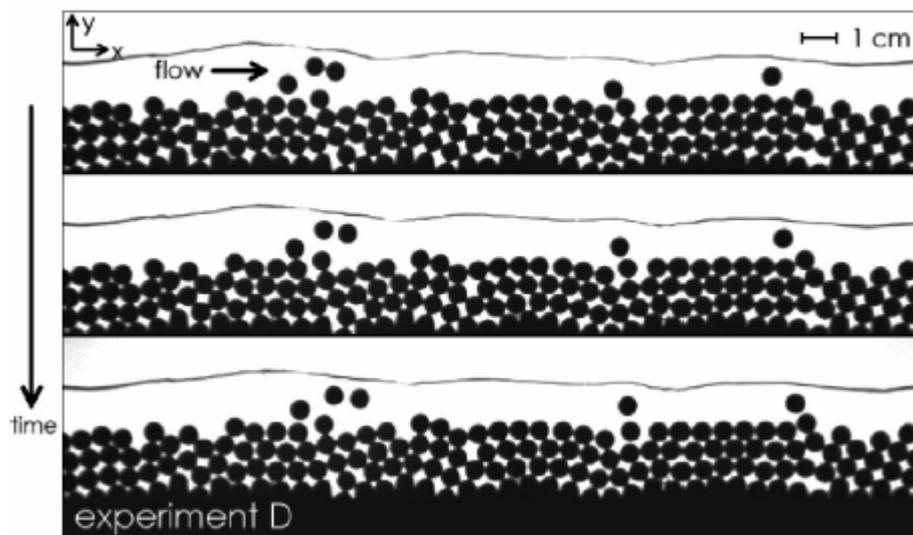


Figure 1.7. Suivi des trajectoires de billes de verre dans un canal étroit. D'après Böhm (2004).

Bigillon (2001) a ainsi mis au point un dispositif expérimental pour suivre la trajectoire d'une bille de verre dans un canal étroit. Ce dispositif a permis de décrire deux formes de mouvement caractéristiques : le roulement (Ancey *et al.*, 2003) et la saltation (Ancey *et al.*, 2002). Böhm (2004) a adapté ce dispositif pour suivre la trajectoire de plusieurs billes de diamètre 6 mm (figure 1.7). La largeur était fixée à 6.5 mm de façon à pouvoir détecter toutes les billes par analyse d'images. L'auteur a ainsi finement caractérisé les trajectoires d'un ensemble de particules en roulement et en saltation. De plus, malgré une injection solide constante dans le temps, ce dispositif a permis de mettre en évidence des fluctuations temporelles importantes du débit solide en une section donnée, tout particulièrement dans le cas d'un fond mobile (Böhm *et al.*, 2004).

Description à grande échelle

Les recherches sur le transport solide à grande échelle se nourrissent de cette approche à petite échelle pour établir des paramètres globaux utilisables par l'ingénieur. Par des considérations hydrodynamiques, Shields (1936), cité par Graf & Altinakar (1996), a mis en évidence une relation entre la contrainte de cisaillement adimensionnelle et le diamètre adimensionnel. Le diagramme de Shields, qui définit un seuil de mise en mouvement (figure 1.8), demeure une référence dans l'étude du transport solide en canal.

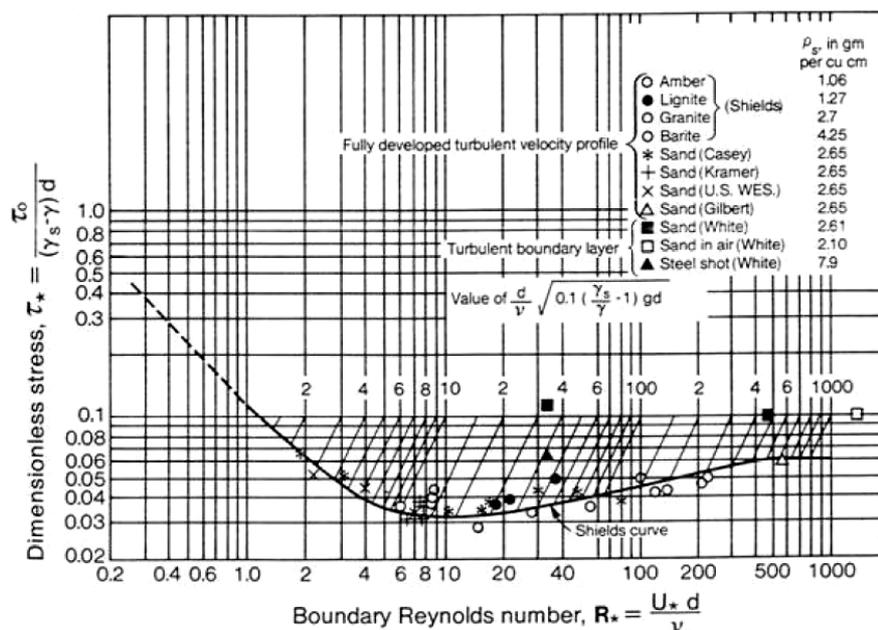


Figure 1.8. Le diagramme de Shields (1936)¹.

¹ <http://users.rowan.edu/~wyrick/EFM/lectures/sediment%20transport%20figures.pdf> (06/06/2008).

Sur la base de ces travaux, des formules de débit solide ont été établies. Le lecteur intéressé pourra se reporter à l'ouvrage de Koulinski (1993) pour les formules utilisables en rivières et en torrents, et à l'ouvrage de Ashley *et al.* (2004) pour les formules utilisables en réseau d'assainissement.

Dans les bassins, les deux informations qui nous intéressent sont :

- l'efficacité, c'est-à-dire le rapport entre la masse de particules retenues dans le bassin (par décantation) et la masse de particules entrantes,
- les zones de dépôt.

La première information permet de connaître la capacité de dépollution de l'ouvrage ; la seconde est indispensable à son exploitation.

Précisons que le terme « efficacité » est ambigu dans la mesure où on souhaite parfois qu'un bassin soit le moins efficace possible. C'est par exemple le cas quand, pour des raisons de facilité d'exploitation (garantir un volume efficace, éviter un curage régulier, *etc.*), on veut éviter au maximum le dépôt des MES.

Efficacité globale des ouvrages d'assainissement

Il existe des études effectuées dans des ouvrages grandeur nature : Leclaire (1997), Letondu (1997), Torres (2008). Cependant, du fait de la difficulté de procéder à des mesures au sein d'un tel ouvrage, la démarche la plus couramment employée consiste à construire et instrumenter un modèle physique de petite taille, c'est-à-dire de quelques m³ à quelques dizaines de m³. Notons l'exception notable des travaux d'Adamsson *et al.* (2005) qui ont procédé à des mesures dans un bassin rectangulaire de 115 m³, néanmoins sans expériences de transport solide.

Garde *et al.* (1990) ont ainsi procédé à une série d'expériences dans un bassin rectangulaire de longueur variant entre 10 et 15 m, de largeur 0.75 m, et de profondeur 0.5 m. L'entrée et la sortie se faisaient par des canaux de largeur 0.3 m. L'augmentation entre la largeur des canaux d'entrée et de sortie (0.30 m) et la largeur du bassin (0.75 m) était progressive. Deux diamètres de sable (densité : 2.65) ont été utilisés : 0.082 mm et 0.106 mm. 162 expériences variant la pente, le débit, la taille du sédiment, la concentration et la longueur du bassin ont été menées. Garde *et al.* ont de cette façon établi une formule d'efficacité gouvernée par deux

paramètres : le rapport de la longueur du bassin sur la hauteur d'eau, et le rapport de la vitesse de chute des particules sur la vitesse de frottement.

Saul *et al.* (1992) ont quant à eux étudié la décantation dans un bassin circulaire. Les résultats obtenus ont été exploités pour établir un modèle théorique simple de décantation.

Sur la base de travaux antérieurs et de leurs propres expériences effectuées dans un long bassin cylindrique (longueur 9.3 m, diamètre 0.441 m) équipé d'une entrée et de deux sorties (conduite de fond et seuil déversant), Kowalski *et al.* (1999) ont proposé une expression de l'efficacité de dépollution. Les paramètres adimensionnels de cette formule sont le rapport de la vitesse de chute sur la vitesse moyenne de l'eau, le rapport du débit entrant sur le débit déversé, le rapport de la longueur sur le diamètre, et un nombre adimensionnel représentatif de l'aptitude à la décantation (faisant intervenir le diamètre et la masse volumique des particules).

Des études globales d'efficacité ont également été effectuées pour les déversoirs d'orage. Kehrwiller (1995) a ainsi procédé à des expériences dans trois modèles physiques de déversoirs : un déversoir latéral simple, un déversoir frontal et un déversoir latéral double. Des particules de polystyrol ($d < 200 \mu\text{m}$; masse volumique de l'ordre de 1030 kg/m^3) ont été injectées pour différents débits d'entrée et débits conservés. Les masses de particules injectées, décantées, conservées et déversées ont été déterminées. L'auteur a établi les courbes d'efficacité des trois déversoirs, qu'il a ensuite comparés selon différents critères. Kehrwiller a également mis en évidence l'effet concentrateur en pollution de chacun des déversoirs pour les faibles débits ; cela signifie que les déversoirs contribuent à la dépollution des effluents.

Luyckx *et al.* (1999) ont procédé à des mesures d'efficacité dans 20 géométries de déversoir latéral à crête haute. Les longueurs de tranquillisation, de déversement et de stockage étaient ajustables. Deux diamètres d'entrée (29 et 36 cm) ont été utilisés. Les auteurs ont procédé à des essais avec quatre types de particules : trois tailles de particules de bakélite (vitesses de chute : 70.6, 80.2 et 131.4 m/h) et une taille de particules de nylon (vitesse de chute : 242.5 m/h). Les auteurs ont ainsi établi une formule d'efficacité. Les grandeurs clés sont le rapport du débit conservé sur le débit entrant ; un terme adimensionnel faisant intervenir la vitesse de chute, le diamètre d'entrée et le débit entrant ; ainsi qu'un terme adimensionnel faisant intervenir la vitesse de chute et le débit entrant. Deux paramètres, dont les auteurs donnent les

expressions en fonction des dimensions du déversoir, sont utilisés dans cette formule. Luyckx *et al.* ont utilisé cette formule pour proposer des recommandations de dimensionnement.

Les expériences relatées ci-dessus se sont attachées à décrire le transport solide de façon globale, c'est-à-dire en déterminant l'efficacité d'un ouvrage selon ses caractéristiques géométriques, des grandeurs globales de l'écoulement, et les caractéristiques des particules. Ces études ne caractérisaient cependant pas les dépôts. Ces derniers pouvant présenter une distribution spatiale hétérogène, l'exploitation optimale de l'ouvrage passe par leur connaissance.

Description plus précise des dépôts

Saul & Ellis (1992) ont procédé à des injections de particules (noyaux d'olive broyés de diamètre 75 μm et de vitesse de chute 2.8 m/h) dans plusieurs bassins rectangulaires (longueur entre 2 et 4.8 m, largeur entre 0.67 et 2 m) présentant différents types de canaux de temps sec. Les auteurs ont travaillé en régime transitoire, testant trois hydrogrammes. Ils ont notamment mis en évidence le fait que :

- le champ de vitesse a une influence très importante sur le volume et la localisation des dépôts (uniformément répartis ou localisés),
- la majorité des particules se déposent en fin d'hydrogramme.

Stovin & Saul (1994) ont effectué des mesures de vitesse et de dépôts (noyaux d'olives broyés, d_{50} : 47 μm , densité : 1.5) dans un bassin de longueur 2 m et de largeur 0.972 m. La hauteur d'eau était fixée à 0.196 m. Sous l'hypothèse d'un profil logarithmique de vitesse selon la verticale, les auteurs ont pu cartographier la contrainte de cisaillement sur le fond du bassin. Ils ont ainsi mis en évidence le fait que, dans le cas d'un écoulement composé d'une grande recirculation asymétrique, les dépôts correspondaient aux zones de faible contrainte de cisaillement. L'intervalle de valeurs 0.03 – 0.04 Pa a été proposé pour la contrainte de cisaillement critique de dépôt. Stovin & Saul (1996) ont également établi une expression de l'efficacité selon le pourcentage surfacique du bassin où la contrainte de cisaillement est inférieure à la valeur critique.

Kantoush *et al.* (2007) ont procédé à des expériences dans un bassin de longueur 6 m et de largeur variable (2, 3 et 4 m). Entrée et sortie étaient constituées de canaux de largeur 0.25 m. La hauteur d'eau était imposée à 0.3 m. La concentration d'injection des particules était de

l'ordre de 3 g/L. Les auteurs ont suivi l'évolution des dépôts de particules (d_{50} : 50 μm ; densité : 1.5) sur le fond du bassin. Ils ont constaté que les dépôts étaient répartis d'autant plus uniformément sur le fond que le rapport de la longueur sur la largeur était grand.

S'il existe plusieurs études expérimentales sur l'efficacité globale d'ouvrages (bassins, déversoirs, *etc.*), il y a un véritable manque de données concernant la localisation des dépôts. Leur localisation est pourtant une information indispensable, non seulement à l'exploitation optimale d'un bassin, mais aussi à la validation des modèles de transport solide.

2.4. Modélisation numérique

Différentes approches

La modélisation du transport solide dans les bassins peut être entreprise selon plusieurs méthodes. Stamou (1995) en a proposé une revue bibliographique, depuis le modèle monodimensionnel, uniforme et laminaire de Hazen (1904) (mettant en évidence le fait que le paramètre critique est la surface et non pas la profondeur) jusqu'aux modèles bi- et tridimensionnels, en passant par les modèles empiriques prévoyant l'efficacité en fonction de divers paramètres, mais sans finement prendre en considération l'écoulement.

Pour prendre l'écoulement en considération, il faut dans un premier temps le simuler, comme décrit dans la première partie de ce chapitre, puis ensuite utiliser le résultat hydraulique pour déterminer le comportement de la phase solide. Parmi les approches utilisant le résultat d'une simulation de l'écoulement, nous distinguons les deux principales :

- le suivi de concentration,
- le suivi de particules.

Lafond (1995) a comparé quatre codes de transport en suspension fondés sur l'une ou l'autre de ces approches. En comparant leurs résultats à des données expérimentales collectées en bassin, l'auteur a pu préciser les points forts et les limites de chacun d'entre eux.

Suivi de concentration

Cette approche consiste à suivre la concentration au moyen d'une équation de convection-dispersion (Iman *et al.*, 1983 ; Abdel-Gawad & McCorquodale, 1984 ; Stamou *et al.*, 1989 ; Zhou & McCorquodale, 1993 ; Adamsson *et al.*, 2005 ; Wallis *et al.*, 2006). Si cette démarche

permet de déterminer des profils de concentration (et donc notamment les zones de forte concentration), elle ne permet cependant pas d'accéder directement aux zones de dépôts.

Pour cela, une équation de continuité pour la phase solide (Graf & Altinakar, 1996) doit être prise en compte. Son utilisation permet de suivre l'évolution du fond au cours du temps (Khosronejad *et al.*, 2007 ; Torres, 2008). Un modèle de dépôt et d'érosion est alors nécessaire ; Milisic & Chebbo (2005) ont par exemple défini un modèle d'érosion fondé sur le rapport énergie cinétique turbulente sur énergie transmise aux sédiments.

Suivi de particules

L'approche lagrangienne du transport solide, plus communément appelée « suivi de particules », consiste à suivre les trajectoires d'un grand nombre de particules individuelles puis à effectuer un bilan sur leur devenir (particules évacuées, déposées, *etc.*). Le lien entre suivi de concentration et suivi de particules peut être vu dans l'assimilation de la concentration à la probabilité de présence des particules (Chebbo *et al.*, 1998).

Par rapport au suivi de concentration, l'approche lagrangienne du transport solide est justifiée par le fait qu'un calcul d'efficacité consiste à déterminer la quantité de pollution uniquement en sortie d'ouvrage et non pas dans tout le domaine (Chebbo *et al.*, 1998), ou encore par le fait qu'elle constitue une description plus physique du phénomène et qu'elle permet de déterminer plus facilement le comportement de particules de différentes caractéristiques (Jayanti & Narayanan, 2004).

Selon cette approche, les trajectoires des particules sont déterminées par l'intégration d'un bilan de forces (Maxey & Riley, 1983) pas de temps après pas de temps. Les interactions entre particules (collisions) ne sont généralement pas prises en compte. Notons l'exception notable des travaux de Schmeeckle & Nelson (2003), les auteurs ayant appliqué une approche lagrangienne pour modéliser le charriage en rivière. Dans le cas d'une faible concentration, comme c'est généralement le cas en assainissement, l'hypothèse consistant à négliger les contacts est tout à fait acceptable. Nous n'aborderons pas dans ce travail de thèse les aspects liés à une éventuelle cohésion des particules.

Dans les bassins, le suivi de particules a été mis en œuvre notamment par : Stovin & Saul (1996, 1998), Chebbo *et al.* (1998), Kowalski *et al.* (1999), Stovin *et al.* (1999, 2002),

Adamsson *et al.* (2003), Jayanti & Narayanan, 2004. En ce qui concerne les déversoirs, Harwood & Saul (2001) ont comparé les avantages et les inconvénients d'une approche lagrangienne par rapport à une modélisation physique. Pollert & Stránský (2003) l'ont appliquée à un déversoir latéral à crête haute.

Les principales difficultés du suivi de particules sont :

- la prise en compte de la turbulence dans le mouvement des particules,
- la condition limite sur le fond de l'ouvrage.

Prise en compte de la turbulence

La turbulence est un moteur du transport dans les écoulements. Jayanti & Narayanan (2004) ont par exemple mis en évidence deux diamètres critiques pour décrire l'action des structures turbulentes sur le comportement des particules : les particules de diamètre inférieur au plus petit des deux sont entraînées par les « tourbillons » ; quant aux particules de diamètre supérieur au plus grand des deux, elles ne sont pas influencées par la turbulence, leur inertie étant beaucoup plus grande.

Dans le bilan de forces de chaque particule, la vitesse du fluide porteur intervient, notamment dans la force de traînée. Cependant, cette vitesse n'est pas la vitesse moyenne, calculée lors de l'étape de simulation hydraulique, mais la vitesse instantanée, non calculée. Cette dernière peut être construite, de façon simplifiée, au moyen d'un modèle stochastique (Bayazit, 1972). Ce modèle conceptuel génère ainsi des nombres aléatoires pour construire des vitesses fluctuantes à partir des grandeurs turbulentes globales calculées quant à elles lors de l'étape de simulation de l'écoulement (énergie cinétique turbulente, taux de dissipation de l'énergie cinétique turbulente, *etc.*). Ce type de modèle se fonde néanmoins sur des hypothèses contestables (représentation de la turbulence par des tourbillons) ; il requiert par ailleurs l'utilisation de paramètres sans véritable sens physique (Shirokar *et al.*, 1996).

Condition limite sur le fond de l'ouvrage

La seconde difficulté du suivi de particules est la détermination du devenir d'une particule atteignant le fond de l'ouvrage. Se dépose-t-elle ou est-elle remise en suspension dans l'écoulement ?

Il existe deux conditions limites principales :

- le dépôt (*trap*) : elle consiste à stopper la trajectoire de la particule touchant le fond,

- le rebond (*reflect*) : la particule atteignant le fond est remise en suspension dans l'écoulement.

Une troisième condition, combinant les deux précédentes, est également utilisée : elle consiste à faire rebondir la particule un nombre de fois fixe (Stovin & Saul, 1996) ou aléatoire (Chebbo *et al.*, 1998), puis à stopper sa trajectoire (dépôt).

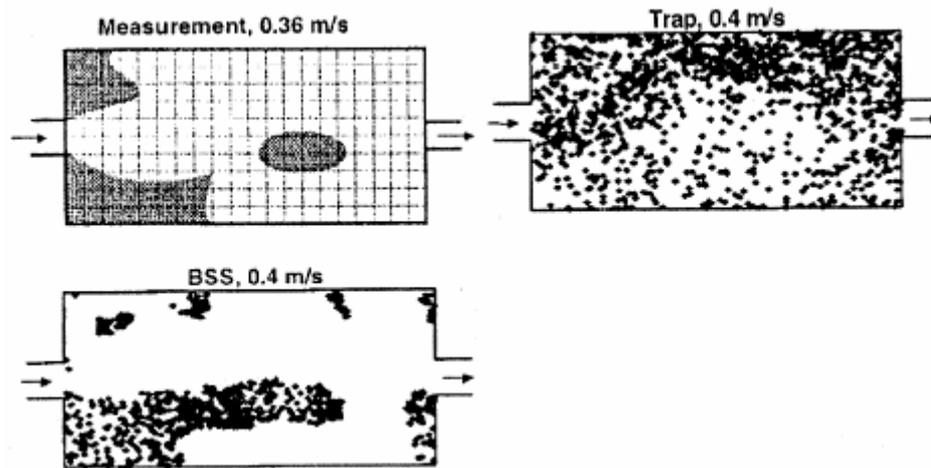


Figure 1.9. Comparaison entre les dépôts expérimentaux et les dépôts simulés avec les conditions *trap* et BSS. D'après Adamsson *et al.* (2003).

Si les trois conditions précédentes peuvent être pertinentes dans le cas de dépôts uniformes ou bien seulement si on cherche à reproduire l'efficacité globale d'un ouvrage, elles conduisent en revanche à de mauvais résultats dans le cas de dépôts localisés (Stovin & Saul, 1996). Suite aux conclusions de Stovin & Saul (1994) sur le lien entre zones de dépôts et zones de faible contrainte de cisaillement, Adamsson *et al.* (2003) ont implémenté dans un code de calcul 3D une condition limite fondée sur le seuillage de la contrainte de cisaillement sur le fond. Quand une particule atteint le fond, elle rebondit si la contrainte de cisaillement locale est supérieure au seuil choisi. Dans le cas contraire, la particule se dépose. Les auteurs ont montré que cette condition était pertinente pour décrire la localisation des dépôts ainsi que l'efficacité. Cette nouvelle condition, BSS pour *bed shear stress*, montre en effet de grandes améliorations par rapport à une condition de type *trap* qui, pour les fortes vitesses, surestime l'efficacité (Stovin & Saul, 1996) et ne permet pas de reproduire les zones préférentielles de dépôt (figure 1.9). Plusieurs différences subsistent néanmoins : la simulation prévoit ainsi des dépôts dans certaines zones restées vierges expérimentalement (coins aval du bassin, le long

de la paroi gauche), n'en prévoit pas dans des zones où des dépôts ont pourtant été constatés (coin amont situé à gauche de l'entrée), *etc.*

CONCLUSION DU CHAPITRE 1

Dans la partie hydraulique, nous avons montré la complexité des écoulements pouvant se développer après des expansions brutales de la section : recirculations symétriques, recirculations asymétriques, écoulement oscillatoire, écoulement piston, *etc.* Même pour une géométrie aussi simple qu'un bassin rectangulaire peu profond (expansion uniquement horizontale), le seul critère disponible à l'heure actuelle ne permet pas de différencier deux recirculations symétriques d'un écoulement piston. Dans le cas des bassins pour lesquels l'expansion est à la fois horizontale et verticale, nous disposons de peu de données, et d'aucun critère de prévision de l'écoulement.

Dans la partie concernant le transport solide, nous avons montré que s'il existe plusieurs études expérimentales consacrées à l'efficacité des ouvrages d'assainissement, peu s'intéressent à la localisation des dépôts. Cette information est pourtant capitale, non seulement pour optimiser l'exploitation des bassins, mais aussi pour améliorer les modèles de transport solide, encore peu performants à l'heure actuelle, justement quant à la localisation des dépôts.

Devant le manque de données concernant, d'une part les expansions à la fois horizontales et verticales, et d'autre part la localisation des dépôts dans des conditions hydrauliques variées, un pilote expérimental a été construit et instrumenté. Le chapitre 2 présente ce dispositif ainsi que la banque de données collectées grâce à lui.

Ensuite, le chapitre 3 présentera en détails les modèles numériques d'écoulement et de transport solide que nous avons jugés pertinents. L'accent sera mis sur les difficultés mises en évidence dans le chapitre 1. En transport solide, nous proposons une nouvelle condition limite pour le fond, fondée sur un seuillage de l'énergie cinétique turbulente.

Le chapitre 4 sera consacré à la confrontation des données expérimentales du chapitre 2 et des résultats simulés. L'objectif de ce chapitre sera de définir le champ d'application de la modélisation 3D du transport solide par suivi de particules.

Le chapitre 5 s'intéressera à son application à un ouvrage grandeur nature pour lequel des données expérimentales sont disponibles.

Enfin, sur la base de données expérimentales et numériques, le chapitre 6 proposera des critères de prévision de la forme de l'écoulement dans les bassins rectangulaires, pour les expansions uniquement horizontales, ainsi que pour les expansions à la fois horizontales et verticales.

CHAPITRE 2 : EXPERIMENTATION SUR PILOTE

INTRODUCTION DU CHAPITRE 2

Nous avons fait le choix d'un bassin rectangulaire, forme largement utilisée en assainissement et dont le fonctionnement est pourtant encore mal connu. Sa géométrie et sa configuration ont été choisies dans le but de combler le manque de données expérimentales mis en évidence dans le chapitre précédent.

En hydraulique, nous manquons d'information sur l'écoulement dans les bassins rectangulaires après une expansion à la fois horizontale et verticale (souvent rencontrée dans la réalité). En effet, le seul critère de prévision existant concerne l'écoulement dans les bassins rectangulaires peu profonds après une expansion horizontale (Dewals *et al.*, 2008). Nous aurons donc besoin d'un bassin présentant une certaine hauteur par rapport à la conduite d'entrée.

En transport solide, nous disposons de peu de données sur la localisation des dépôts ; seuls Stovin & Saul (1994), Stovin (1996), et Kantoush *et al.* (2007) ont effectué des mesures de zones de dépôts dans des ouvrages de type bassin piège à connexion directe (selon la classification de Ta, 1988), c'est-à-dire des ouvrages équipés d'une entrée et d'une sortie situées toutes deux sur le fond. De ce fait, nous choisirons un ouvrage de type bassin de transit, c'est-à-dire équipé de deux sorties (une conduite et un seuil déversant).

Par ailleurs, nous avons décidé en cours de thèse de procéder à des expériences de transport solide dans le bassin en présence de colonnes de type soutènement (qu'on trouve dans les bassins enterrés), ainsi qu'en positionnant divers obstacles. Ces expériences complémentaires sont justifiées non seulement par l'absence de données expérimentales pour ces

configurations, mais aussi par la nécessité de disposer de conditions d'écoulement et de dépôt variées pour tester la modélisation 3D du transport solide.

1. DISPOSITIF EXPERIMENTAL

1.1. Bassin pilote

Géométrie

Le bassin expérimental, illustré sur la figure 2.1, est constitué de parois de plexiglas d'épaisseur 1.5 cm. Il s'agit d'un bassin rectangulaire de longueur 180 cm et de largeur 76 cm. L'entrée est constituée d'une conduite circulaire de diamètre 8 cm, dont la base est située 5 cm au dessus du fond horizontal (pour des raisons de facilité de construction). Le bassin dispose de deux sorties. La première est une conduite identique à celle d'entrée, située également à 5 cm du fond sur la face aval. La seconde sortie est un seuil déversant situé à la cote 40 cm par rapport au fond. Il est placé à 160 cm de la face amont. L'eau déversée est évacuée par une rigole dont le fond est situé 18 cm au dessus du fond du bassin. Des renforts latéraux, en plexiglas également, ont été positionnés sur les parois verticales pour éviter leur déformation.

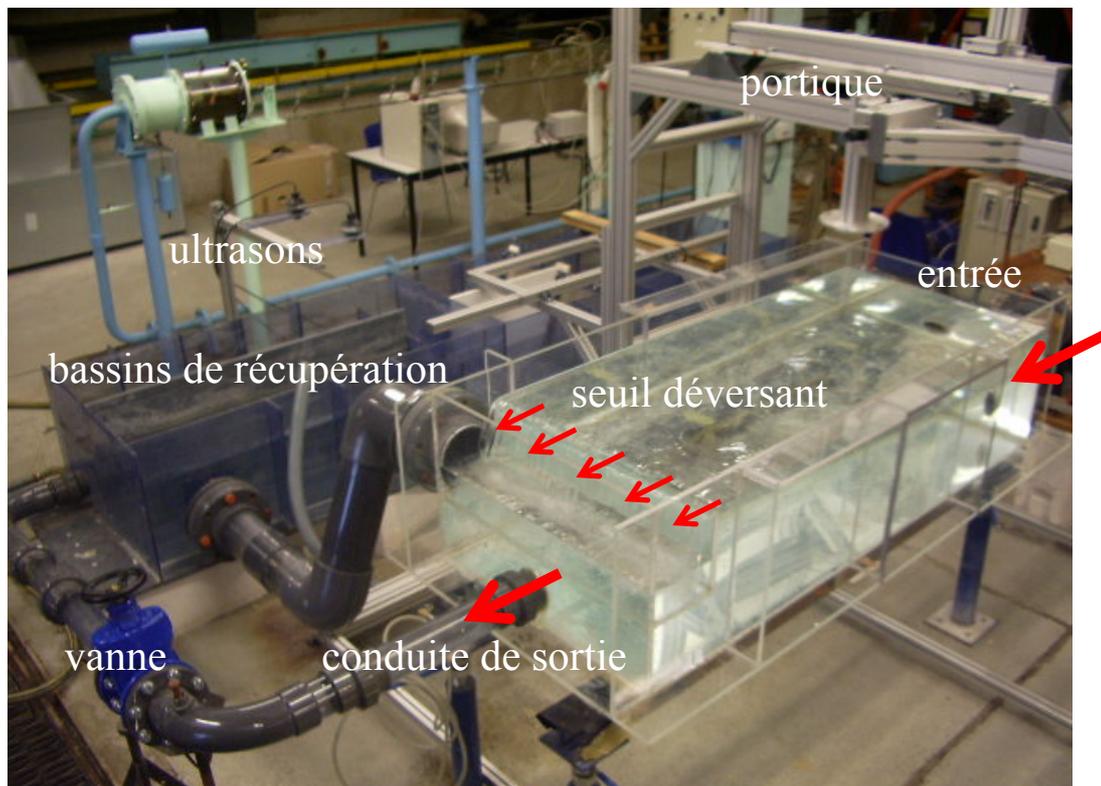


Figure 2.1. Le bassin expérimental.

Circuit hydraulique

Le circuit hydraulique est schématisé sur la figure 2.2. Une pompe, pilotée par un variateur de vitesse, débite entre 1 et 10 L/s pour alimenter le bassin en circuit fermé depuis un réservoir. Nous l'utilisons en général dans la gamme 1 – 5 L/s. Le débit d'entrée est mesuré par un débitmètre électromagnétique. Si on additionne l'incertitude de mesure aux petites fluctuations de vitesse de la pompe au cours des expériences, on obtient une incertitude de +/- 0.1 L/s pour des débits supérieurs à 1 L/s. Au dessous de 1 L/s, l'incertitude devient plus importante.

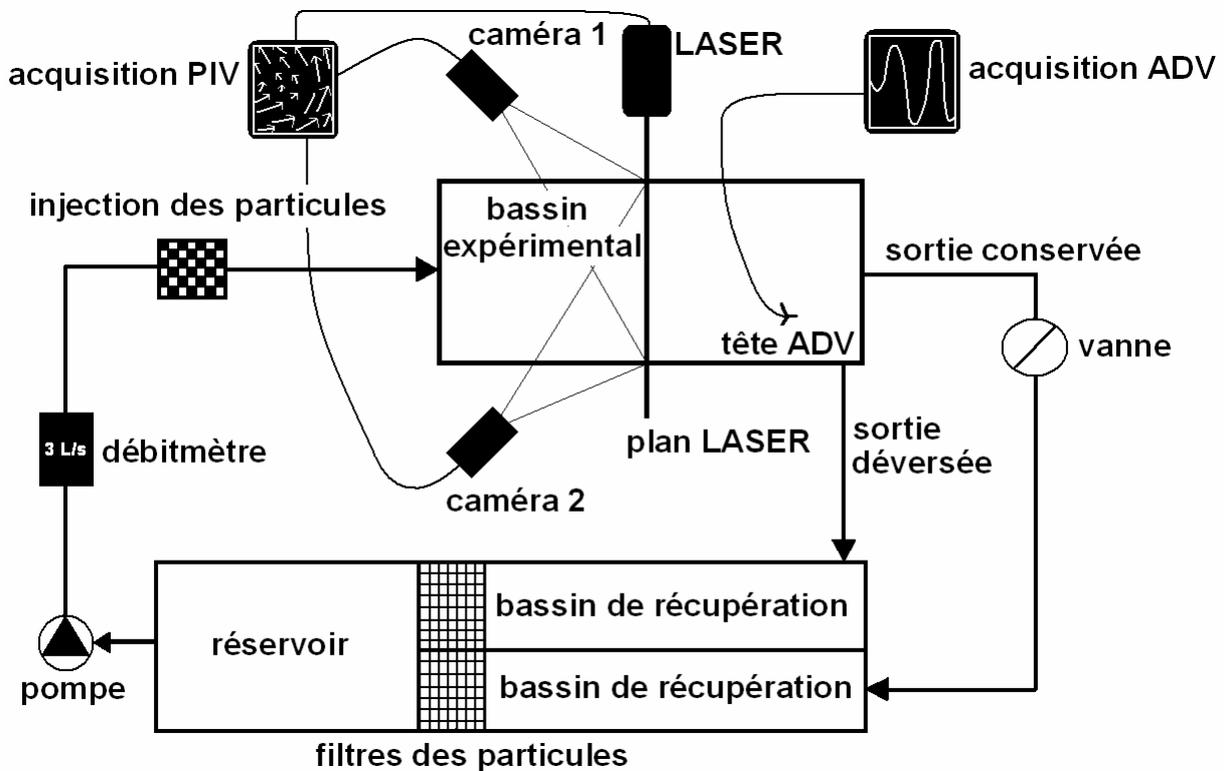


Figure 2.2. Schéma du dispositif expérimental (vue de dessus).

Une vanne située sur la conduite de sortie permet de réguler la hauteur d'eau dans le bassin ainsi que la répartition du débit entre les deux sorties. L'eau évacuée par chacune des deux sorties est convoyée vers un bassin spécifique. En sortie de chacun de ces bassins, un seuil triangulaire et un capteur à ultrasons permettent de déterminer le débit par une loi de seuil, comme exprimé dans l'équation (2.1). Ici, Q est le débit ; h , la hauteur d'eau en amont du seuil, mesurée depuis la base du seuil ; k et n , des constantes.

$$Q = kh^n \quad (2.1)$$

Les constantes des deux lois de seuil sont données dans le tableau 2.1, si Q et h sont exprimés respectivement en L/s et en cm.

	k	n
conduite de sortie	0.0101	2.48
seuil déversant	0.0120	2.43

Tableau 2.1. Lois des deux seuils triangulaires.

Les eaux sont ensuite convoyées vers le réservoir de pompage indiqué sur la figure 2.2, fermant ainsi le circuit hydraulique.

Représentativité par rapport aux bassins réels

Le bassin expérimental utilisé n'est pas le modèle réduit d'un ouvrage réel. Cependant, la question de la transposabilité des résultats obtenus aux bassins grandeur nature doit être posée.

Selon Berlamont (1981), cité par Luyckx *et al.* (1999), les résultats hydrauliques obtenus sur un modèle physique sont transposables à un ouvrage réel :

- si la similitude dynamique de Froude est respectée, c'est-à-dire que le rapport des forces d'inertie sur les forces de gravité doit être le même dans le modèle physique et dans l'ouvrage réel,
- et si le nombre de Reynolds dans le modèle physique est suffisamment grand pour que les forces de viscosité soient négligeables devant les forces d'inertie.

La similitude de Froude aboutit à l'équation (2.2), qui définit le lien entre la vitesse et la hauteur d'eau. Nous considérons ici les variables en entrée de bassin : U est la vitesse ; h, la hauteur d'eau. Les indices M et R font référence respectivement au modèle physique et à l'ouvrage réel.

$$\frac{U_M}{U_R} = \left(\frac{h_M}{h_R} \right)^{1/2} \quad (2.2)$$

Nous nous sommes reportés à deux bassins réels afin de déterminer quels débits devaient être imposés dans le bassin expérimental pour être en similitude avec un fonctionnement classique de bassin grandeur nature. Pour cela, quelques caractéristiques du bassin de Sargé-les-Le-Mans et du bassin de Rosheim, décrits plus en détails dans le chapitre 5, sont présentées dans le tableau 2.2.

	Sargé-les-Le-Mans	Rosheim
Volume (m ³)	840	2975
Hauteur maximale avant déversement (m)	2.50	2.95
Débit caractéristique (L/s)	400	300
Diamètre de la conduite d'entrée (mm)	700	800
Vitesse d'entrée caractéristique (m/s)	1.0	0.6

Tableau 2.2. Caractéristiques du bassin de Sargé-les-Le-Mans et du bassin de Rosheim.

D'après Letondu (1997) et Leclaire (1997).

En utilisant l'équation (2.2), nous aboutissons à une vitesse dans le bassin expérimental de 0.4 m/s pour être en similitude avec le bassin de Sargé-les-Le-Mans, et 0.2 m/s pour être en similitude avec le bassin de Rosheim. Ces vitesses correspondant respectivement à des débits de 2 et 1 L/s, nous constatons que le bassin expérimental n'est en similitude avec ce type d'ouvrage que pour les débits les plus faibles.

Cependant, les mesures effectuées à Rosheim (Leclaire, 1997) et à Sargé-les-Le-Mans (Letondu, 1997) ont montré des dépôts répartis sur toute la surface du fond. Si ce type de comportement est intéressant à reproduire, il permet néanmoins d'acquérir peu de connaissances sur le mécanisme de sédimentation. Pour en apprendre davantage à ce sujet, il nous paraît beaucoup plus judicieux de se placer dans des conditions telles que les dépôts soient localisés en certaines zones du bassin. Imposer des débits expérimentaux plus importants, dans la gamme 1 – 5 L/s, est cohérent avec cet objectif.

Concernant le nombre de Reynolds, il montre un régime pleinement turbulent, la gamme de débit précédente correspondant à des valeurs comprises dans l'intervalle 16 000 – 80 000 (calculé en utilisant le diamètre de la conduite d'entrée comme longueur caractéristique).

Trois configurations de bassin

Le bassin tel que décrit précédemment constitue ce que nous appellerons désormais le « bassin brut ». Nous avons également procédé à des expériences pour deux autres configurations :

- en présence de colonnes de type soutènement,
- en présence de différents obstacles.

L'intérêt de procéder à des expériences en présence de colonnes vient du fait que la plupart des bassins construits en ville sont enterrés, ceci en raison du coût important de l'espace foncier. Le nombre de colonnes ainsi que leur dimension ont été choisies pour être en cohérence avec le bassin grandeur nature étudié numériquement par Ta (1999), et que nous avons choisi comme référence. Les colonnes, de diamètre 14 mm, sont en acier. Elles ont été peintes en noir de façon à pouvoir facilement distinguer les particules de couleur blanche se déplaçant à leur voisinage (figure 2.3). Deux dispositions ont fait l'objet d'essais : la première est une disposition alignée, les colonnes formant 8 rangées en longueur et 5 en largeur, comme illustré sur la figure 2.4 ; la seconde disposition est en quinconce, alternativement des rangées latérales de 4 et 5 colonnes, comme illustré sur la figure 2.5.

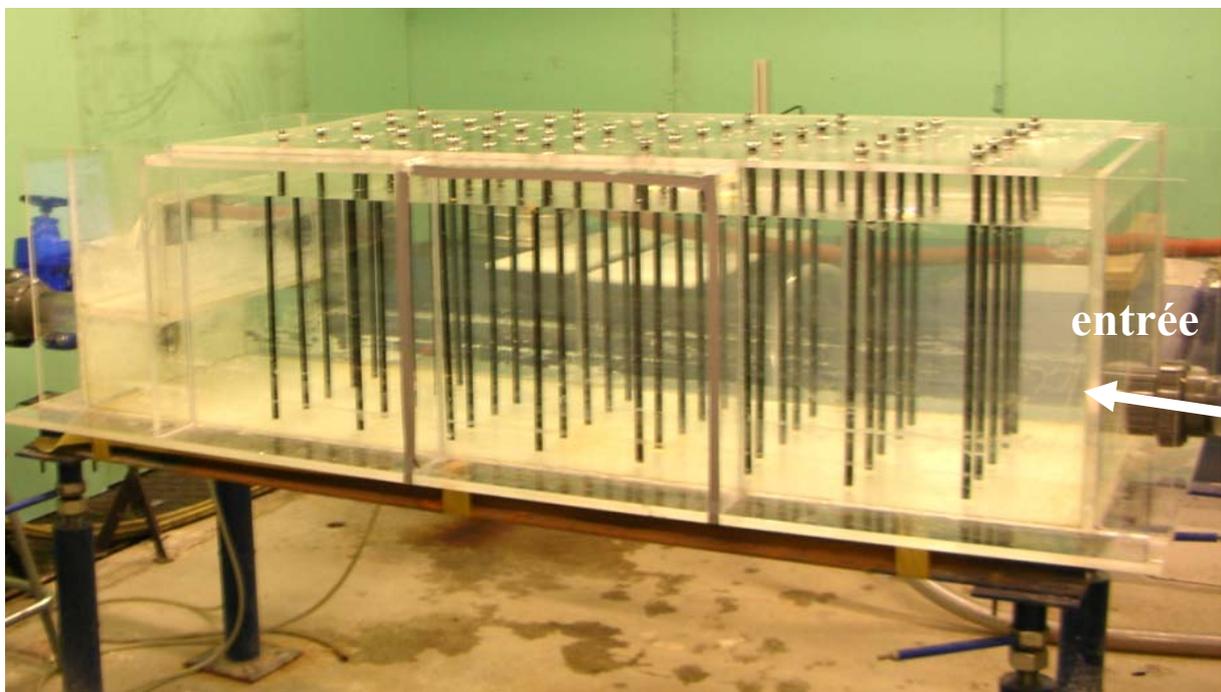


Figure 2.3. Photographie du bassin parsemé de colonnes (disposition alignée).

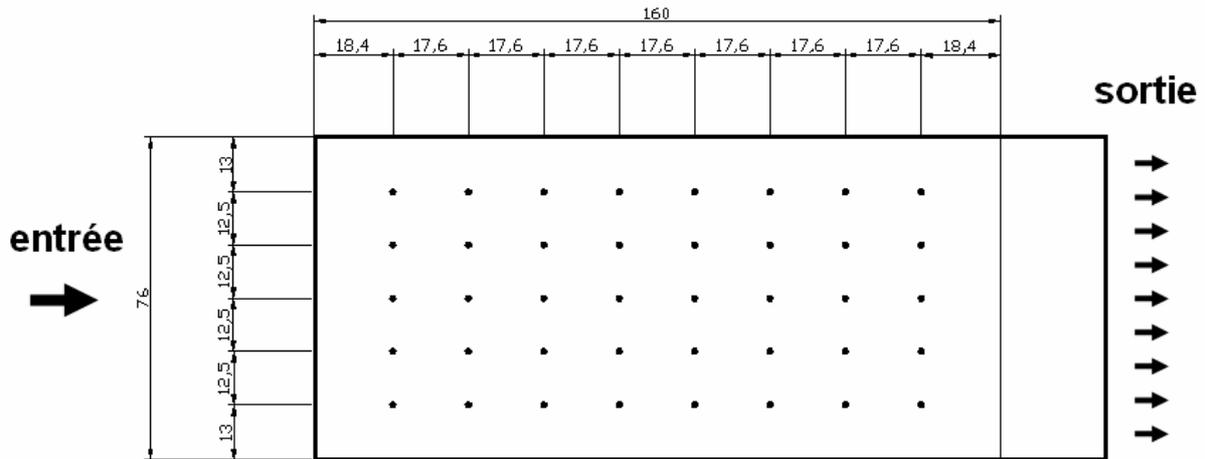


Figure 2.4. Disposition alignée des colonnes dans le bassin (vue de dessus). D'après Faffa & Weber (2007).

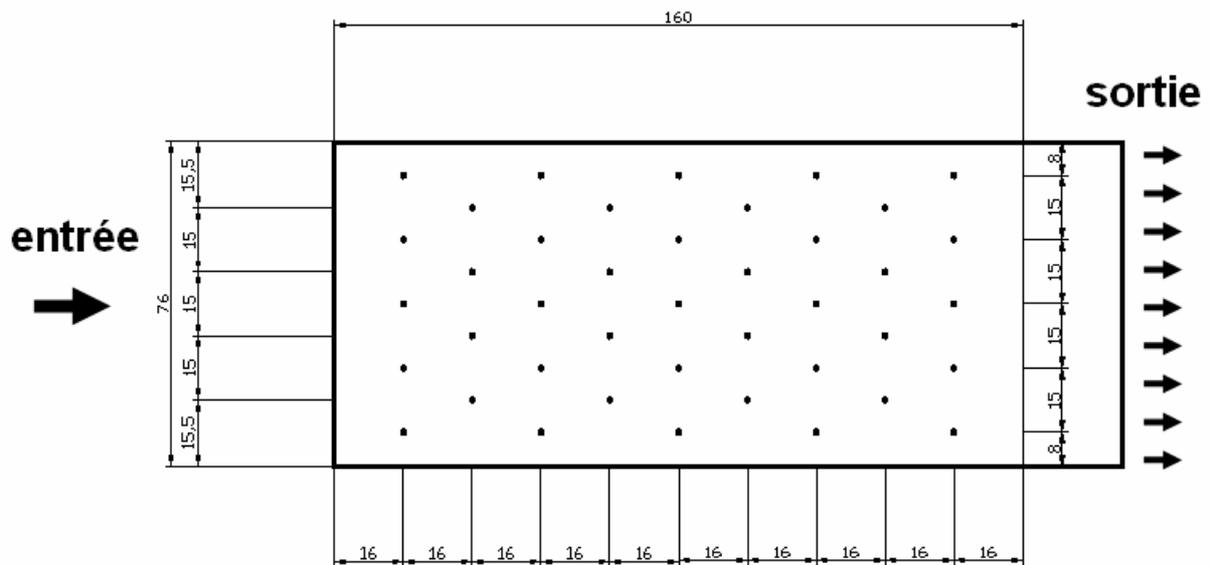


Figure 2.5. Disposition en quinconce des colonnes dans le bassin (vue de dessus). D'après Faffa & Weber (2007).

Quant à l'intérêt de procéder à des expériences en présence d'obstacles, il est de pouvoir proposer des aménagements visant à optimiser l'exploitation du bassin (favoriser ou restreindre le dépôt). Nous avons ainsi testé :

- un mur, de 14 cm de haut, positionné sur toute la largeur du bassin à 10 cm de l'entrée (figure 2.6),
- un mur, de hauteur 14 cm et de largeur 20 cm, positionné à 10 cm de l'entrée (figure 2.7),

- une paroi (la mire utilisée pour la calibration PIV) positionnée soit à 90 cm, soit à 47 cm de la face amont du bassin (figure 2.8). L'eau s'écoule alors par un espace de 14 mm entre la base de la paroi et le fond du bassin.

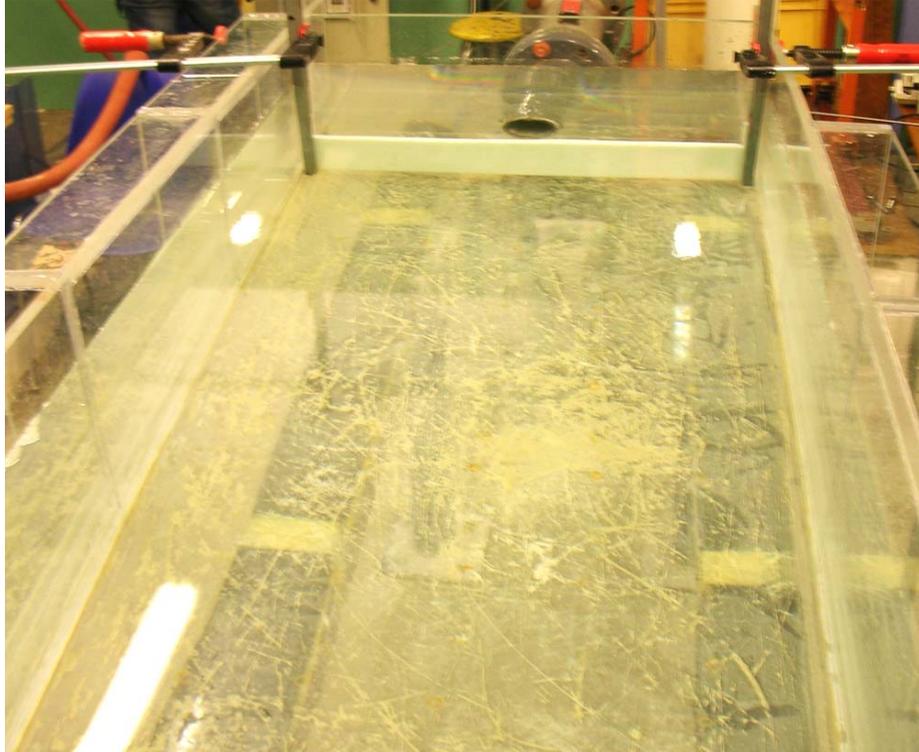


Figure 2.6. Mur positionné à 10 cm de la face amont du bassin sur toute la largeur du bassin.

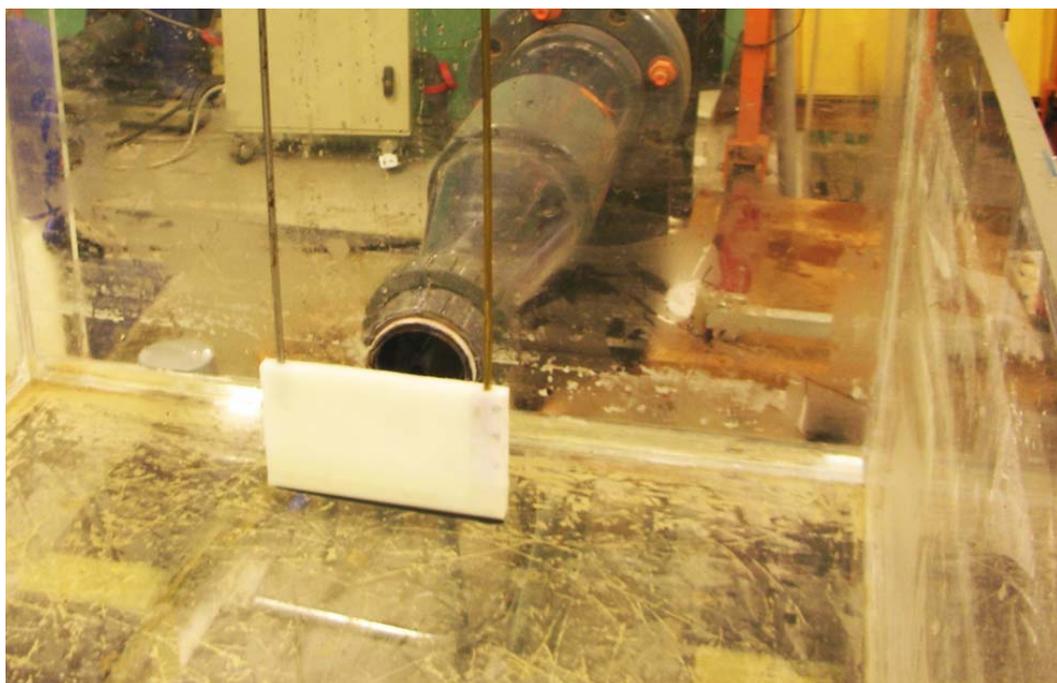


Figure 2.7. Mur étroit positionné à 10 cm de la face amont du bassin.

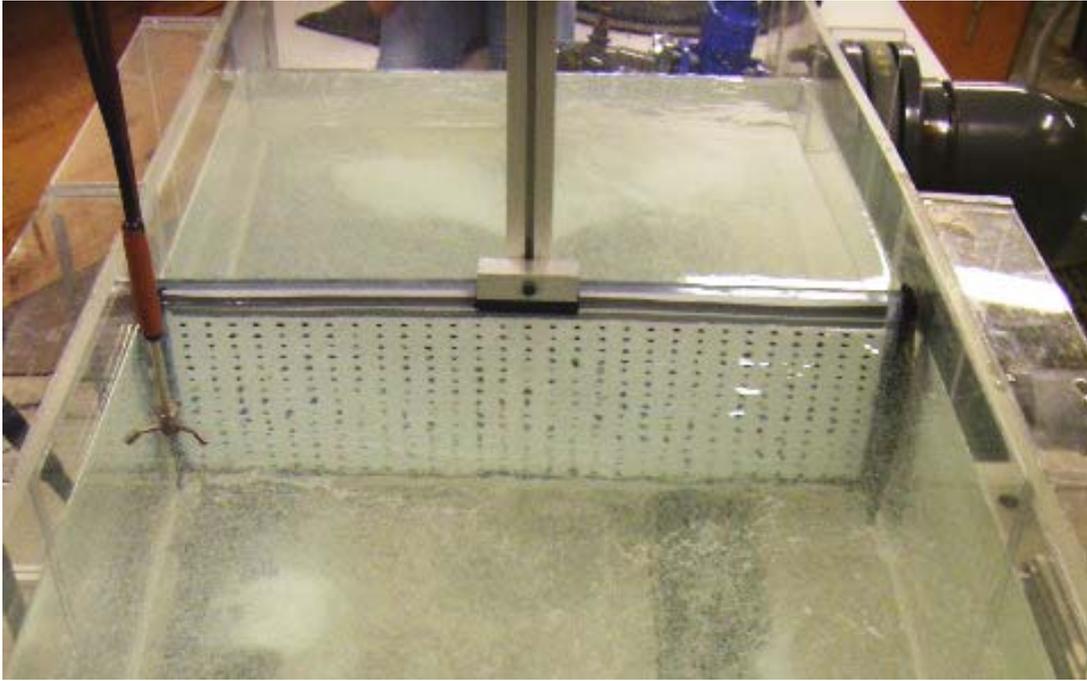


Figure 2.8. Paroi positionnée à 90 cm de la face amont du bassin.

En plus de proposer des données expérimentales pour des conditions non investiguées à l'heure actuelle, les expériences effectuées en présence de colonnes ou d'obstacles permettront de fournir des données dans des conditions complètement différentes de la configuration brute du bassin. Ceci sera utile pour tester la modélisation 3D et définir son champ d'application.

1.2. Mesures du champ de vitesse

Deux dispositifs complémentaires de mesure du champ de vitesse ont été installés sur le dispositif expérimental, comme indiqué sur la figure 2.2 :

- un vélocimètre acoustique Doppler, ADV (*acoustic Doppler velocimetry*), testé par Blanc (2004) : mesure ponctuelle des trois composantes de la vitesse instantanée,
- un système de vélocimétrie par images de particules, PIV (*particle image velocimetry*) : mesure dans un plan des trois composantes de la vitesse moyenne.

Cependant, l'existence d'appareils de mesure sophistiqués ne doit pas faire oublier le fait que l'observation à l'œil nu constitue bien souvent le meilleur moyen pour caractériser qualitativement un phénomène. Elle sera une étape indispensable pour choisir les conditions qui devront ensuite faire l'objet d'une mesure.

Ainsi, avant de mesurer la vitesse, nous procéderons à une description qualitative de l'écoulement. Celle-ci peut facilement être effectuée par l'observation à l'œil nu :

- des courants de surface, facilement identifiables en raison de la présence de remous (figure 2.9),
- des trajectoires et éventuellement des dépôts des particules naturellement présentes dans l'eau ou introduites à la main dans la conduite d'entrée (figure 2.10),
- du déplacement du panache d'un colorant injecté au niveau de l'entrée du bassin (fluorescéine).

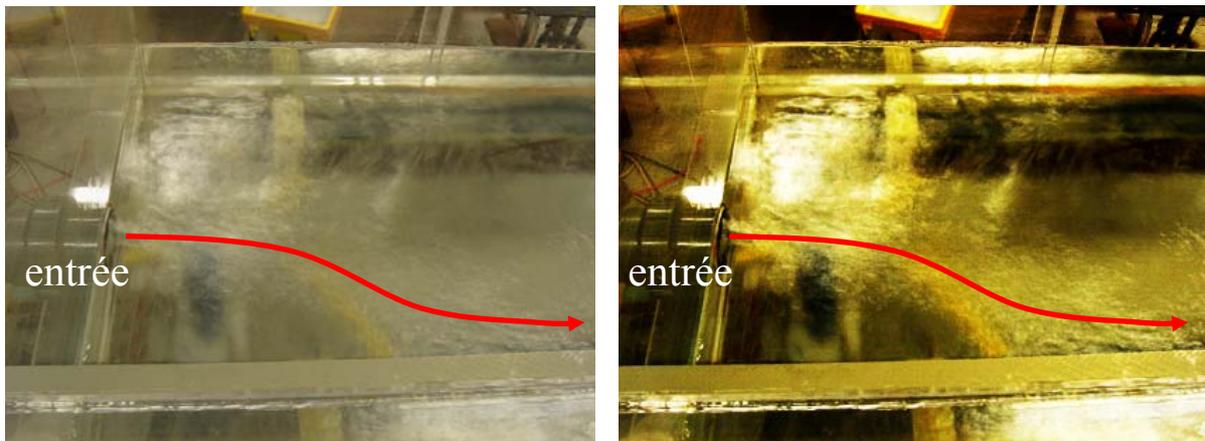


Figure 2.9. Photographie des courants de surface (image brute et image contrastée).

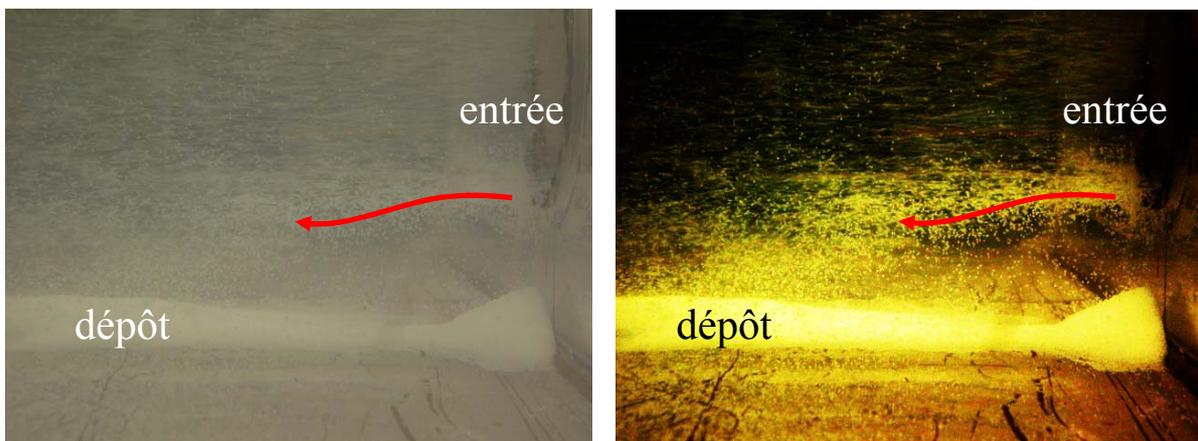


Figure 2.10. Photographie particules (image brute et image contrastée).

Vélocimétrie acoustique Doppler

L'ADV, photographié sur la figure 2.11, permet de mesurer ponctuellement les trois composantes de la vitesse à une fréquence de 50 Hz (Sontek, 2001). Le capteur est placé sur

le portique indiqué sur la figure 2.1. Il peut être déplacé manuellement suivant les trois directions d'espace, ce qui permet de cartographier la vitesse dans tout le bassin.

La mesure est effectuée dans un petit volume d'environ 1 cm^3 situé dans l'axe du capteur à une distance de la tête d'environ 5 cm. En plaçant l'axe du capteur de façon verticale, la tête orientée vers le bas, on ne peut ainsi mesurer que pour des profondeurs supérieures à 5 cm. Nous pourrions étendre les possibilités de mesure en plaçant le capteur horizontalement ou alors verticalement la tête vers le haut. Toutefois, en raison de la taille des trois branches de la tête, cela ne permet de gagner qu'un ou deux centimètres.



Figure 2.11. Vélocimètre acoustique Doppler. D'après Sontek (2001).

La principale difficulté d'utilisation de ce capteur consiste à choisir correctement la gamme de mesure (Blanc, 2004) : ni trop grande pour éviter une imprécision importante, ni trop faible pour éviter les pics anormaux de vitesse. Une fois la gamme de mesure correctement choisie, nous procédons à une acquisition durant 5 min. Cette durée, correspondant à 15000 valeurs de vitesse, est suffisante pour s'affranchir de l'effet de taille de l'échantillon (Blanc, 2004). Les

données sont ensuite transmises depuis le capteur à un ordinateur dédié à l'acquisition ADV. Elles sont alors filtrées par *phase-space threshold despiking* pour supprimer les quelques pics anormaux de vitesse subsistant (Sontek, 2001). La figure 2.12 montre un exemple de mesure après filtrage. Les lacunes, visibles en trois endroits, correspondent à des données supprimées. Selon les mesures, elles peuvent représenter jusqu'à 10% des données. La présence de ces lacunes, si elles restent limitées, ne pose pas de problèmes quant au calcul de la vitesse moyenne ou de l'énergie cinétique turbulente. En revanche, même en nombre très limité, elles introduisent un biais dans tout calcul de corrélation, par exemple pour déterminer l'échelle de temps eulérien, c'est-à-dire la durée de décorrélation d'une composante de la vitesse avec elle-même en un point fixe.

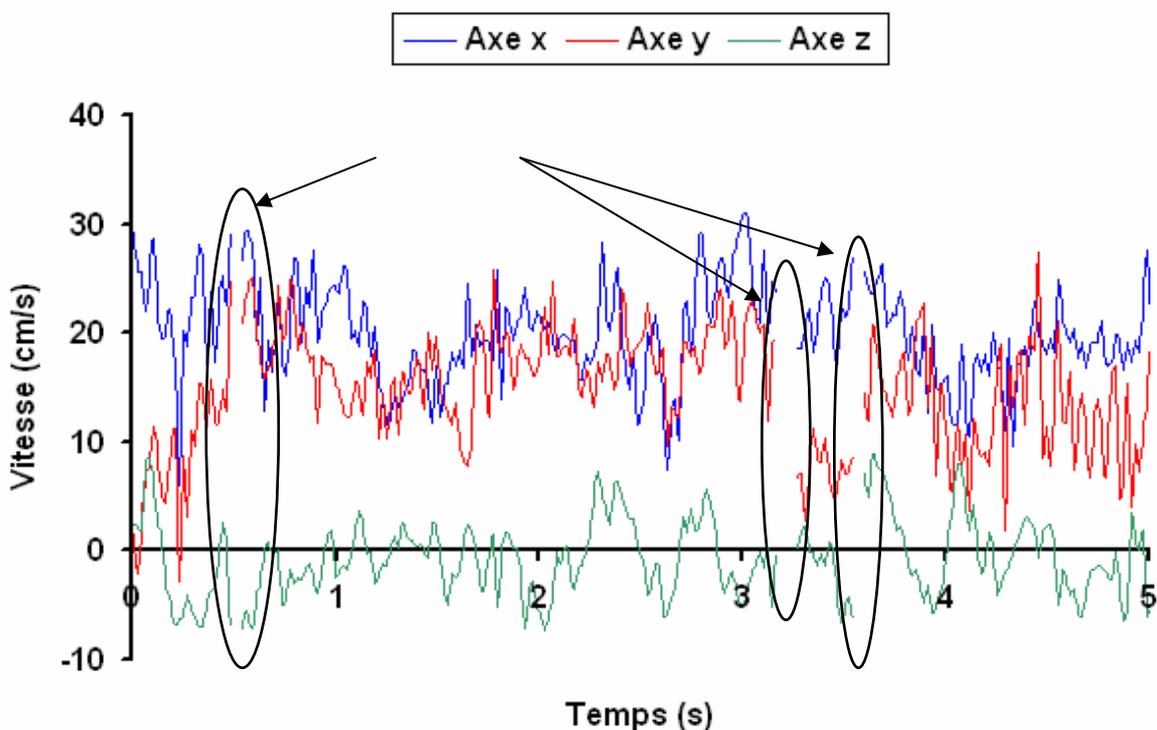


Figure 2.12. Exemple de mesure ADV des trois composantes de la vitesse.

La fréquence d'acquisition de 50 Hz, correspondant à une mesure toutes les 0.02 s, permet d'accéder aux vitesses fluctuantes dues à la turbulence (Blanc, 2004). L'utilisation de ce capteur est ainsi pertinente non seulement pour déterminer la vitesse moyenne en un point (par moyenne temporelle) mais aussi pour évaluer l'énergie cinétique turbulente, définie dans le chapitre 3. Le taux de dissipation de l'énergie cinétique turbulente peut également être déterminé avec ce capteur sous l'hypothèse de Taylor, qui affranchit cette grandeur des dérivées spatiales. Cependant, si cette hypothèse est pertinente en canal où l'écoulement est

principalement dans une unique direction (Blanc, 2004), elle n'est pas forcément applicable dans le cas d'un bassin où l'écoulement adopte un comportement bi- voire tridimensionnel.

Vélocimétrie par images de particules

La PIV est une méthode de mesure optique qui permet de mesurer les trois composantes de la vitesse moyenne dans un plan (Dantec, 2004). Ce dispositif est installé sur le portique indiqué sur la figure 2.1. Son principe est énoncé ci-dessous.

Deux caméras sont placées de telle sorte à pouvoir acquérir les images du plan de mesure souhaité. Un laser est placé pour pouvoir éclairer ce même plan de mesure. La phase d'étalonnage consiste à placer une mire, constituée de marqueurs noirs sur fond blanc, au niveau du plan de mesure. Connaissant la distance entre les marqueurs, ceci permet de d'établir l'échelle entre la distance réelle sur la mire et le nombre de pixels sur l'image pour chacune des deux caméras.

Après cette phase d'étalonnage, la mire est retirée et nous pouvons procéder à la mesure proprement dite. L'eau est alorsensemencée par des particules de traceurs (taille micrométrique), différentes des particules utilisées pour les expériences de transport solide. Le plan de mesure est éclairé par le laser à deux instants très proches (typiquement 2.5 ms). Chaque caméra enregistre une image en chacun de ces instants. Sur ces images, les particules apparaissent en blanc (partie supérieure de la figure 2.13). La vitesse est évaluée par inter corrélation sur des fenêtres (typiquement 32X32 pixels) entre les images acquises pour chacun des deux instants, comme illustré sur la figure 2.13. Par moyenne temporelle sur plusieurs acquisitions (typiquement 300 couples d'images, correspondant à 150 s), nous accédons à la vitesse moyenne dans le plan (deux composantes par caméra). Le champ de vitesse moyen tridimensionnel est alors déterminé en utilisant l'étalonnage (stéréovision). Nous disposons ainsi des trois composantes de la vitesse moyenne en chacune des fenêtres de corrélation.

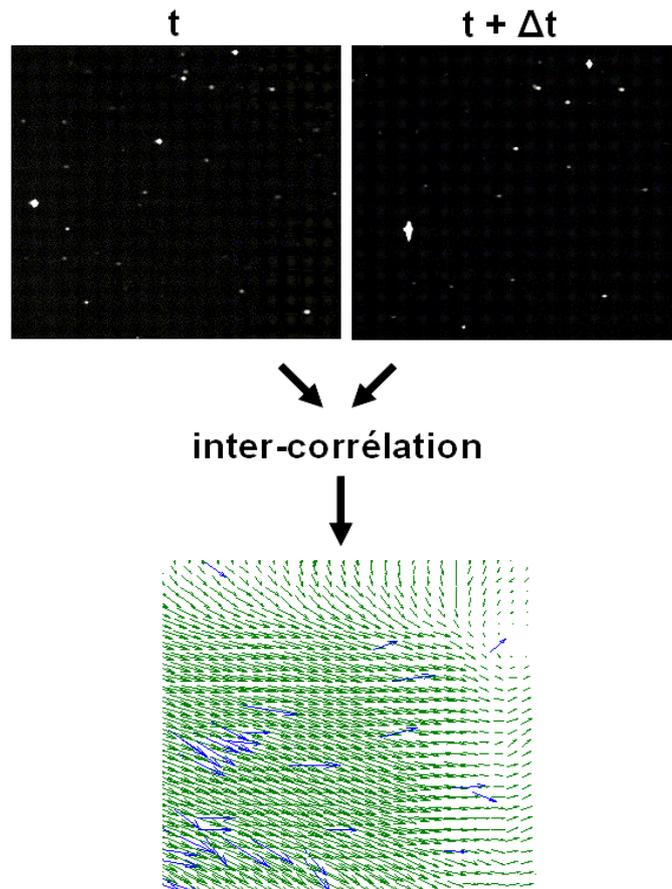


Figure 2.13. Inter corrélation entre deux images enregistrées par une caméra. Les vecteurs bleus ont été corrigés car trop différents de leurs voisins.

La principale difficulté d'exploitation de la PIV provient de la taille des fenêtres de corrélation par rapport aux gradients de vitesse dans l'écoulement. Nous l'avons testé pour deux plans de mesure de tailles différentes :

- Une zone de 20X20 cm : les fenêtres de corrélation correspondent à des distances de l'ordre de 1 cm.
- Une zone de 76X40 cm, correspondant à un plan transversal du bassin : les fenêtres de corrélation correspondent alors à des distances de l'ordre de 5 cm.

Dans le premier cas, on peut raisonnablement penser que les vitesses moyennes obtenues correspondent à des valeurs physiques. Cependant, la zone de mesure est limitée par rapport à la taille du bassin. L'utilisation de la PIV pour une telle zone de mesure est pertinente si on souhaite décrire finement l'écoulement dans un plan localisé.

Dans le deuxième cas, nous avons constaté, par comparaison avec l'ADV, que les valeurs de vitesse obtenues ne correspondaient pas à des valeurs physiques. Ceci s'explique par la grande taille des fenêtres de corrélation par rapport aux gradients de vitesse. Dans ce cas, l'utilisation de la PIV ne permet pas de mesurer finement la vitesse moyenne. Son utilisation est cependant tout à fait pertinente pour décrire qualitativement l'écoulement (localisation des pics de vitesse, sens des circulations, *etc.*) ainsi que pour donner un ordre de grandeur de la vitesse.

1.3. Particules

Introduction

De la même façon que pour l'hydraulique, pour pouvoir transférer les résultats de transport solide obtenus sur un modèle physique à un ouvrage grandeur nature, il faut que les lois de similitude adaptées au transport solide soient respectées (Berlamont, 1981, cité par Luyckx *et al.*, 1999).

Deux nombres adimensionnels sont couramment utilisés pour caractériser le transport solide :

- la contrainte de Shields,
- le nombre de Reynolds particulaire.

Le respect de ces deux similitudes conduit aux conditions écrites dans les équations (2.3) et (2.4) (Luyckx *et al.*, 1999). Ici, $\Delta\rho$ est la différence entre la masse volumique des particules et la masse volumique de l'eau ; d , le diamètre des particules. Comme plus haut, M fait référence au modèle physique ; R, à l'ouvrage réel.

$$\frac{\Delta\rho_M}{\Delta\rho_R} \frac{d_M}{d_R} = \frac{h_M}{h_R} \quad (2.3)$$

$$\frac{d_M}{d_R} = \left(\frac{h_M}{h_R} \right)^{-1/2} \quad (2.4)$$

En raison de la grande variabilité des caractéristiques des particules en réseau d'assainissement, ces deux lois de similitude sont généralement impossibles à respecter et

souvent remplacées par une similitude de Froude sur la vitesse de chute des particules (Kehrwiller, 1995 ; Stovin, 1996).

Choix des particules

Dans le cadre de cette thèse, nous souhaitons obtenir un large panel de dépôts : d'une couverture quasi-totale du fond jusqu'à des dépôts pratiquement inexistant. Nous avons ainsi choisi des particules ayant déjà fait l'objet d'une étude au laboratoire (Schmidt, 2003), des essais préliminaires s'étant révélés conformes à nos attentes : dans le bassin brut en effet, les dépôts recouvrent pratiquement toute la surface du fond pour les débits les plus faibles alors qu'ils sont pratiquement inexistant pour les débits les plus importants.

Description des particules

Il s'agit de particules blanches de polystyrol, illustrées sur la figure 2.14 (Schmidt, 2003). De forme sphérique, leur distribution granulométrique est non-uniforme, comme présenté dans le tableau 2.3. Les diamètres caractéristiques donnés dans ce tableau correspondent à des particules déjà utilisées et lavées à l'eau claire, Schmidt (2003) ayant montré que les particules s'altéraient légèrement au cours du temps (cassures) et qu'un biofilm pouvait se constituer à leur surface.

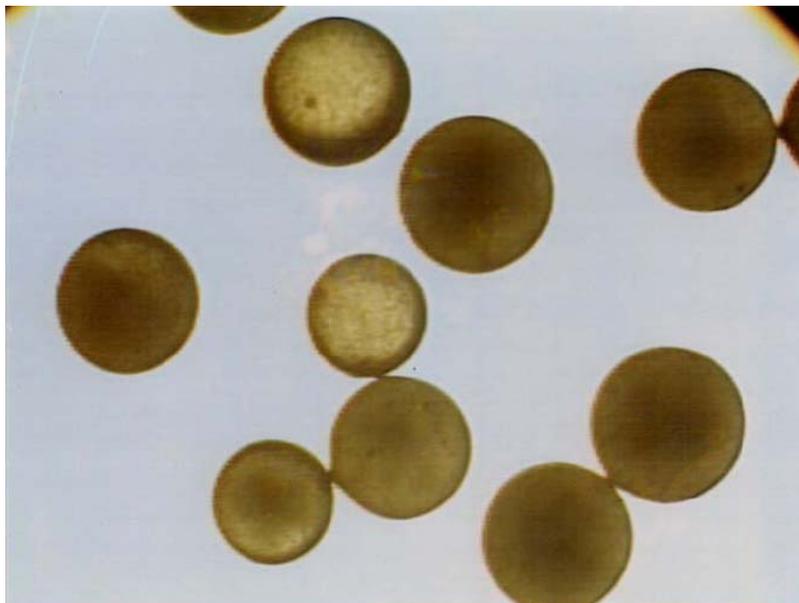


Figure 2.14. Particules de polystyrol observées au microscope. D'après Schmidt (2003).

d_{\min}	350 μm
d_{10}	535 μm
d_{20}	593 μm
d_{30}	642 μm
d_{40}	689 μm
d_{50}	738 μm
d_{60}	790 μm
d_{70}	851 μm
d_{80}	931 μm
d_{90}	1056 μm
d_{\max}	1400 μm

Tableau 2.3. Caractéristiques granulométriques des particules de polystyrol utilisées. D'après Schmidt (2003).

La masse volumique des particules a été déterminée par pycnométrie. Vingt-et-une mesures ont été effectuées (Schmidt, 2003), aboutissant au résultat présenté dans le tableau 2.4. Il faut noter que l'écart type calculé sur les vingt-et-une mesures, 19 kg/m^3 , est très important si on raisonne en masse volumique relative par rapport à l'eau. Ces particules ont de plus fait l'objet d'une détermination de leur vitesse de chute ; elle est aussi donnée dans le tableau 2.4.

Masse volumique (kg/m^3)	1034 +/- 19
Vitesse de chute (mm/s)	10.4 +/- 0.8
Vitesse de chute (m/h)	37 +/- 3

Tableau 2.4. Masse volumique et vitesse de chute des particules. D'après Schmidt (2003).

Représentativité par rapport aux bassins réels

Avoir choisi les particules dans le but d'obtenir des dépôts localisés n'abstient pas de se poser la question de la représentativité par rapport aux ouvrages grandeur nature.

En appliquant la similitude de la contrainte de Shields de l'équation (2.3), jugée la plus pertinente par Luyckx *et al.* (1999), et en supposant une masse volumique de particules en réseau autour de 2100 kg/m^3 , nous constatons que le diamètre médian des particules utilisées est physiquement représentatif d'un diamètre d'environ 140 – 170 μm . En se reportant au

tableau 1.2 du chapitre 1, cela signifie qu'elles sont en similitude avec la fraction la plus grossière rencontrée en réseau d'assainissement.

Nous retrouvons ce résultat en appliquant la similitude de Froude de l'équation (2.2) sur la vitesse de chute. En procédant ainsi, nous constatons que la vitesse de chute des particules utilisées est physiquement représentative d'une vitesse de chute de l'ordre de 90 – 100 m/h, ce qui correspond à la frange haute du tableau 1.3 du chapitre 1. Rappelons que le choix des particules n'a pas été effectué dans un but de représentativité, mais pour obtenir un large panel de dépôts.

Deux autres types de particules ont également été utilisés. Leurs caractéristiques, qui n'ont pas fait l'objet d'une détermination précise, sont données dans le tableau 2.5.

	polystyrol noir	polystyrol transparent
forme	cylindrique	cylindrique
diamètre représentatif (μm)	2500	1500
masse volumique (kg/m^3)	1080	1060

Tableau 2.5. Caractéristiques des deux autres types de particules utilisées.

1.4. Mesure du transport solide

Injection des particules

Avant chaque expérience, environ 5 kg de particules sont placées dans une colonne de diamètre 30 cm et de hauteur 200 cm, illustrée sur la figure 2.15. On complète avec de l'eau jusqu'à une hauteur d'environ 120 cm. Un dispositif d'agitation, constitué d'un arbre et d'une hélice, est alors mis en marche pour obtenir un mélange des particules et de l'eau dans la colonne. Des prélèvements effectués à quatre niveaux de la colonne ont permis de vérifier que ce dispositif garantissait une concentration en particules constante sur la hauteur.

Les particules, prélevées depuis la base de la colonne, sont injectées dans la conduite d'amenée environ 2 m avant l'entrée dans le bassin au moyen d'une pompe péristaltique à débit réglable. Avant leur arrivée dans le bassin, les particules passent au travers d'un mélangeur, cavité cylindrique parsemée de lames, dont le but est d'assurer une répartition homogène sur toute la section. Une photographie de ce dispositif est donnée sur la figure 2.16.

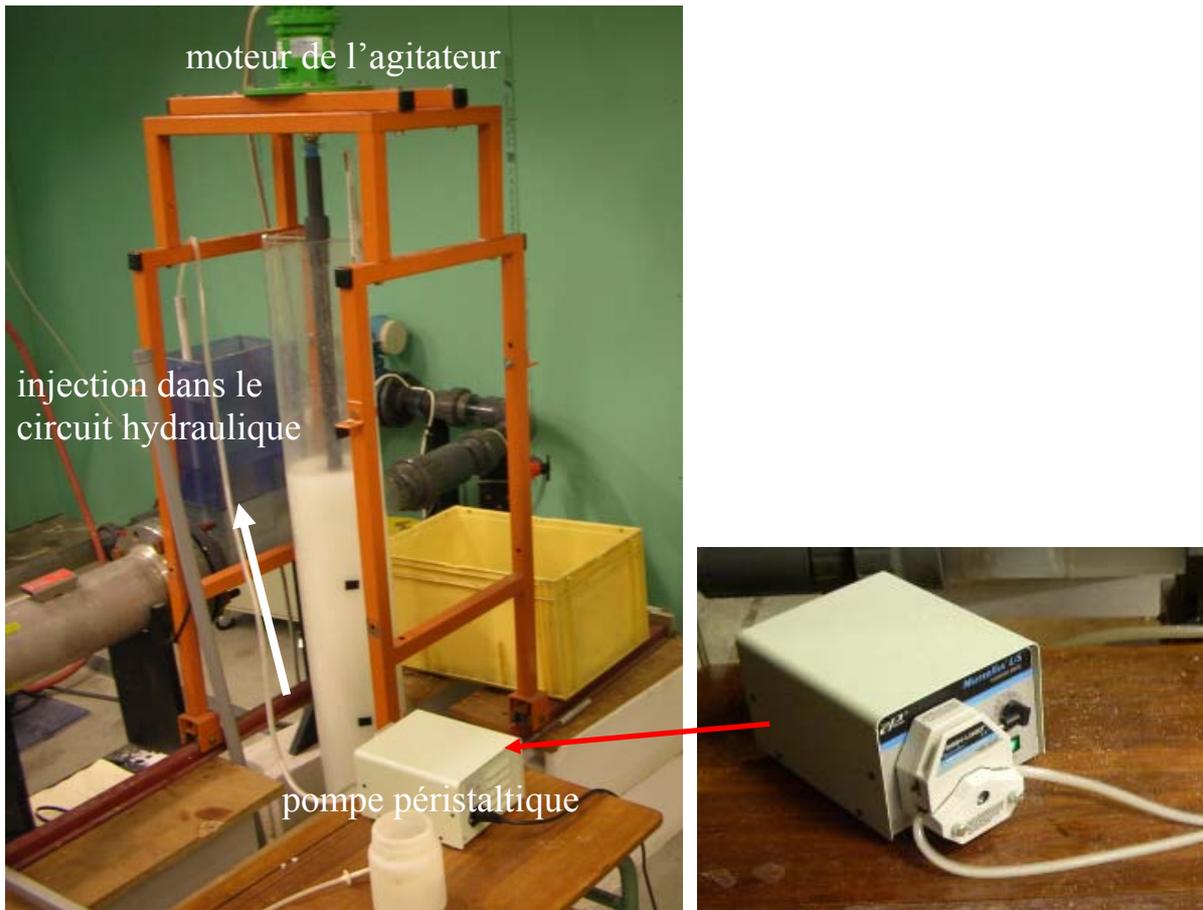


Figure 2.15. Dispositif d'injection des particules.



Figure 2.16. Le mélangeur de particules. D'après André & Frugier (2005).

Pour les expériences effectuées avec les sédiments présentés dans le tableau 2.5, la pompe péristaltique ne pouvait pas être utilisée en raison de la taille trop importante des particules. L'injection a alors été effectuée à la main. Dans ce cas, la constance de la concentration au cours du temps n'est pas assurée.

Récupération des particules

En cours d'expérience, les particules s'échappant du bassin expérimental sont récupérées au niveau de deux filtres situés en amont du réservoir de pompage, l'un pour la sortie par conduite (particules conservées), l'autre pour la sortie par seuil déversant (particules déversées), comme illustré sur les figure 2.17 et 2.18. Les filtres sont constitués d'un maillage empêchant le passage des particules mais permettant le passage de l'eau. Les particules retenues doivent cependant être évacuées en cours d'expérience pour éviter tout colmatage qui conduirait à la modification des niveaux d'eau en cours d'essai. Nous distinguons sur la figure 2.17 le dispositif de pompage utilisé pour la récupération des particules : l'eau pompée est réinjectée dans le circuit hydraulique ; les particules pompées sont quant à elles retenues par un tamis, comme présenté sur la figure 2.18.

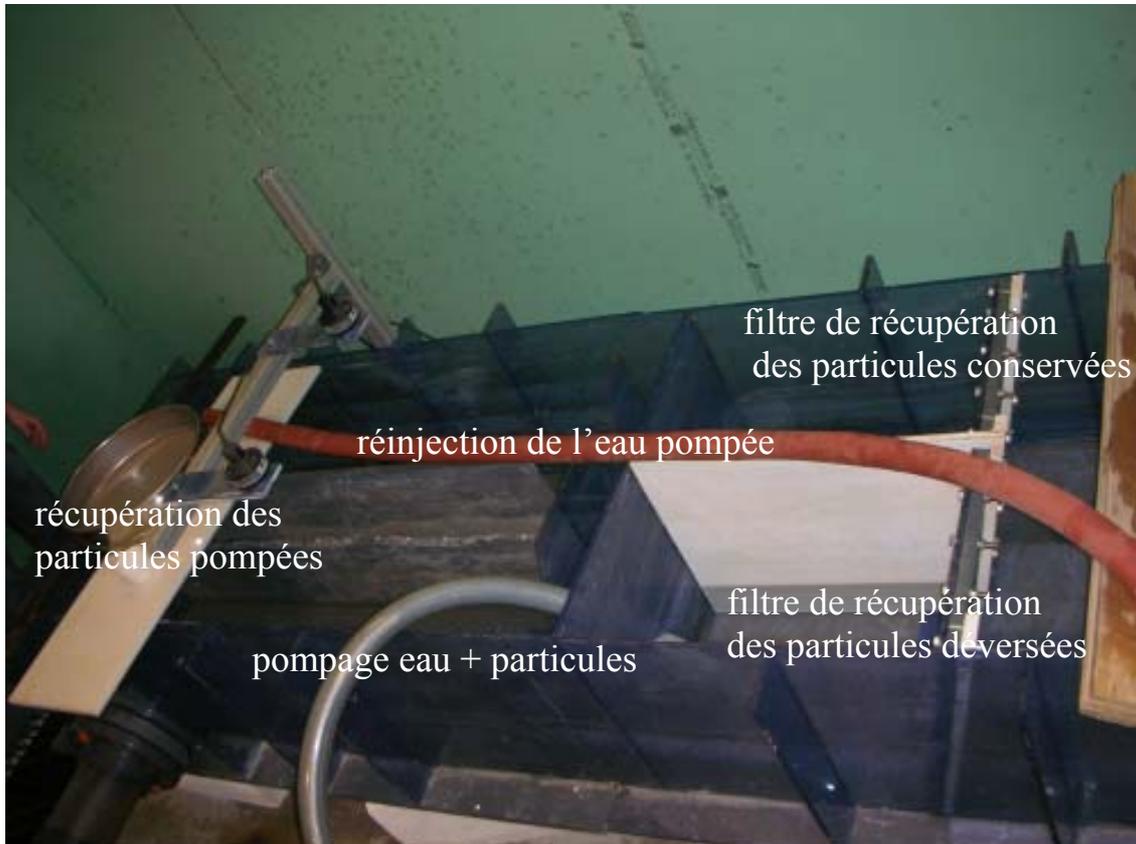


Figure 2.17. Récupération des particules dans les filtres.



Figure 2.18. Pompage et tamisage des particules.

En fin d'expérience, les particules décantées dans le bassin ainsi que les particules piégées en amont des filtres sont récupérées par pompage puis réintroduites dans la colonne de prélèvement. Ceci permet d'effectuer un bilan entre les particules injectées, décantées dans le bassin, échappées par la conduite (conservées), et déversées.

L'efficacité de sédimentation est définie dans l'équation (2.5), où V est le volume total de particules (particules + vides).

$$\eta_{\text{décanté}} = \frac{V_{\text{particules décantées}}}{V_{\text{particules introduites}}} \quad (2.5)$$

De la même façon, on définit le pourcentage de particules conservées (conduite de fond) et le pourcentage de particules déversées (seuil déversant), écrits respectivement dans les équations (2.6) et (2.7).

$$\eta_{\text{conservé}} = \frac{V_{\text{particules conservées}}}{V_{\text{particules introduites}}} \quad (2.6)$$

$$\eta_{\text{déversé}} = \frac{V_{\text{particules déversées}}}{V_{\text{particules introduites}}} \quad (2.7)$$

L'incertitude sur la lecture du volume de particules dans la colonne (environ 1 cm en hauteur) correspond à une incertitude de 5% sur ces pourcentages.

La granulométrie des particules étant peu étendue ($d_{90}/d_{10} \approx 2$ pour les particules blanches), nous faisons l'hypothèse que l'indice des vides est constant quelque soit la proportion entre les différents diamètres. En conséquence, les efficacités volumiques définies dans les équations (2.5) à (2.7) sont égales aux efficacités massiques.

Observation des zones de dépôt

Des prises de vue (photographies et films) du fond du bassin sont régulièrement effectuées au cours de chaque expérience afin de suivre l'évolution des dépôts sur le fond du bassin. Nous avons constaté que leur localisation spatiale n'évolue en général plus après 2 ou 3 minutes d'expérience, la durée totale d'un essai étant de l'ordre de 20 minutes. Après cette durée, seule la hauteur de dépôt augmente avec le temps. Celle-ci n'a pas fait l'objet d'une mesure systématique. Typiquement, en fin d'expérience, elle est de l'ordre de quelques mm. Très localement, elle peut atteindre 2 ou 3 cm.

1.5. Conclusion

Nous disposons d'un bassin expérimental, d'environ 500 L, présentant une entrée (par conduite) et deux sorties (l'une par conduite, l'autre par surverse). Nous pouvons réguler le débit entrant, la hauteur d'eau et la répartition du débit entre les deux sorties. Des colonnes et différents obstacles peuvent être placés à l'intérieur du bassin. Ce dispositif est pleinement opérationnel uniquement en régime permanent.

Des dispositifs PIV et ADV permettent de mesurer respectivement la vitesse moyenne dans un plan vertical et la vitesse instantanée en un point. Montés sur un portique, ces deux dispositifs sont facilement déplaçables, ce qui permet de cartographier la vitesse dans la majeure partie du bassin, et ainsi de mettre en évidence les différentes recirculations.

Concernant le transport solide, nous disposons d'un dispositif d'injection et de récupération des particules. Celui-ci permet notamment de mesurer les quantités de particules décantées dans le bassin, conservées par la conduite de sortie et déversées par la surverse. Quant aux dépôts sur le fond du bassin, ils sont photographiés et filmés au cours et en fin de chaque expérience.

La banque de données expérimentales constituée au moyen de ce dispositif est présentée dans les parties suivantes. Les résultats obtenus dans le bassin brut sont présentés dans la partie 2 pour l'écoulement et dans la partie 3 pour le transport solide. Les parties 4 et 5 traitent respectivement des expériences réalisées en présence de colonnes et en présence d'obstacles.

2. ECOULEMENT DANS LE BASSIN BRUT

2.1. Vitesse dans un plan horizontal

Une première campagne de mesures a consisté à caractériser l'écoulement dans un plan horizontal situé à environ 9 cm du fond. Suite à des essais préliminaires, nous avons jugé ce plan pertinent pour une cartographie de la vitesse car :

- l'écoulement y présente une forme similaire à celle rencontrée plus près du fond,
- ce plan étant situé à l'altitude du centre de la conduite d'entrée, les vitesses y sont les plus importantes.

La première raison permet d'utiliser cette cartographie pour investiguer le lien entre la forme de l'écoulement et la localisation des dépôts. La seconde garantit des vitesses importantes, nécessaires à l'utilisation optimale du capteur ADV.

Des mesures ADV ont ainsi été effectuées en 36 points de mesure pour les deux conditions hydrauliques suivantes :

- débit d'entrée égal à 5 L/s évacué dans sa totalité par la conduite de sortie (déversement 0%),
- débit d'entrée égal à 5 L/s évacué dans sa totalité par le seuil déversant (déversement 100%).

Pour la première expérience, la hauteur d'eau dans le bassin était comprise entre 15.6 et 16 cm. Le champ de vitesse moyenne correspondant est présenté sur la figure 2.19 (partie gauche). Après l'entrée dans le bassin, le jet s'oriente vers la droite. Il rejoint la paroi latérale droite à une distance d'environ 60 cm de la face amont du bassin. Le jet longe alors la paroi jusqu'à la face aval du bassin où il est dévié sur la gauche. Le long de la paroi gauche, nous observons un retour vers la face amont du bassin. L'ensemble forme une grande recirculation

anti-horaire. Dans le coin droit amont, une recirculation horaire de taille moins importante prend place. Quant au coin gauche amont, la vitesse moyenne y est très faible (≤ 1 cm/s).

Pour la deuxième expérience, la hauteur d'eau était de l'ordre de 42 cm. Dans ce cas, le champ de vitesse moyenne présente un caractère quasi symétrique (figure 2.19, partie droite). Le jet entrant dans le bassin est légèrement dévié vers la droite. De part et d'autre de ce jet, deux recirculations prennent place. La recirculation de gauche est plus importante que celle de droite qui s'arrête environ à la moitié de la longueur du bassin. Dans le coin droit amont, la vitesse est très faible et légèrement orientée de l'amont vers l'aval.

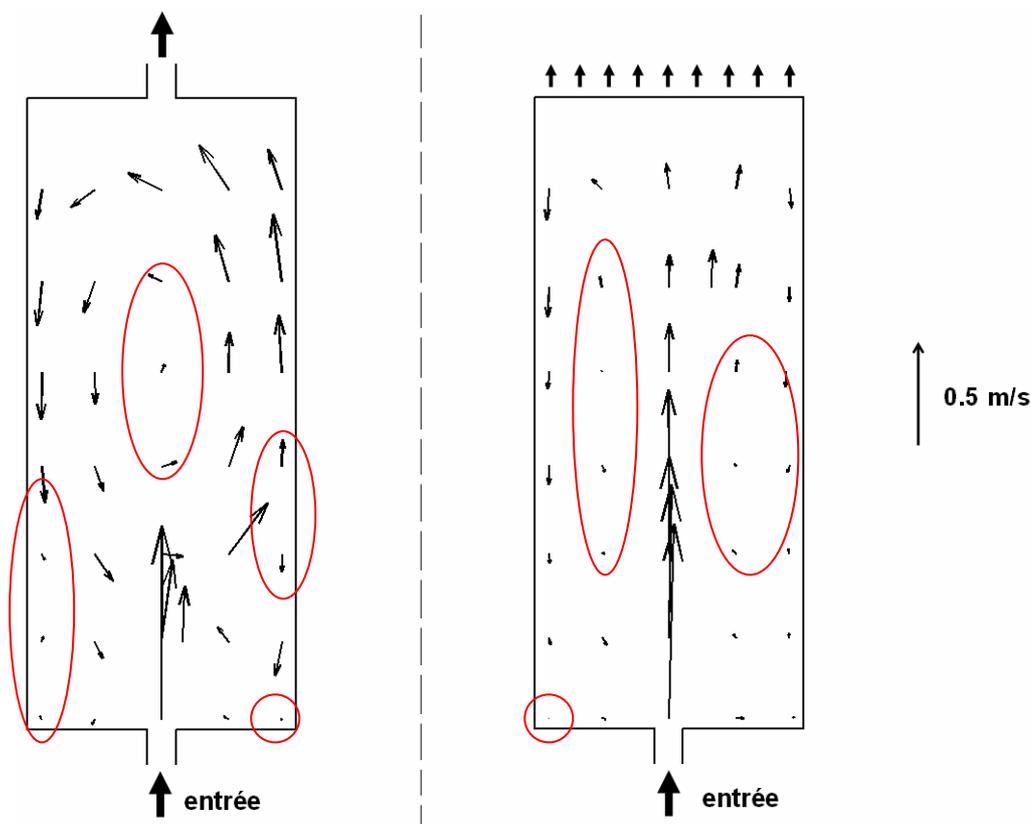


Figure 2.19. Champ de vitesse moyenne mesuré par ADV dans un plan horizontal situé à 9.5 cm du fond pour la partie gauche (déversement 0%) et 10.5 cm pour la partie droite (déversement 100%). Débit d'entrée : 5 L/s.

Si la figure 2.19 constitue une image moyenne de la vitesse, nous avons constaté sur les chroniques de vitesse instantanée qu'en certains points de mesure, la vitesse adoptait un comportement non complètement stationnaire. Ceci est illustré sur la figure 2.20 : la mesure ADV (une valeur toutes les 0.02 s) est représentée en noir ; la ligne rouge correspond à la

moyenne mobile sur 1 s ; la ligne bleue, à la moyenne sur l'ensemble de l'échantillon. Nous pouvons constater qu'il existe ainsi deux types de fluctuations : en noir, les fluctuations turbulentes autour de la moyenne mobile ; en rouge, les fluctuations traduisant le caractère non complètement stationnaire de l'écoulement, d'une échelle de temps plus grande. Ce comportement a été constaté au niveau des zones de fort gradient, à savoir le centre des recirculations ou encore les endroits où le jet principal de l'écoulement est dévié ou divisé (zones entourées en rouge sur la figure 2.19).

Remarquons qu'une éventuelle périodicité du signal n'a pas été recherchée dans le cadre de ce travail. Ce point mériterait d'être investigué par la suite.

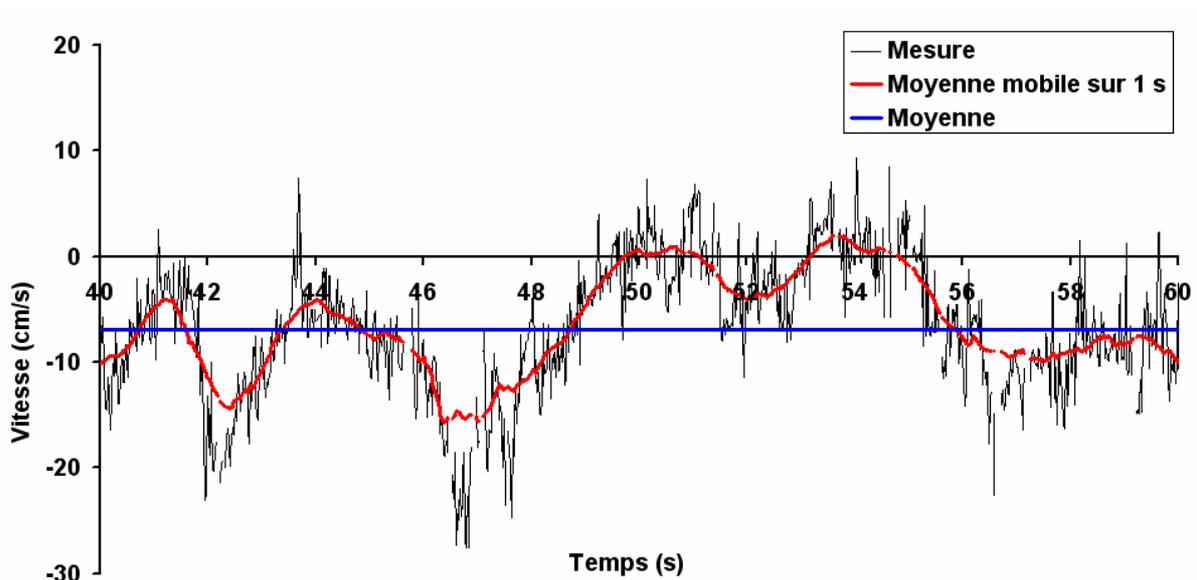


Figure 2.20. Exemple de mesure ADV non complètement stationnaire.

2.2. Vitesse dans des plans verticaux

Le positionnement des conduites d'entrée et de sortie 5 cm au dessus du fond du bassin, la présence du seuil déversant, ainsi que l'importante hauteur d'eau lorsqu'il y a un déversement laissent présumer un caractère tridimensionnel. La seconde campagne de mesures a ainsi pour but d'investiguer le caractère tridimensionnel de l'écoulement. Pour cela, après la mesure de la vitesse dans un plan horizontal, nous avons procédé à des mesures de vitesse par PIV dans des plans verticaux. La présence des renforts latéraux sur les flancs du bassin n'a permis d'utiliser la PIV que pour trois plans, situés à 0.5, 1.0 et 1.5 m de l'entrée.

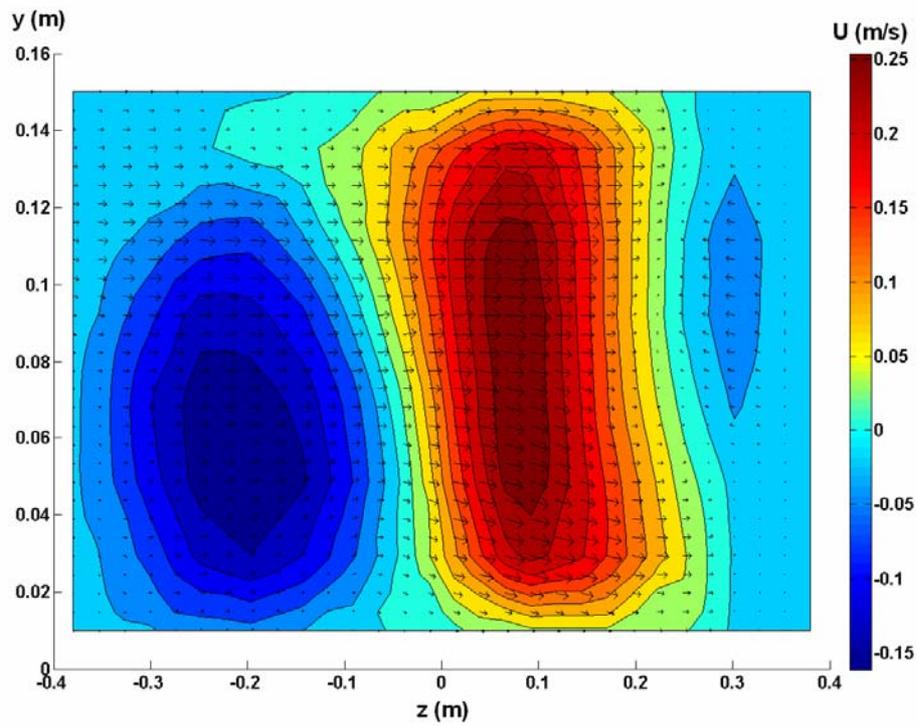


Figure 2.21. Mesure par PIV des 3 composantes de la vitesse moyenne dans le plan situé à 0.5 m de l'entrée. Déversement : 0% ; débit : 6 L/s.

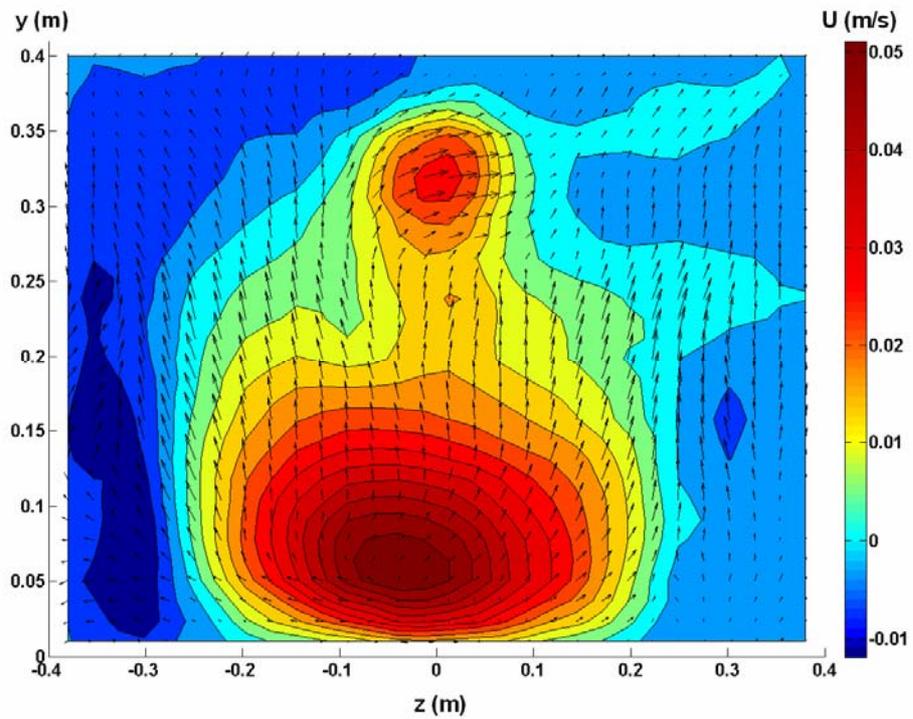


Figure 2.22. Mesure par PIV des 3 composantes de la vitesse moyenne dans le plan situé à 1.5 m de l'entrée. Déversement : 100% ; débit : 2 L/s.

La figure 2.21 présente, dans le cas où la totalité des 6 L/s entrant sont évacués par la conduite de sortie, les trois composantes de la vitesse moyenne dans le plan situé à 0.5 m de l'entrée. Dans ce cas, la hauteur d'eau vaut environ 16 cm. Le jet principal apparaît en rouge alors que le retour est en bleu. Sur le côté droit, en bleu également, nous pouvons observer la petite recirculation déjà mise en évidence précédemment sur la figure 2.19 (partie gauche). Si nous constatons des modifications de la vitesse moyenne sur la hauteur dans ce cas, elles sont bien plus petites que sur la figure 2.22. Ici, la mesure a été effectuée dans le plan situé à 1.5 m de l'entrée dans le cas où 100% des 2L/s entrant est déversé ; la hauteur d'eau est supérieure à 40 cm. A environ 10 cm du fond, nous retrouvons le jet principal en rouge et deux retours inégaux de part et d'autre en bleu. Dans la partie supérieure, nous constatons un deuxième pic de vitesse (au devant du seuil déversant). Nous remarquons aussi que les vecteurs, correspondant aux composantes de la vitesse dans le plan, sont orientés vers le haut, la sortie se faisant par déversement. Dans ce deuxième cas, les effets tridimensionnels sont flagrants.

2.3. Choix de caractérisation de l'écoulement

La figure 2.23 combine les mesures effectuées dans les trois plans verticaux afin de rendre compte de l'écoulement dans le volume du bassin. Sur la partie gauche de la figure, correspondant à une faible hauteur d'eau, une grande recirculation horaire domine l'écoulement. Sur la partie droite, correspondant à une grande hauteur d'eau, le jet est légèrement dévié sur la gauche et un retour est mesuré sur chaque côté du bassin, celui de droite étant plus important.

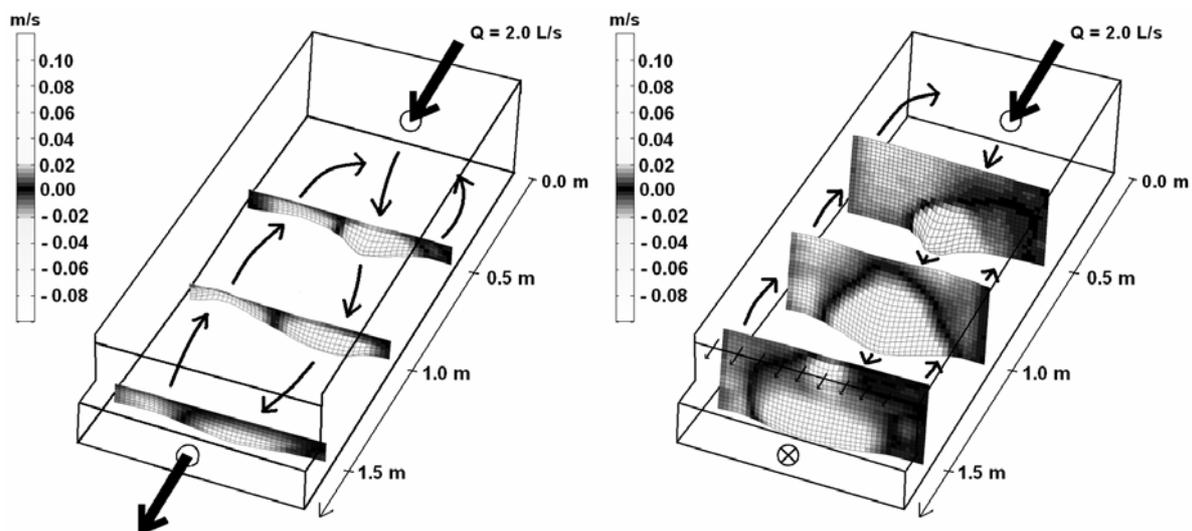


Figure 2.23. Vitesse longitudinale mesurée par PIV dans les 3 plans verticaux. Débit : 2 L/s.

Si les effets tridimensionnels sont relativement importants sur la partie droite de la figure 2.23, il apparaît néanmoins qu’une description de l’écoulement par son comportement horizontal (asymétrique ou quasi-symétrique) est suffisante pour rendre globalement compte de sa forme.

2.4. Ecoulement selon la hauteur d’eau et lien avec les dépôts

Les deux types d’écoulement mesurés précédemment étant facilement identifiables à l’œil nu (remous à la surface, trajectoires des particules), nous avons investigué l’influence de la hauteur d’eau sans procéder à des mesures de vitesse. Nous avons imposé un débit égal à 3 L/s de façon à observer des dépôts conséquents mais néanmoins localisés, et ainsi de pouvoir faire le lien entre la forme de l’écoulement et leur localisation.

Grâce à la vanne placée sur la conduite de sortie, nous avons régulé six hauteurs d’eau entre 15 et 40 cm. Pour chacune de ces expériences, le débit était donc exclusivement évacué par la conduite de sortie (déversement 0%). Les expériences effectuées sont présentées dans le tableau 2.6. Les dépôts sont illustrés sur la figure 2.24.

n°	h (cm)	Écoulement	$\eta_{\text{décanté}} (+/- 5\%)$
5	14.7	asymétrique	33%
6	20.4 – 20.6	non stationnaire	38%
7	25.0 – 25.3	non stationnaire	42%
8	30.1 – 30.4	quasi-symétrique	28%
9	34.8 – 35.1	quasi-symétrique	37%
10	39.3 – 39.8	quasi-symétrique	45%

Tableau 2.6. Forme de l’écoulement et efficacité selon la hauteur d’eau. Débit : 3 L/s.

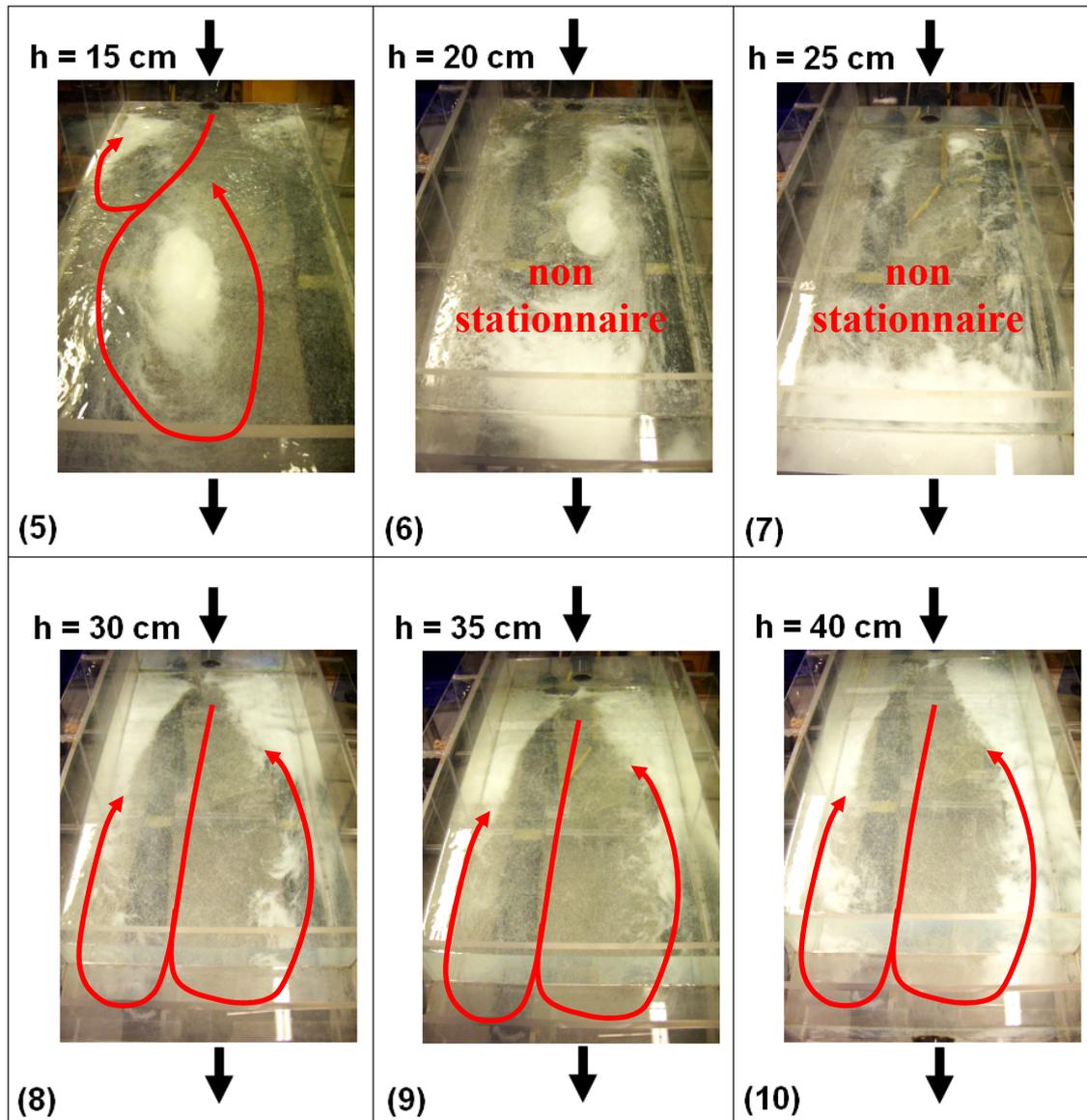


Figure 2.24. Dépôts selon la hauteur d'eau. Débit : 3 L/s. En rouge, les recirculations observées à l'œil nu.

Lorsque la hauteur d'eau vaut environ 15 cm, l'écoulement présente une grande recirculation asymétrique horaire ou anti-horaire (ici anti-horaire). Une recirculation plus petite et de sens opposé prend place dans un coin amont. Dans ce cas, les dépôts sont localisés au cœur de la recirculation ainsi que dans les deux coins amont du bassin (expérience 5).

Pour 20 cm, l'écoulement devient non stationnaire. Contrairement aux mesures ADV non complètement stationnaires en certains points (figure 2.20), il s'agit ici de la totalité de l'écoulement qui adopte un comportement non stationnaire : il oscille entre une recirculation horaire et une recirculation anti-horaire. La période d'oscillation est de l'ordre d'une minute.

Les dépôts sont alors régulièrement remis en suspension (au moment des changements de forme). Pour cette raison, la photographie correspondant à 20 cm sur la figure 2.24 ne constitue qu'une illustration des dépôts à un instant donné (expérience 6). Ils sont néanmoins globalement plus importants dans la partie aval du bassin.

Lorsque la hauteur d'eau vaut 25 cm, l'écoulement est toujours non stationnaire. Cette fois-ci, il présente tour à tour une grande recirculation horaire, deux recirculations quasi-symétriques, une grande recirculation anti-horaire, *etc.* Comme pour 20 cm de hauteur d'eau, les dépôts sont plus conséquents dans la partie aval du bassin, et régulièrement remis en suspension (expérience 7).

Au delà de 30 cm de hauteur d'eau, l'écoulement acquiert à nouveau un caractère stationnaire. Il se compose alors de deux recirculations quasi-symétriques de part et d'autre d'un jet légèrement dévié sur un des côtés. Dans ce cas, les dépôts sont principalement situés le long des parois dans la partie amont du bassin (expériences 8 à 10). Dans le tableau 2.6, nous pouvons constater que l'efficacité augmente de façon significative avec la hauteur d'eau lorsque l'écoulement est constitué de deux recirculations quasi-symétriques et stationnaires.

Écoulement non stationnaire ne signifie pas que l'efficacité de décantation est moindre. Au contraire, l'efficacité vaut environ 40% lorsque l'écoulement est non stationnaire (expériences 6 et 7) alors qu'elle ne vaut que 33% pour 15 cm de hauteur d'eau (expérience 5), et 28% pour 30 cm (expérience 8), comme indiqué dans le tableau 2.6.

3. TRANSPORT SOLIDE DANS LE BASSIN BRUT

Une fois l'écoulement et son lien avec les dépôts caractérisés, une banque de données expérimentales sur le transport solide a été établie dans le bassin brut. Pour chacune des expériences, nous avons déterminé les pourcentages de particules décantées, conservées par la conduite de sortie, et déversées par la surverse. Nous avons de plus photographié, à plusieurs reprises en cours d'essai ainsi qu'à la fin de chaque expérience, les dépôts sur le fond du bassin.

3.1. Débit d'entrée permanent

En imposant en entrée un débit permanent, trois premières séries d'expériences ont été effectuées avec les particules blanches de polystyrol (350 – 1400 μm) :

- la totalité du débit entrant est évacuée par la conduite de sortie (déversement 0%) : expériences 1 à 14 (expériences résumées dans le tableau 2.7 ; photographies des dépôts sur la figure 2.25),
- la totalité du débit entrant est évacuée par le seuil déversant (déversement 100%) : expériences 15 à 23 (tableau 2.8 ; figure 2.26),
- le débit entrant est évacué en partie par la conduite de sortie et en partie par le seuil déversant : expériences 24 à 28 (tableau 2.9 ; figure 2.27).

Les dépôts correspondant aux expériences 6 à 10 ne sont pas présentés sur la figure 2.25, car déjà illustrés sur la figure 2.24. Dans le cas où plusieurs expériences ont été réalisées dans les mêmes conditions (13-14, 15-16, 17-19, 20-21), une seule photographie illustre les dépôts.

Pour l'expérience 1, l'écoulement ne présentait pas un caractère permanent mais oscillait entre deux états asymétriques : une grande recirculation horaire et une grande recirculation anti-horaire. Notons que dans ce cas, la conduite d'entrée ne débouche pas en charge dans le bassin. La hauteur d'eau valant entre 8.3 et 8.6 cm, moins de la moitié de la conduite est en effet en eau.

n°	Hydraulique				Transport solide	
	Q _{entrée} (L/s)	Q _{déversé} (L/s)	h (cm)	Ecoulement	$\eta_{\text{décanté}}$	$\eta_{\text{déversé}}$
1	1.0	0.0	8.3 – 8.6	non stat.	83%	0%
2	1.5	0.0	12.0 – 12.2	asym.	75%	0%
3	2.0	0.0	13.2 – 13.4	asym.	68%	0%
4	2.5	0.0	14.5 – 14.9	asym.	56%	0%
5	3.0	0.0	14.7	asym.	33%	0%
6	3.0	0.0	20.4 – 20.6	non stat.	38%	0%
7	3.0	0.0	25.0 – 25.3	non stat.	42%	0%
8	3.0	0.0	30.1 – 30.4	quasi-sym.	28%	0%
9	3.0	0.0	34.8 – 35.1	quasi-sym.	37%	0%
10	3.0	0.0	39.3 – 39.8	quasi-sym.	45%	0%
11	3.5	0.0	14.9 – 15.2	asym.	22%	0%
12	4.0	0.0	15.3 – 15.5	asym.	5%	0%
13	5.0	0.0	15.6 – 15.9	asym.	4%	0%
14	5.0	0.0	15.8 – 16	asym.	8%	0%

Tableau 2.7. Ensemble des expériences effectuées pour un déversement de 0% (débit d'entrée permanent ; particules : 350 – 1400 μm).

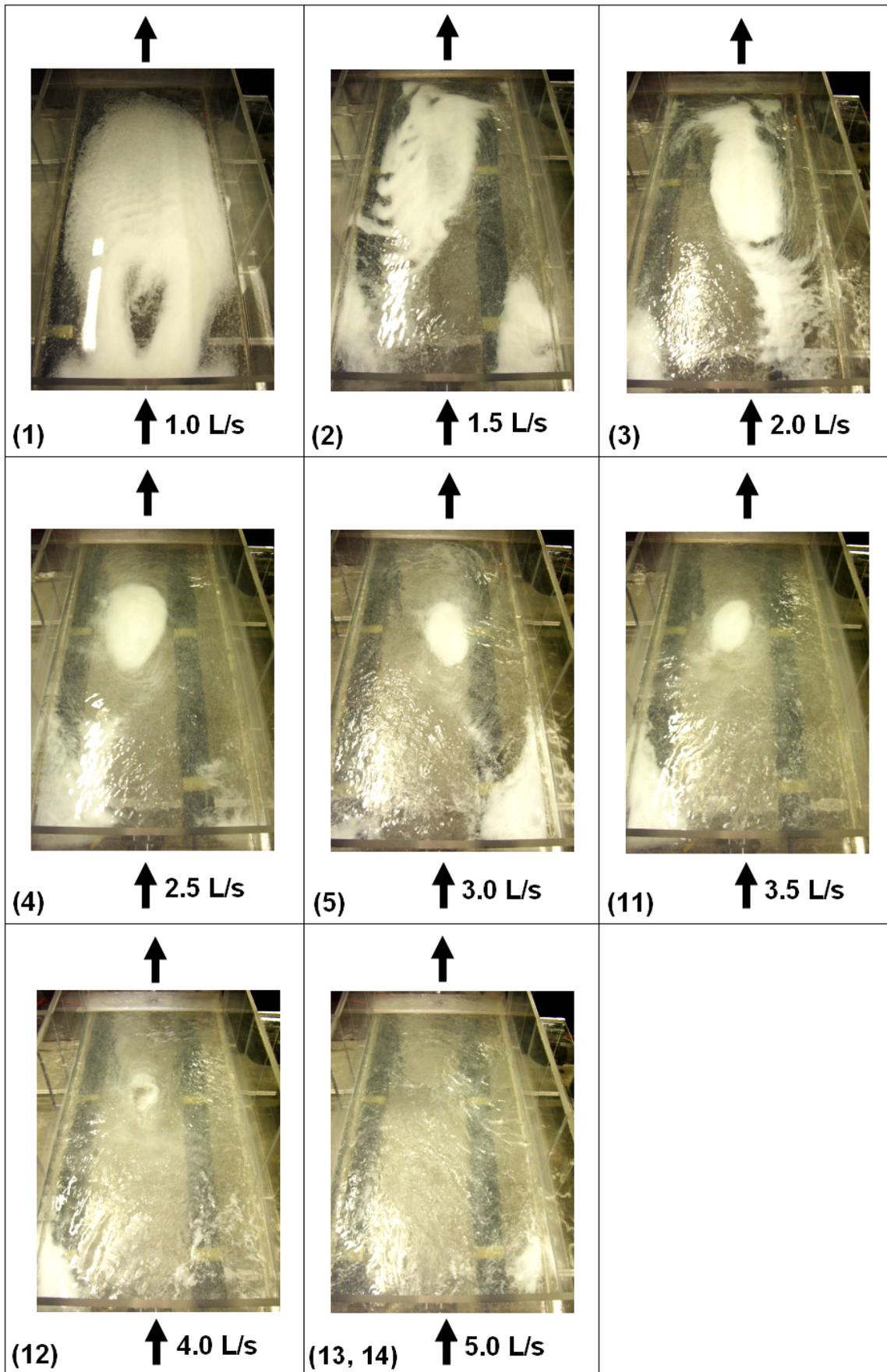


Figure 2.25. Dépôts lorsque 0% du débit est déversé (faibles hauteurs d'eau).

n°	Hydraulique				Transport solide	
	Q _{entrée} (L/s)	Q _{déversé} (L/s)	h (cm)	Ecoulement	η _{décanté}	η _{déversé}
15	1.0	1.0	> 40	quasi-sym.	92%	8%
16	1.0	1.0	> 40	quasi-sym.	96%	4%
17	2.0	2.0	> 40	quasi-sym.	63%	37%
18	2.0	2.0	> 40	quasi-sym.	61%	39%
19	2.0	2.0	> 40	quasi-sym.	68%	32%
20	3.0	3.0	> 40	quasi-sym.	42%	58%
21	3.0	3.0	> 40	quasi-sym.	43%	57%
22	4.0	4.0	> 40	quasi-sym.	24%	76%
23	5.0	5.0	> 40	quasi-sym.	11%	89%

Tableau 2.8. Ensemble des expériences effectuées pour un déversement de 100% (débit d'entrée permanent ; particules : 350 – 1400 μm).

n°	Hydraulique				Transport solide	
	Q _{entrée} (L/s)	Q _{déversé} (L/s)	h (cm)	Ecoulement	η _{décanté}	η _{déversé}
24	3.0	0.6	> 40	quasi-sym.	38%	5%
25	3.0	1.6	> 40	quasi-sym.	40%	26%
26	3.0	2.4	> 40	quasi-sym.	43%	44%
27	5.0	1.0	> 40	quasi-sym.	8%	14%
28	5.0	2.5	> 40	quasi-sym.	12%	35%

Tableau 2.9. Ensemble des expériences effectuées pour un déversement de 20%, 50% et 80% (débit d'entrée stationnaire ; particules : 350 – 1400 μm).

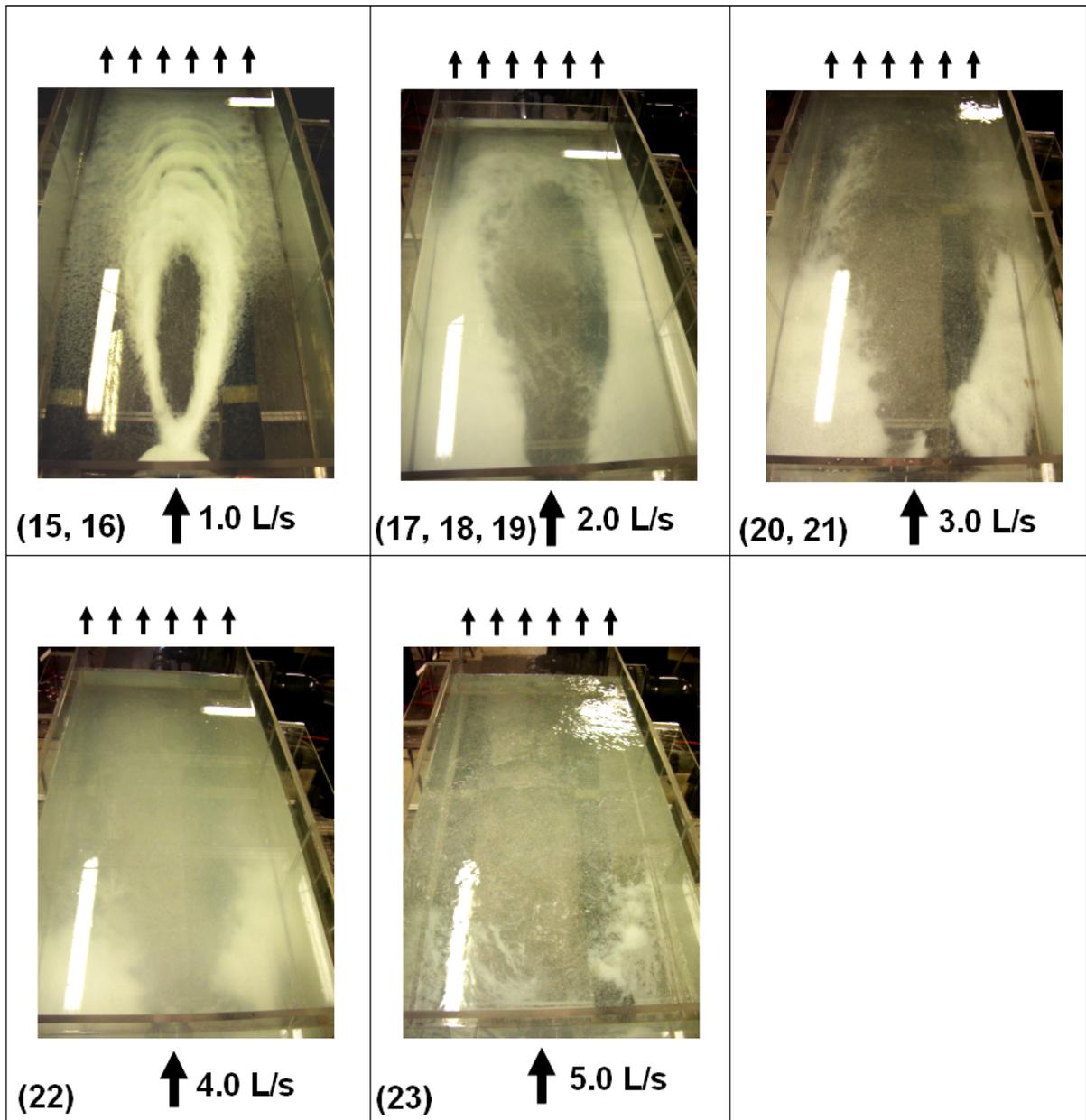


Figure 2.26. Dépôts lorsque 100% du débit est déversé (grandes hauteurs d'eau).

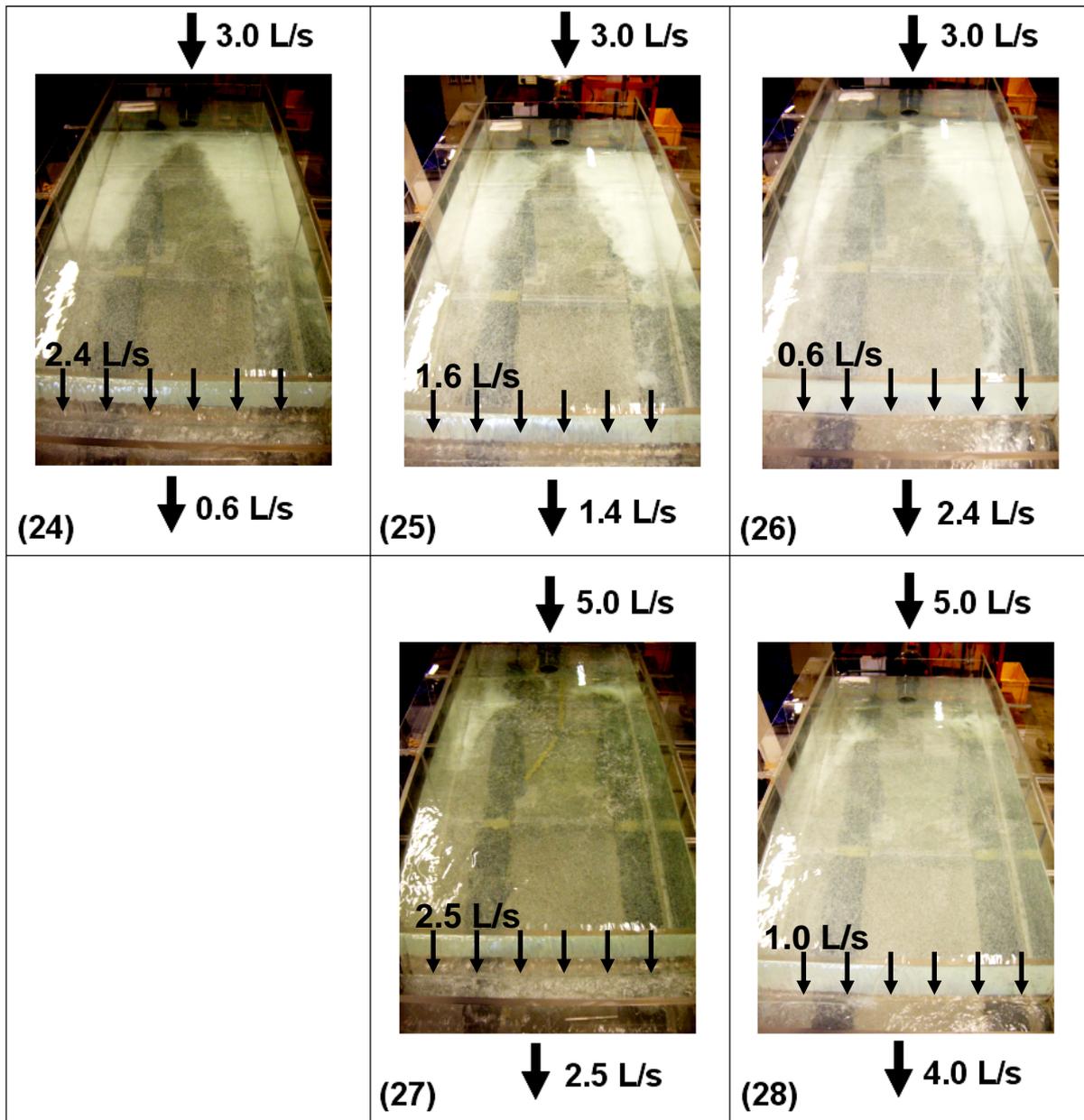


Figure 2.27. Dépôts lorsque le débit est réparti entre les deux sorties (grandes hauteurs d'eau).

La quatrième série d'essais (expériences 29 à 37) a consisté à mesurer le transport solide toujours en imposant un débit d'entrée stationnaire mais en utilisant cette fois-ci deux autres types de particules (1500 μm et 2500 μm), comme présenté dans le tableau 2.10. Les dépôts sont illustrés sur la figure 2.28.

Pour l'expérience 37, nous avons injecté un mélange de particules de diamètre 1500 μm (2256 g) et de particules de diamètre 2500 μm (2641 g). Les particules récupérées ont été séchées, séparées par tamisage (ce qui nécessite qu'elles soient sèches), puis enfin pesées.

L'expérience 37 est l'unique essai pour lequel les particules récupérées ont été mesurées en masse plutôt qu'en volume. Le pourcentage décanté présenté dans le tableau 2.10 (67%) correspond au pourcentage global. Dans ce cas, le pourcentage décanté était de 49% pour les particules de diamètre 1500 μm et de 82% pour les particules de diamètre 2500 μm .

n°	Hydraulique				Transport solide	
	Q _{entrée} (L/s)	Q _{déversé} (L/s)	h (cm)	Ecoulement	d _{particules} (μm)	η _{décanté}
29	3.0	0.0	14.6 – 15	asym.	1500	89%
30	5.0	0.0	–	asym.	1500	33%
31	3.0	3.0	41.5 – 41.9	quasi-sym.	1500	83%
32	5.0	5.0	> 40	quasi-sym.	1500	46%
33	3.0	0.0	14.7 – 15	asym.	2500	99%
34	5.0	0.0	–	asym.	2500	81%
35	3.0	3.0	41.6 – 42.1	quasi-sym.	2500	98%
36	5.0	5.0	42.2 – 42.6	quasi-sym.	2500	83%
37	5.0	5.0	–	quasi-sym.	1500 et 2500	67%

Tableau 2.10. Ensemble des expériences effectuées avec les particules de diamètres 1500 et 2500 μm (débit d'entrée permanent, déversement 0% et 100%).

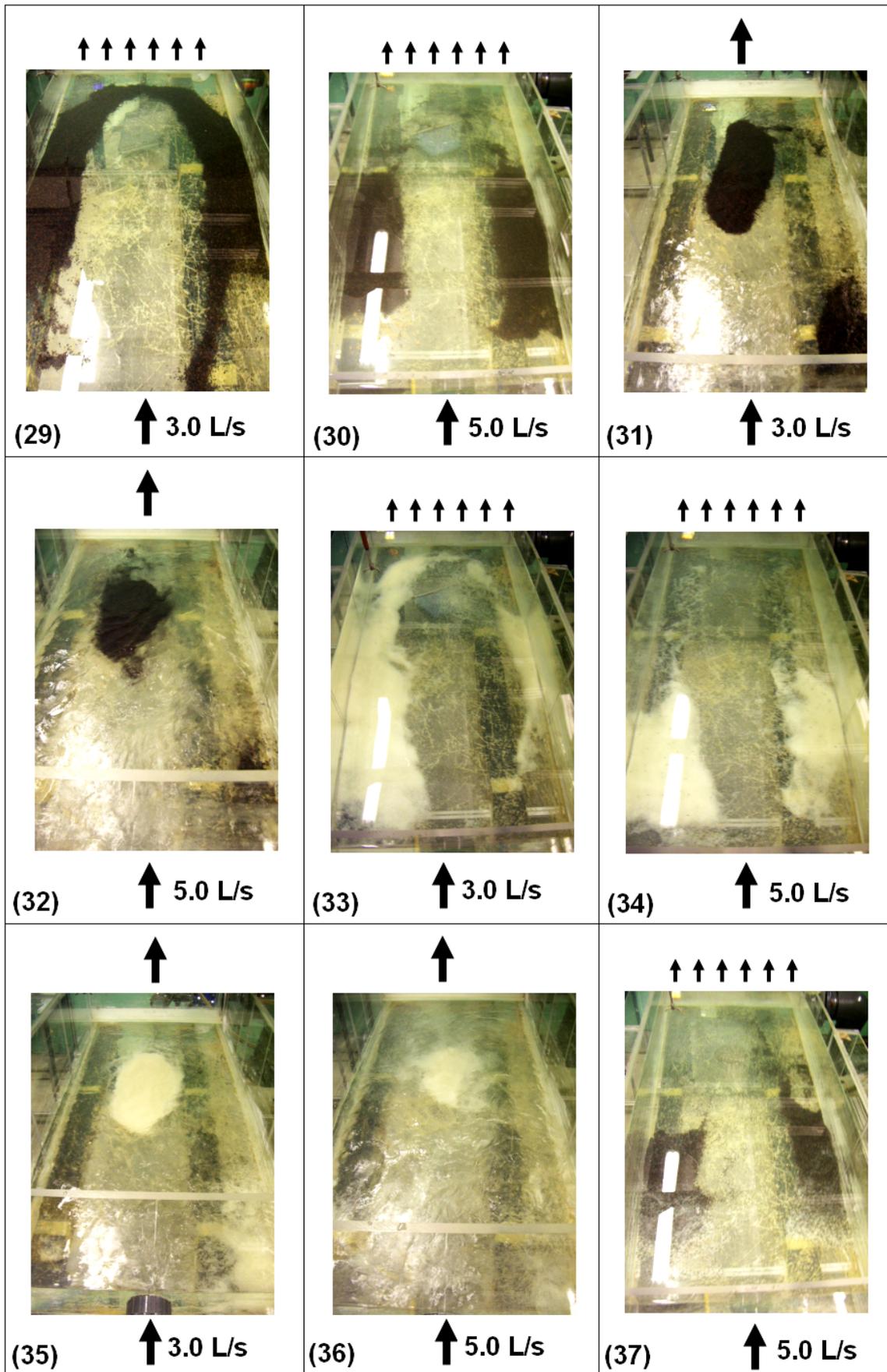


Figure 2.28. Dépôts obtenus avec les particules de diamètres 1500 et 2500 μm .

3.2. Débit d'entrée transitoire

Les rares études effectuées en transitoire ont mis en évidence l'importance de ce régime sur les dépôts. Saul & Ellis (1992) ont ainsi observé expérimentalement que la majorité des particules se déposaient en fin d'hydrogramme. Par une approche uniquement numérique, Stovin *et al.* (2002) ont montré que, pour la même hauteur d'eau, les profils de vitesse en montée et en descente d'hydrogramme présentaient des formes différentes.

L'influence du régime transitoire sur le transport de particules constitue ainsi un verrou scientifique majeur. Son étude constitue la suite logique du travail expérimental effectué jusqu'à présent en régime permanent.

Cependant, le dispositif expérimental n'a pas été prévu pour être utilisé en régime transitoire. En effet, si la pompe est commandée par un variateur de vitesse, le réglage se fait manuellement. De la même façon, le débit d'injection des particules est imposé manuellement. Il est prévu, dans la continuité de cette thèse, d'asservir les pompes (débits liquide et solide) de façon à pouvoir investiguer en détails le régime non permanent. Les trois expériences présentées dans le tableau 2.11 en constituent un travail préliminaire.

n°	Hydraulique				Transport solide	
	Q _{entrée} (L/s)	Q _{déversé} (L/s)	h (cm)	Ecoulement	$\eta_{\text{décanté}}$	$\eta_{\text{déversé}}$
38	0.0 – 7.0	0.0	variable	asym.	39%	0%
39	1.8 – 5.0	0.0	variable	asym.	22%	0%
40	2.0 – 5.1	2.0 – 5.1	> 40	quasi-sym.	25%	75%

Tableau 2.11. Ensemble des expériences effectuées avec un débit d'entrée transitoire (particules de diamètre 350 – 1400 μm).

Pour les expériences 39 et 40, nous avons imposé une succession de débits constants (montée : 2, 3, 4 et 5 L/s ; puis descente : 4, 3 et 2 L/s) par paliers de durée constante (3 minutes pour l'essai n°39, 5 minutes pour l'essai n°40). L'expérience 38 est en revanche complètement transitoire ; les hydrogrammes correspondant sont présentés sur la figure 2.29.

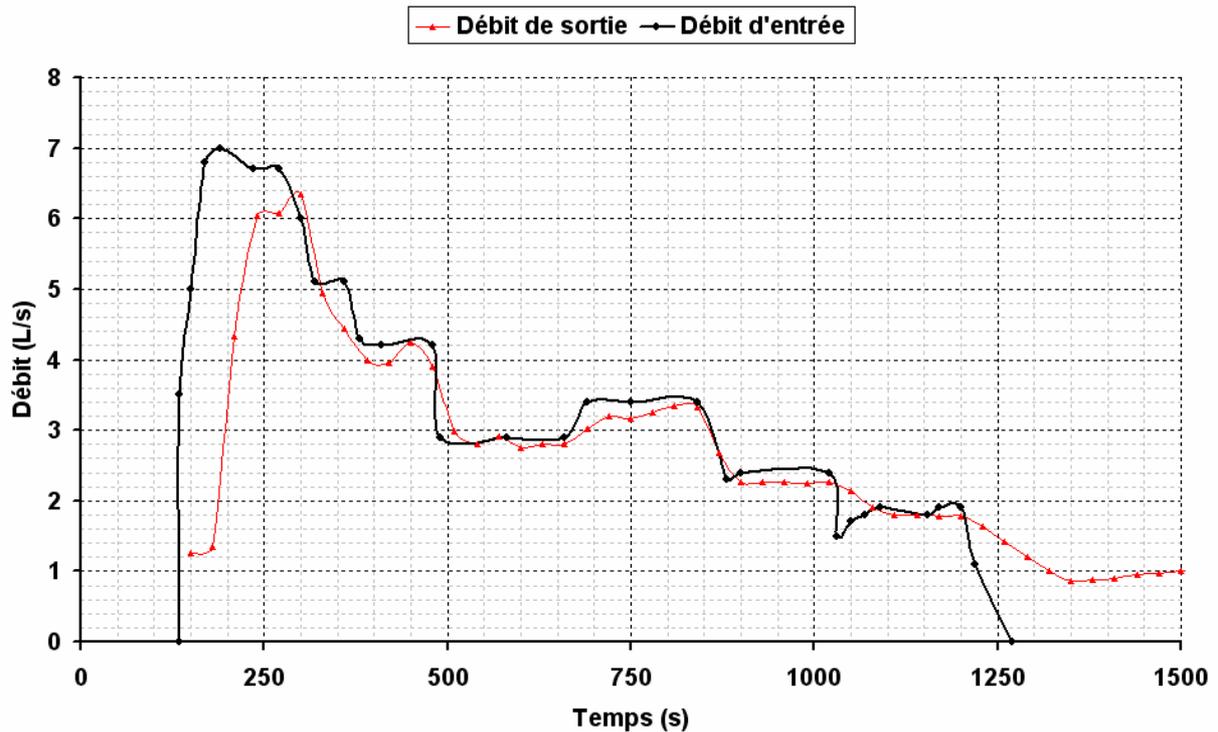


Figure 2.29. Hydrogrammes d'entrée et de sortie de l'expérience 38.

Des vidéos ont été tournées pour ces trois expériences réalisées en régime transitoire.

4. ECOULEMENT ET TRANSPORT SOLIDE EN PRESENCE DE COLONNES

Les huit expériences réalisées en présence de colonnes sont présentées dans le tableau 2.12 et illustrées sur la figure 2.30. Nous n'avons pas procédé à des mesures de vitesse pour ces expériences mais seulement observé le déplacement des particules pour caractériser l'écoulement. Ce dernier est similaire aux essais effectués dans le bassin brut sous les mêmes conditions hydrauliques (100% du débit est déversé) : le jet entrant est légèrement dévié sur un des côtés ; de part et d'autre, des retours inégaux vers l'amont prennent place.

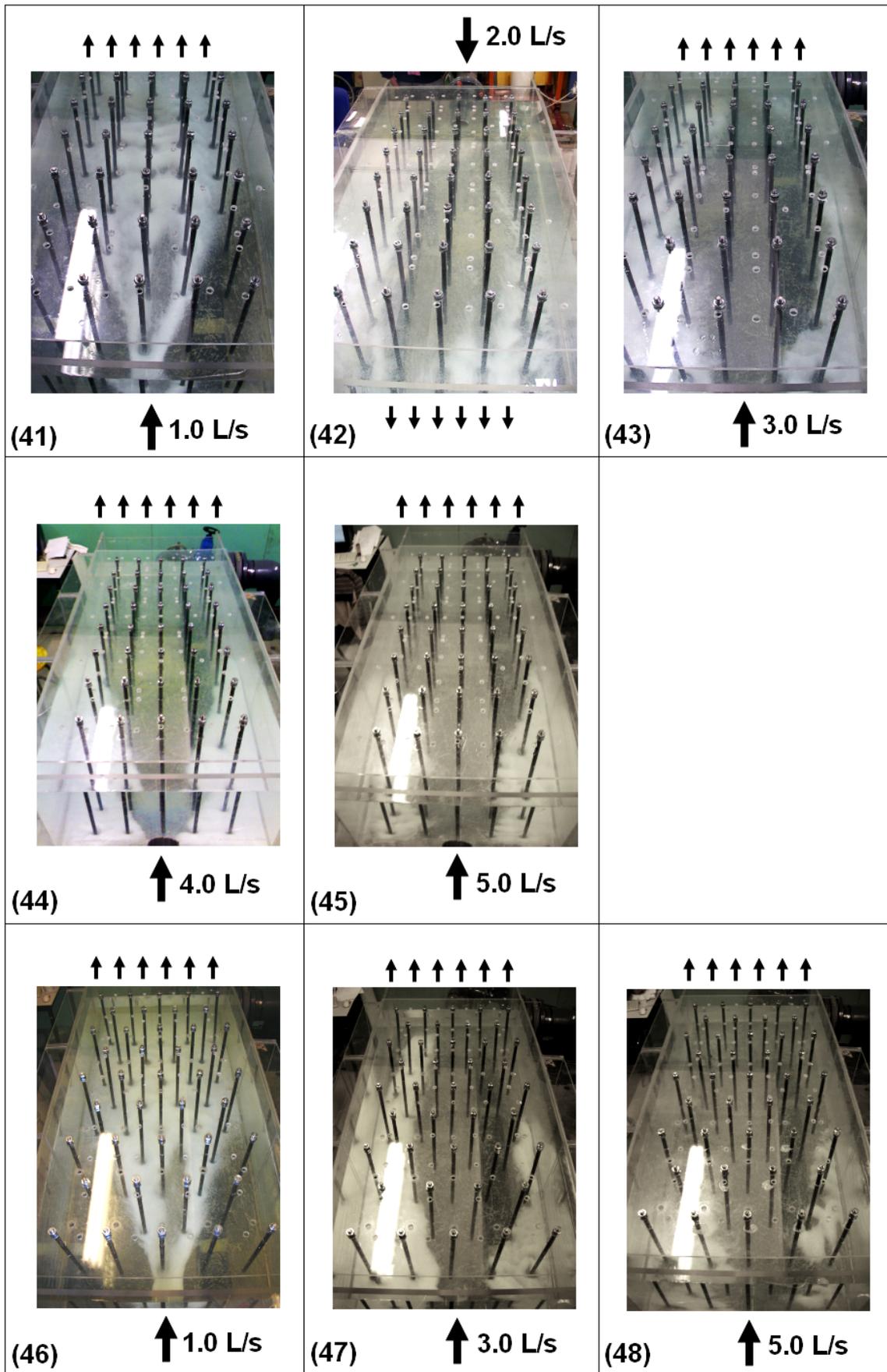


Figure 2.30. Dépôts obtenus en présence de colonnes.

n°	Config.	Hydraulique			Transport solide		
		Q _{entrée} (L/s)	Q _{déversé} (L/s)	h (cm)	Écoulement	$\eta_{\text{décanté}}$	$\eta_{\text{déversé}}$
41	alignée	1.0	1.0	> 40	quasi-sym.	98%	2%
42	alignée	2.0	2.0	> 40	quasi-sym.	75%	25%
43	alignée	3.0	3.0	> 40	quasi-sym.	58%	42%
44	alignée	4.0	4.0	> 40	quasi-sym.	32%	68%
45	alignée	5.0	5.0	> 40	quasi-sym.	20%	80%
46	quinc.	1.0	1.0	> 40	quasi-sym.	98%	2%
47	quinc.	3.0	3.0	> 40	quasi-sym.	61%	39%
48	quinc.	5.0	5.0	> 40	quasi-sym.	17%	83%

Tableau 2.12. Ensemble des expériences effectuées en présence de colonnes (débit d'entrée permanent, particules 350 – 1400 μm , déversement 100%).

5. ECOULEMENT ET TRANSPORT SOLIDE EN PRESENCE D'OBSTACLES

L'ensemble des conditions expérimentales correspondant aux essais en présence d'obstacles sont présentées dans le tableau 2.13. Concernant l'écoulement, seule une observation à l'œil nu du déplacement des particules a été effectuée. Ces observations qualitatives sont illustrées sur la figure 2.31.

Dans le cas du mur large (49, 50, 51, 52), le jet entrant dans le bassin est « cassé ». Les deux jets tourbillonnants en résultant longent le mur depuis le milieu vers les deux flancs du bassin où ils sont déviés vers le haut. Ils passent alors par dessus le mur le long des flancs du bassin. Ils longent ensuite les flancs puis se rejoignent en aval du bassin pour former un courant vers l'amont dans la partie centrale (53). L'écoulement décrit précédemment est similaire à celui observé dans le cas du mur étroit. Dans le cas de la paroi haute (expériences 54 et 55), deux recirculations quasi-symétriques prennent place en amont. En aval, l'écoulement se propage depuis l'espace situé sous la paroi pour monter progressivement vers le seuil déversant.

Les zones de dépôts correspondant à ces expériences sont illustrées sur la figure 2.32. Précisons que pour l'expérience 49, des dépôts ont été obtenus en quantité importante en amont du mur dans les deux coins du bassin (non visible sur la photographie).

n°	Config.	Hydraulique			Transport solide	
		$Q_{\text{entrée}}$ (L/s)	$Q_{\text{déversé}}$ (L/s)	h (cm)	$\eta_{\text{décanté}}$	$\eta_{\text{déversé}}$
49	mur large	1.0	1.0	> 40	100%	0%
50	mur large	3.0	3.0	> 40	95%	5%
51	mur large	3.0	3.0	> 40	95%	5%
52	mur large	5.0	5.0	> 40	84%	16%
53	mur étroit	3.0	3.0	> 40	95%	5%
54	paroi à 90 cm	3.0	3.0	> 40	19%	81%
55	paroi à 47 cm	3.0	3.0	> 40	70%	30%

Tableau 2.13. Ensemble des expériences effectuées avec des obstacles au sein du bassin (débit d'entrée permanent, particules 350 – 1400 μm , déversement 100%).

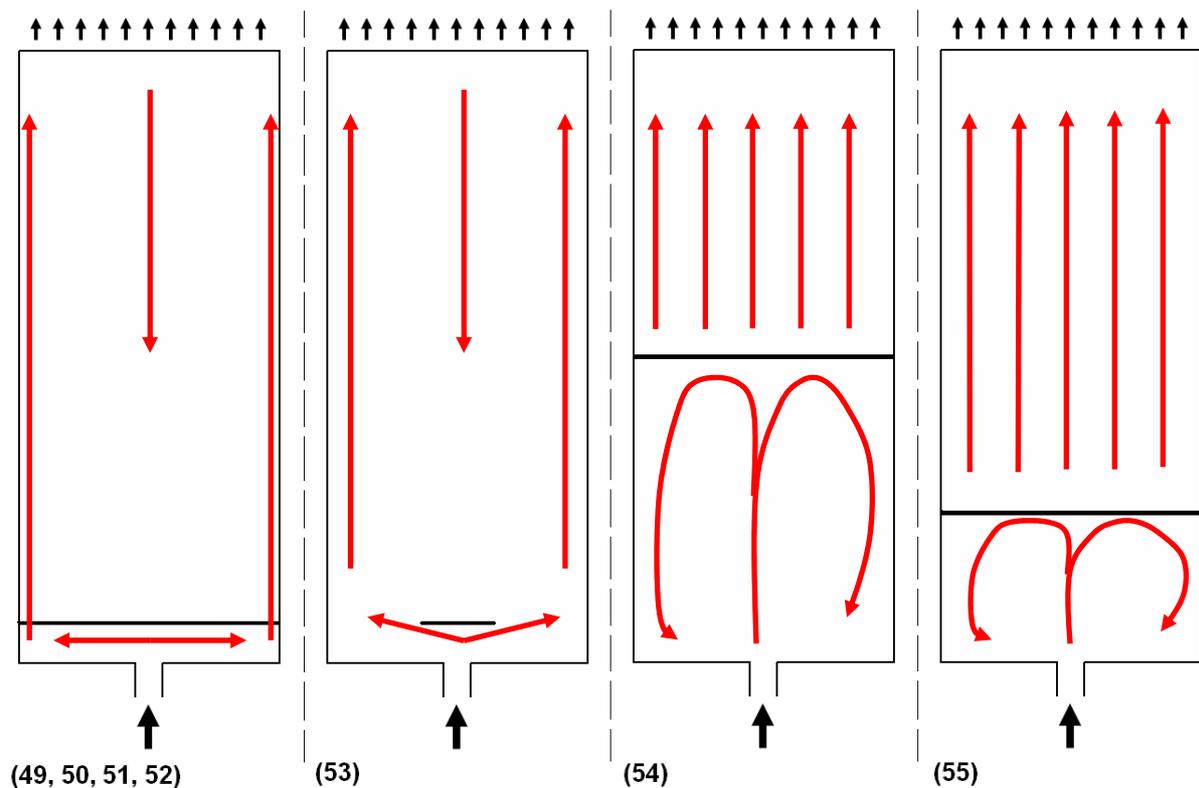


Figure 2.31. Ecoulements observés à l'œil nu en présence d'obstacles (vue de dessus).

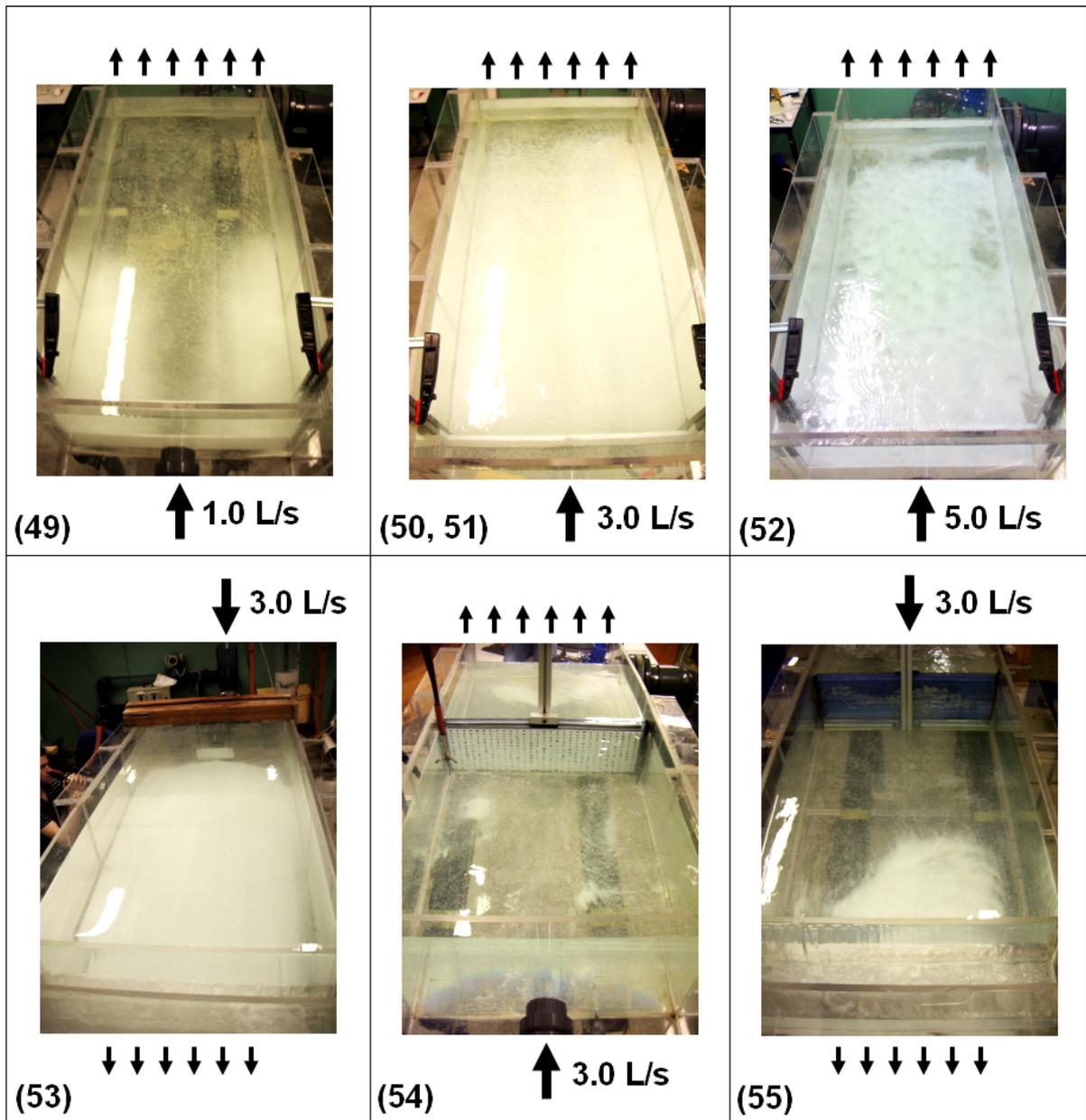


Figure 2.32. Dépôts en présence d'obstacles.

CONCLUSION DU CHAPITRE 2

La première phase du travail expérimental a consisté à caractériser l'écoulement dans le bassin brut, c'est-à-dire dans un bassin rectangulaire après une expansion à la fois horizontale et verticale. Trois formes d'écoulement ont été mises en évidence selon la hauteur d'eau :

- Lorsque la hauteur d'eau est inférieure ou égale à 15 cm, l'écoulement est stationnaire et se compose d'une grande recirculation horizontale asymétrique ; une recirculation de plus petite taille et de sens opposé prend place dans un des coins amont du bassin. Le sens de ces recirculations peut être horaire ou anti-horaire.
- Lorsque la hauteur d'eau est supérieure ou égale à 30 cm, l'écoulement est stationnaire et présente deux recirculations horizontales quasi-symétriques. Le jet principal reliant l'entrée à la sortie est légèrement dévié sur la droite ou sur la gauche.
- Pour les hauteurs d'eau intermédiaires, aucun état stationnaire ne parvient à s'établir dans le bassin, l'écoulement oscillant entre des formes asymétriques (20 cm) ou des formes asymétriques et quasi-symétriques (25 cm).

La seconde phase du travail expérimental a consisté à établir une vaste banque de données en transport solide : zones de dépôts, pourcentages de particules décantées, conservées et déversées. Par manque de temps, cette banque de données n'a pas pour le moment fait l'objet d'une analyse complète (un travail de comparaison avec les résultats de la bibliographie sera effectué par la suite) ; elle a seulement servi, en partie, de support de confrontation aux résultats de la modélisation 3D. Cette confrontation sera abordée dans le chapitre 4, le chapitre 3 présentant auparavant la modélisation numérique de l'écoulement et du transport solide.

CHAPITRE 3 : MODELISATION NUMERIQUE

INTRODUCTION DU CHAPITRE 3

L'objectif de ce chapitre est de présenter en détails les modèles numériques que nous avons jugés pertinents, suite à l'état actuel des connaissances effectué dans le chapitre 1, pour reproduire l'écoulement et le transport solide dans les bassins en assainissement. Ecoulement et transport solide pouvant être découplés en raison de la faible concentration (Chocat *et al.*, 2007), la première partie de ce chapitre est consacrée à la modélisation numérique de l'écoulement ; la seconde, à la modélisation numérique du transport.

Nous avons choisi d'utiliser un code de calcul 3D commercial ; il en existe de nombreux. Notre choix s'est porté sur le logiciel Fluent (2002) car celui-ci fait l'objet d'une utilisation intensive à l'Institut National des Sciences Appliquées (INSA) de Strasbourg ainsi qu'à l'Ecole Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg (ENGEES) depuis déjà plusieurs années (Lipeme Kouyi, 2004). Si le code source n'est pas accessible à l'utilisateur, Fluent présente néanmoins l'avantage de proposer des UDF (*user defined functions*) qui permettent d'intégrer, sur la base de trames prédéfinies, des apports personnels. Nous avons de cette façon pu implémenter dans le modèle de suivi de particules une nouvelle condition limite pour le fond du bassin.

1. ECOULEMENT

1.1. Equations de Navier Stokes

Les équations régissant les écoulements sont issues des lois de conservation de la physique (Versteeg & Malalasekera, 1995) :

- la conservation de la masse,
- la seconde loi de Newton (égalité entre le produit de la masse par l'accélération et la somme des forces extérieures),

A partir d'un bilan sur un petit élément de volume (échelle mésoscopique), nous pouvons écrire la conservation de la masse et la seconde loi de Newton sous forme différentielle. Ces deux lois sont écrites dans le cas d'un fluide Newtonien compressible respectivement dans les équations (3.1), et (3.2) à (3.4). Ce système de quatre équations forment les équations de Navier Stokes. Dans ces équations, (x, y, z) est le système de coordonnées cartésiennes, y étant l'axe vertical ; ρ , la masse volumique du fluide ; $\mathbf{u} = (u, v, w)$, le vecteur vitesse instantanée ; p , la pression ; μ , la viscosité dynamique du fluide ; et \mathbf{g} , l'accélération de la pesanteur. Les caractères apparaissant en gras dans le texte correspondent à des vecteurs.

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \text{div}(\rho \vec{u}) = 0 \quad (3.1)$$

$$\frac{\partial(\rho u)}{\partial t} + \text{div}(\rho u \vec{u}) = -\frac{\partial p}{\partial x} + \text{div}[\mu \text{grad}(u)] \quad (3.2)$$

$$\frac{\partial(\rho v)}{\partial t} + \text{div}(\rho v \vec{u}) = -\frac{\partial p}{\partial y} + \text{div}[\mu \text{grad}(v)] + \vec{g} \quad (3.3)$$

$$\frac{\partial(\rho w)}{\partial t} + \text{div}(\rho w \vec{u}) = -\frac{\partial p}{\partial z} + \text{div}[\mu \text{grad}(w)] \quad (3.4)$$

1.2. Modélisation de la turbulence

Caractéristiques d'un écoulement turbulent

La plupart des écoulements rencontrés en ingénierie sont turbulents. De tels écoulements sont caractérisés par des valeurs importantes du nombre de Reynolds. Ce nombre est explicité dans l'équation (3.5). Ici, U et L sont respectivement une vitesse et une longueur caractéristiques de l'écoulement.

$$\text{Re} = \frac{\rho UL}{\mu} \quad (3.5)$$

En dessous d'une valeur critique du nombre de Reynolds (aux alentours de 2000 quand on considère pour la longueur le diamètre hydraulique), l'écoulement est laminaire, c'est-à-dire

que les grandeurs physiques qui le caractérisent (vitesses, pression) sont stables dans le temps. Un tel régime se caractérise notamment par une faible diffusion (chaleur, concentration, *etc.*). Dans ce cas, l'écoulement est parfaitement décrit par les équations (3.1) à (3.4) dans lesquelles $\mathbf{u} = (u, v, w)$ et p représentent alors respectivement le vecteur vitesse et la pression (valeurs instantanées et moyennes sont égales).

Au dessus d'une valeur critique du nombre de Reynolds, l'écoulement devient turbulent. La valeur critique au delà de laquelle l'écoulement est turbulent est en général dans l'intervalle 2000 – 4000 mais peut également être beaucoup plus grande (jusqu'à 70 000) dans le cas d'écoulements peu perturbés (Bailly & Comte-Bellot, 2003).

Un écoulement turbulent présente un caractère aléatoire et chaotique, ce qui se caractérise par des vitesses et pression non stationnaires, comme illustré sur la figure 3.1 pour la composante u de la vitesse.

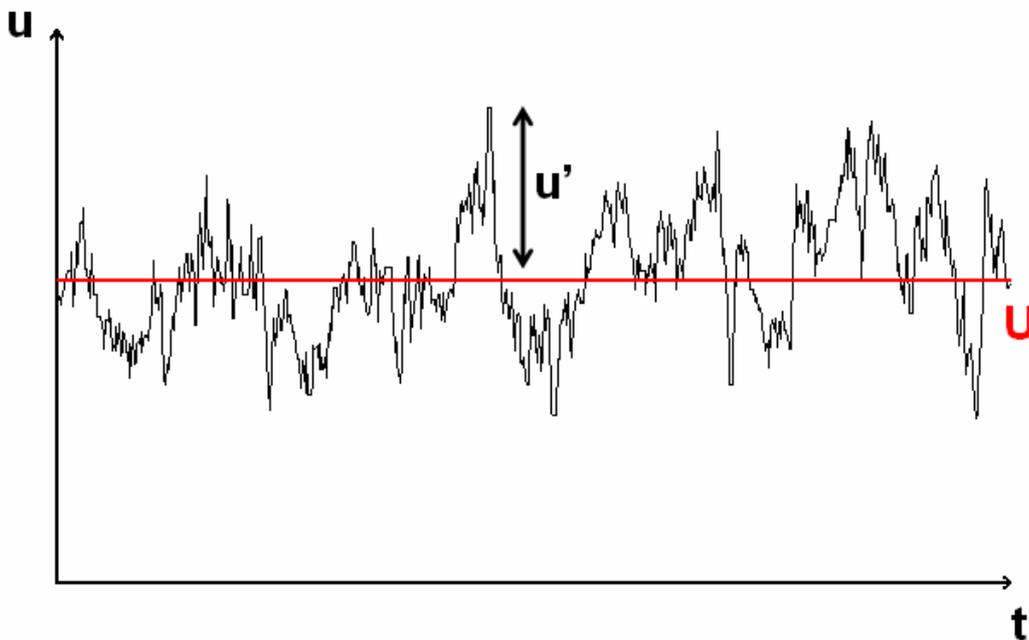


Figure 3.1. Mesure typique de la vitesse instantanée d'un écoulement turbulent (vélocimétrie acoustique Doppler).

Equations de Reynolds

La vitesse instantanée d'un écoulement turbulent peut être décomposée en une vitesse moyenne et une vitesse fluctuante. Cette décomposition, appelée décomposition de Reynolds, est écrite pour une composante de la vitesse dans les équations (3.6) et (3.7).

$$U = \frac{1}{\Delta t} \int_0^{\Delta t} u(t) dt \quad (3.6)$$

$$u'(t) = u(t) - U \quad (3.7)$$

Dans ces équations, U est la vitesse moyenne ; u , la vitesse instantanée ; et u' , la vitesse fluctuante. Le même type d'écriture peut être effectuée pour les deux autres composantes de la vitesse ainsi que pour la pression.

En introduisant cette décomposition dans les équations de Navier Stokes, puis en intégrant temporellement celles-ci entre 0 et l'infini, on obtient les équations de Reynolds d'un fluide Newtonien compressible, comme écrit dans les équations (3.8) à (3.11). Ici, $\mathbf{U} = (U, V, W)$ est le vecteur vitesse moyenne ; P , la pression moyenne ; et $\mathbf{u}' = (u', v', w')$, le vecteur vitesse fluctuante. La barre signifie que la grandeur est intégrée temporellement entre 0 et l'infini.

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \text{div}(\rho \mathbf{U}) = 0 \quad (3.8)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial(\rho U)}{\partial t} + \text{div}(\rho U \vec{U}) \\ & = -\frac{\partial P}{\partial x} + \text{div}[\mu \text{grad}(U)] + \left[-\frac{\partial(\overline{\rho u' u'})}{\partial x} - \frac{\partial(\overline{\rho u' v'})}{\partial y} - \frac{\partial(\overline{\rho u' w'})}{\partial z} \right] \end{aligned} \quad (3.9)$$

$$\begin{aligned}
& \frac{\partial(\rho V)}{\partial t} + \text{div}(\rho V \vec{U}) \\
& = -\frac{\partial P}{\partial y} + \text{div}[\mu \text{grad}(V)] + \left[-\frac{\partial(\rho \overline{u'v'})}{\partial x} - \frac{\partial(\rho \overline{v'v'})}{\partial y} - \frac{\partial(\rho \overline{v'w'})}{\partial z} \right] + \vec{g}
\end{aligned} \tag{3.10}$$

$$\begin{aligned}
& \frac{\partial(\rho W)}{\partial t} + \text{div}(\rho W \vec{U}) \\
& = -\frac{\partial P}{\partial z} + \text{div}[\mu \text{grad}(W)] + \left[-\frac{\partial(\rho \overline{u'w'})}{\partial x} - \frac{\partial(\rho \overline{v'w'})}{\partial y} - \frac{\partial(\rho \overline{w'w'})}{\partial z} \right]
\end{aligned} \tag{3.11}$$

Si le terme en pression fluctuante disparaît suite à l'intégration temporelle, des termes de corrélation double en vitesse fluctuante subsistent. Ces six termes constituent les contraintes de Reynolds.

A ce stade, nous disposons de quatre équations présentant dix inconnues : le vecteur vitesse moyenne \mathbf{U} (trois inconnues), la pression moyenne P (une inconnue), et les contraintes de Reynolds (six inconnues). Un modèle de turbulence est nécessaire pour fermer ce système.

La plupart des modèles classiques de turbulence se fondent sur l'hypothèse de Boussinesq qui modélise les contraintes de Reynolds par une force de viscosité, comme écrit dans l'équation (3.12) pour la contrainte de Reynolds en u' et v' . Ici, μ_t est la viscosité turbulente dynamique.

$$-\rho \overline{u'v'} = \mu_t \left(\frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x} \right) \tag{3.12}$$

Une fois connue l'expression de la viscosité turbulente, le système des équations sera fermé et pourra alors être résolu. Il existe de nombreux modèles pour ce terme.

Modèle de la longueur de mélange

Le modèle de la longueur de mélange se fonde sur l'hypothèse selon laquelle la viscosité turbulente peut être exprimée au moyen du produit d'une vitesse turbulente et d'une échelle spatiale (analyse dimensionnelle). La majorité de l'énergie turbulente étant contenue dans les

grands tourbillons, la longueur de mélange doit être représentative des grandes structures turbulentes. Dans le cas d'un écoulement bidimensionnel dans le plan (x, y) où le terme $\partial U/\partial y$ est le seul gradient significatif, la contrainte de Reynolds s'écrit selon l'équation (3.13). Ici, l_m est appelée la longueur de mélange. Il en existe plusieurs expressions que le lecteur intéressé pourra trouver dans l'ouvrage de Versteeg & Malalasekera (1995).

$$-\overline{\rho u'v'} = \rho l_m^2 \left| \frac{\partial U}{\partial y} \right| \frac{\partial U}{\partial y} \quad (3.13)$$

Les avantages d'un tel modèle sont qu'il est simple à mettre en œuvre et nécessite peu de temps de calcul. S'il permet d'obtenir de bons résultats dans plusieurs cas (jets, couche limite, *etc.*), ce modèle ne permet pas de simuler des écoulements présentant des recirculations (Versteeg & Malalasekera, 1995).

Modèle k- ϵ

Des modèles plus complexes ont été établis à partir d'une approche axée sur les mécanismes de la turbulence (production, transport, dissipation). Le modèle k- ϵ est ainsi un modèle introduisant deux nouvelles grandeurs, l'énergie cinétique turbulente par unité de masse, k , définie dans l'équation (3.14), et son taux de dissipation par unité de masse, ϵ , défini plus loin dans l'équation (3.17).

$$k = \frac{1}{2} (\overline{u'u'} + \overline{v'v'} + \overline{w'w'}) \quad (3.14)$$

Le sens physique de l'énergie cinétique turbulente peut aisément être compris. k représente en effet l'énergie cinétique des fluctuations de vitesse.

La deuxième grandeur, ϵ , est plus délicate à comprendre physiquement. Elle exprime le fait que la dissipation de l'énergie cinétique turbulente k est principalement causée par le travail des plus petites structures turbulentes. En utilisant les notations des équations (3.15) et (3.16) (expressions similaires pour e'_{yy} , e'_{zz} , e'_{xz} et e'_{yz}), l'expression du taux de dissipation de l'énergie cinétique turbulente par unité de masse est donnée par l'équation (3.17).

$$e'_{xx} = \frac{\partial u'}{\partial x} \quad (3.15)$$

$$e'_{xy} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u'}{\partial y} + \frac{\partial v'}{\partial x} \right) \quad (3.16)$$

$$\varepsilon = 2 \frac{\mu}{\rho} \left(\overline{e'^2_{xx}} + \overline{e'^2_{yy}} + \overline{e'^2_{zz}} + 2\overline{e'^2_{xy}} + 2\overline{e'^2_{xz}} + 2\overline{e'^2_{yz}} \right) \quad (3.17)$$

Les transports de k et ε sont régis par deux expressions similaires. Seule la forme en est donnée dans l'équation (3.18).

$$\begin{aligned} & \text{Taux de variation de } k \text{ (ou } \varepsilon) + \text{Transport de } k \text{ (} \varepsilon) \text{ par convection} \\ & = \text{Transport de } k \text{ (} \varepsilon) \text{ par diffusion} + \text{Taux de production de } k \text{ (} \varepsilon) \\ & - \text{Taux de destruction de } k \text{ (} \varepsilon) \end{aligned} \quad (3.18)$$

La viscosité turbulente dynamique prend alors l'expression écrite dans l'équation (3.19), où C_μ est une constante du modèle.

$$\mu_t = \rho C_\mu \frac{k^2}{\varepsilon} \quad (3.19)$$

Quatre autres constantes interviennent dans ce modèle. Leurs valeurs standard, découlant d'un processus d'ajustement de nombreuses données expérimentales, sont rapportées dans le tableau 3.1. C_μ est le lien de proportionnalité entre la viscosité turbulente et le rapport k^2/ε . σ_k et σ_ε sont les nombres de Prandtl (également appelés nombres de Schmidt) ; ils relient les diffusivités des grandeurs k et ε à la viscosité turbulente. Quant à $C_{1\varepsilon}$ et $C_{2\varepsilon}$, ces deux constantes interviennent respectivement dans les taux de production et de destruction de ε .

C_μ	σ_k	σ_ε	$C_{1\varepsilon}$	$C_{2\varepsilon}$
0.09	1.00	1.30	1.44	1.92

Tableau 3.1. Les valeurs des paramètres du modèles k - ε standard.

Le principal avantage du modèle de turbulence k-ε est qu'il s'agit d'un modèle simple (seulement deux équations de fermeture) qui a fait l'objet d'une large validation. Son inconvénient est qu'il échoue à reproduire très finement le champ de vitesse.

En plus de cette formulation standard, il en existe des variantes adaptées à certaines situations. Nous citerons seulement le modèle RNG k-ε. Ce modèle introduit un terme supplémentaire dans l'équation de transport de ε pour prendre en compte l'effet du brassage (*swirl*) sur la turbulence. Le modèle RNG k-ε est ainsi mieux adapté que la version standard pour les écoulements tourbillonnants.

Modèle des contraintes de Reynolds (RSM)

RSM, pour *Reynolds stress model*, est un modèle de turbulence anisotrope. Plutôt que de modéliser les contraintes de Reynolds selon l'hypothèse de Boussinesq, RSM les considère comme des variables. Une équation de transport est ainsi résolue pour chacune des contraintes de Reynolds, comme écrit dans l'équation (3.20) pour la contrainte suivant les directions **x** et **y**.

$$\begin{aligned}
 & \text{Taux de variation de } \overline{u'_x u'_y} + \text{Transport de } \overline{u'_x u'_y} \text{ par convection} \\
 & = \text{Taux de production de } \overline{u'_x u'_y} + \text{Transport de } \overline{u'_x u'_y} \text{ par diffusion} \\
 & - \text{Taux de dissipation de } \overline{u'_x u'_y} + \text{Transport de } \overline{u'_x u'_y} \text{ dû à la rotation} \\
 & + \text{Transport de } \overline{u'_x u'_y} \text{ dû aux fluctuations de pression}
 \end{aligned} \tag{3.20}$$

Le taux de dissipation ε est quant à lui modélisé sous l'hypothèse d'isotropie des petites structures turbulentes dissipatrices. Le lecteur intéressé par la description complète de RSM pourra se reporter à l'ouvrage de Versteeg & Malalasekera (1995).

Une équation de l'énergie cinétique turbulente k peut être introduite selon les variantes de ce modèle.

RSM est le modèle le plus abouti des modèles de turbulence fondés sur les équations de Reynolds. Il est tout à fait adapté dans le cas où la turbulence présente un caractère anisotrope flagrant, par exemple dans le cas des courants secondaires (Kang & Choi, 2006). Cependant, du fait du plus grand nombre d'équations, il demande un temps de calcul plus important.

Enfin, ce modèle n'a pas été validé pour une large gamme d'écoulements comme l'a été le modèle k-ε.

1.3. Modélisation de la surface libre

La surface libre constitue l'interface entre l'eau et l'air. Si dans des cas où le niveau d'eau est horizontal une condition de symétrie est suffisante, un modèle biphasique s'avère indispensable dans les cas où la surface libre présente une pente non nulle ou bien lorsque le niveau d'eau est inconnu.

Condition de symétrie

Cette condition stipule qu'il n'y a pas d'écoulement à travers l'interface et que les variables juste à l'extérieur du domaine (variables virtuelles) sont égales aux variables juste à l'intérieur du domaine, d'où le nom de symétrie. En termes mathématiques, cette deuxième condition se traduit par des gradients normaux au plan de symétrie nuls pour toutes les variables.

Cette condition est souvent utilisée pour modéliser la surface libre dans les bassins, comme présenté dans le chapitre 1. Le principal avantage de cette méthode est qu'elle ne requiert pas de modèle biphasique, ce qui permet de ne pas augmenter le temps de calcul. En revanche, le niveau précis de l'eau doit être connu *a priori* car il ne s'agit pas d'un résultat de simulation.

Modèle *volume of fluid* (VOF)

Le modèle VOF est adapté dans le cas d'une surface libre pentue. Il peut de plus être utilisé lorsque le niveau d'eau est inconnu. En effet, lorsque ce modèle est utilisé, la hauteur d'eau devient un résultat de simulation.

Hirt & Nichols (1981) ont introduit la fraction volumique en eau, F_w , cette nouvelle variable étant régie par l'équation (3.21).

$$\frac{\partial F_w}{\partial t} + U \frac{\partial F_w}{\partial x} + V \frac{\partial F_w}{\partial y} + W \frac{\partial F_w}{\partial z} = 0 \quad (3.21)$$

L'équation (3.21) consiste à dire que F_w se déplace avec le fluide. La fraction volumique en air, F_a , est le complémentaire à 1.

Les équations de Navier Stokes ne sont alors plus résolues pour la seule phase eau, mais pour une combinaison volumique des phases eau et air. Le modèle VOF constitue ainsi un modèle pseudo biphasique. En chaque cellule du domaine, les propriétés du fluide sont calculées en tenant compte des fractions volumiques en eau et en air, comme écrit dans les équations (3.22) et (3.23). Ici, ρ est la masse volumique du fluide ; μ , sa viscosité dynamique ; ρ_w et μ_w sont respectivement la masse volumique et la viscosité dynamique de l'eau ; ρ_a et μ_a , respectivement la masse volumique et la viscosité dynamique de l'air.

$$\rho = F_w \rho_w + (1 - F_w) \rho_a \quad (3.22)$$

$$\mu = F_w \mu_w + (1 - F_w) \mu_a \quad (3.23)$$

Dans la partie eau, F_w est égal à 1 alors que dans la partie air, F_w est égal à 0. La surface libre est quant à elle définie par $F_w = 0.5$. La surface libre physique étant constitué par une surface infiniment fine, des méthodes existent pour éviter la diffusion de la fraction volumique en eau, par exemple le schéma de reconstruction géométrique ou encore le schéma donneur-accepteur (Fluent, 2002).

Après des essais préliminaires, nous avons choisi d'utiliser une condition de symétrie pour la surface libre dans les bassins, ceci même dans le cas où tout ou partie du débit est évacué par un trop-plein (cas dans lequel la surface libre n'est pas complètement horizontale au niveau du seuil déversant). Le modèle VOF est en revanche complètement pertinent dans le cas des déversoirs (Lipeme Kouyi, 2004)

1.4. Méthode des volumes finis

Fluent utilise la méthode des volumes finis pour résoudre les équations aux dérivées partielles présentées ci-dessus. Un maillage constitué de volumes de contrôle, également appelés cellules ou mailles, est construit. Chaque variable présente alors une valeur en chacun de ces volumes de contrôle. Les liens entre ces variables découlent de la discrétisation des équations aux dérivées partielles.

Maillage

Pour obtenir des résultats de simulation corrects, le maillage doit être construit avec le plus grand soin. Le choix du nombre de mailles constitue un compromis entre temps de calcul et qualité des résultats. Plus le maillage est dense, plus les résultats ont de chances d'être en bon accord avec les mesures mais plus le temps de calcul est long. Inversement, plus le maillage est grossier, plus le temps de calcul est court mais plus les résultats ont de chances d'être discordants par rapport aux mesures. En général, nous constatons que les résultats n'évoluent plus de façon significative au delà d'un certain nombre de mailles. Construire un maillage plus fin n'est donc pas nécessaire. Si la concordance avec les expériences est malgré tout mauvaise, il faut, non pas affiner le maillage, mais modifier le choix de modèles.

La construction du maillage constitue la première étape de toute simulation numérique. Cette construction concerne non seulement le nombre de mailles mais aussi leur taille et leur forme. Typiquement, on densifie le maillage dans les zones où de forts gradients sont attendus. Inversement, dans les zones où les gradients attendus sont faibles, des mailles plus grandes peuvent être utilisées. Quant à la forme des mailles, les mailles hexaédriques sont privilégiées. Cependant, dans le cas de géométries aux formes complexes, il n'est pas toujours possible d'utiliser de telles mailles. Des mailles tétraédriques peuvent alors, par exemple, être utilisées.

Discrétisation des équations aux dérivées partielles

Considérons l'équation de transport d'un scalaire Φ . Elle prend la forme générale de l'équation (3.24) où V est le volume de contrôle ; ρ , la masse volumique ; \mathbf{u} , le vecteur vitesse ; \mathbf{A} , le vecteur normal à la surface ; Γ_Φ , le coefficient de diffusion du scalaire Φ ; et S_Φ , le terme source du scalaire Φ (Fluent, 2002).

$$\iiint_V \frac{\partial(\rho\Phi)}{\partial t} dV + \oiint \rho\Phi \vec{u} \cdot \vec{dA} = \oiint \Gamma_\Phi \text{grad}(\Phi) \cdot \vec{dA} + \iiint_V S_\Phi dV \quad (3.24)$$

Cette même équation discrétisée prend la forme écrite dans l'équation (3.25). Ici, N_{faces} est le nombre de faces du volume de contrôle ; Φ_f , la valeur de Φ sur la face f ; $\rho_f \mathbf{u}_f \cdot \mathbf{A}_f$, le flux massique à travers la face f ; \mathbf{A}_f , le vecteur aire de la face f ; et V , le volume de contrôle.

$$\frac{\partial \rho \Phi}{\partial t} V + \sum_f^{N_{\text{faces}}} \rho_f \vec{u}_f \Phi_f \cdot \vec{A}_f = \sum_f^{N_{\text{faces}}} \Gamma_f \text{grad}(\Phi_f) \cdot \vec{A}_f + S_\Phi V \quad (3.25)$$

Discrétisation spatiale

Par défaut, Fluent (2002) stocke les variables au centre des cellules. Cependant, dans l'équation (3.25), les variables au niveau des faces sont requises. Un schéma d'interpolation à partir des valeurs centrales est alors nécessaire.

Pour le second terme de la partie gauche de l'équation (3.25), Fluent (2002) utilise un schéma amont, c'est-à-dire que la valeur sur la face Φ_f provient de la valeur amont (selon le sens de la vitesse \mathbf{u}).

Pour un schéma amont du premier ordre, la valeur de la variable sur la face f est égale à la valeur Φ au centre de la cellule amont, comme écrit dans l'équation (3.26).

$$\Phi_f = \Phi \quad (3.26)$$

Pour un schéma amont de deuxième ordre, la valeur de Φ_f est calculée selon l'équation (3.27). Ici, \mathbf{r} est le vecteur déplacement entre le centre de la cellule amont et la surface.

$$\Phi_f = \Phi + \text{grad}(\Phi) \cdot \vec{r} \quad (3.27)$$

D'autres schémas sont disponibles dans le code de calcul, parmi lesquels le schéma de discrétisation *power-law* qui calcule la valeur sur la face à partir d'une équation monodimensionnelle de convection-diffusion, le schéma QUICK qui consiste en une moyenne pondérée du deuxième ordre, *etc.* Le lecteur intéressé par de tels schémas, en général non nécessaires, pourra se reporter à l'ouvrage de Versteeg & Malalasekera (1995) ou au manuel d'utilisation de Fluent (2002).

Pour le terme de diffusion, c'est-à-dire le premier terme de la partie droite de l'équation (3.25), un schéma centré du deuxième ordre, comme écrit dans l'équation (3.28), est utilisé pour éviter la diffusion numérique. Ici, Φ_1 et Φ_2 sont respectivement les valeurs de la variable

aux centres des cellules adjacentes à la face f ; \mathbf{r}_1 et \mathbf{r}_2 , les vecteurs déplacements entre les centres des cellules adjacentes et la face f .

$$\Phi_f = \frac{1}{2}(\Phi_1 + \Phi_2) + \frac{1}{2}(\text{grad}(\Phi_1) \cdot \vec{r}_1 + \text{grad}(\Phi_2) \cdot \vec{r}_2) \quad (3.28)$$

Discrétisation temporelle

Le premier terme de l'équation (3.25) est une dérivée temporelle. En utilisant la forme générique de l'équation (3.29), on peut discrétiser temporellement au premier ordre ou au deuxième ordre, comme écrit respectivement dans les équations (3.30) et (3.31). Ici, $n+1$ représente l'instant $t+\Delta t$; n , l'instant t ; et $n-1$ l'instant $t-\Delta t$.

$$\frac{\partial \Phi}{\partial t} = F(\Phi) \quad (3.29)$$

$$\frac{\Phi^{n+1} - \Phi^n}{\Delta t} = F(\Phi) \quad (3.30)$$

$$\frac{3\Phi^{n+1} - 4\Phi^n + \Phi^{n-1}}{2\Delta t} = F(\Phi) \quad (3.31)$$

Une fois choisi l'ordre de la discrétisation du terme de gauche dans l'équation (3.29), il faut choisir la méthode d'évaluation de $F(\Phi)$:

- soit à l'instant t (schéma explicite) : $F(\Phi^n)$,
- soit à l'instant $t+\Delta t$ (schéma implicite) : $F(\Phi^{n+1})$.

L'avantage d'un schéma implicite est qu'il est stable indépendamment du pas de temps, Δt , alors qu'un schéma explicite requiert un pas de temps inférieur à une valeur seuil (condition de Courant-Friedrich-Lewy). En revanche, un schéma implicite nécessite l'inversion d'une matrice alors que la solution est exprimée directement dans le cas d'un schéma explicite.

Schéma d'interpolation de la pression

Les schémas de discrétisation présentés précédemment fonctionnent bien tant que les gradients entre les centres des deux mailles voisines sont peu importants. Or, les écoulements

pour lesquels les forces de volume sont importantes, par exemple les écoulements gravitaires, présentent des variations de pression importantes. Dans ce cas, un schéma standard de discrétisation pour la pression n'est pas adapté et un schéma spécifique doit être utilisé pour éviter la divergence du calcul.

Plusieurs schémas sont proposés dans le code de calcul Fluent (2002). Parmi ceux-ci, on retiendra les deux qui sont adaptés à la modélisation de l'écoulement dans un ouvrage hydraulique :

- le schéma d'équilibre avec les forces de volume (*body-force-weighted*) : il suppose que le gradient de la différence entre les forces de volume et la pression est constant. Ce schéma est adapté dans le cas où les forces de volume sont connues, par exemple dans le cas d'écoulements gravitaires où les forces de volume correspondent au poids et à la poussée d'Archimède.
- PRESTO! (*pressure staggering option*) : ce schéma part du constat que, si la définition des variables au centre des mailles est adaptée pour la vitesse, l'influence physique de la pression est mieux prise en compte si cette variable est exprimée dans une grille décalée. Selon ce schéma, la pression est donc exprimée dans un maillage décalé par rapport au maillage des vitesses.

1.5. Conditions aux limites

Un choix inadéquat de conditions limites ne pourra aboutir à un résultat correct des variables hydrauliques dans la mesure où les variables au sein du maillage dépendent des variables à ses frontières.

Les principales conditions limites utilisées pour une modélisation hydraulique sont les suivantes :

- entrée,
- sortie,
- mur,
- symétrie (déjà abordée dans la prise en compte de la surface libre).

Condition limite en entrée

En entrée, une vitesse (*velocity inlet*) est généralement imposée sur toute la section de façon à imposer un débit. En général, on choisit une vitesse uniforme sur toute la section d'entrée. Cette distribution ne correspondant pas à la réalité physique, une longueur suffisamment grande (typiquement une longueur de conduite au moins égale à six fois son diamètre) doit être choisie de telle sorte qu'à l'entrée proprement dite dans l'ouvrage, le profil de vitesse soit pleinement développé.

Ce type de condition nécessite de renseigner les grandeurs turbulentes sur la limite. Dans le cas du modèle de turbulence $k-\epsilon$, on peut choisir de renseigner par exemple l'énergie cinétique turbulente et son taux de dissipation, ou encore le diamètre hydraulique et l'intensité turbulente (rapport de l'énergie cinétique turbulente sur le carré d'une vitesse de référence). Dans ce dernier cas, l'équation (3.32) est recommandée par Fluent (2002). Ici, Re est le nombre de Reynolds défini selon l'équation (3.33), où U est la vitesse imposée sur la face d'entrée et D_h , le diamètre hydraulique.

$$I = 0.16 Re^{-1/8} \quad (3.32)$$

$$Re = \frac{\rho U D_h}{\mu} \quad (3.33)$$

Condition limite en sortie

En sortie, plusieurs conditions peuvent être utilisées. Dans le cas d'un ouvrage présentant une seule sortie (que ce soit une conduite ou un seuil déversant), une condition de type *pressure outlet* ou encore *outflow* sont couramment imposées. La première impose une pression sur toute la face de sortie (en général la pression atmosphérique). La seconde impose un débit de sortie égal au débit d'entrée.

Dans le cas d'un ouvrage présentant plusieurs sorties (par exemple une sortie par conduite et un seuil déversant), on peut imposer une répartition particulière des débits de sortie en choisissant pour l'une des deux sorties une condition *velocity inlet*. La vitesse doit être choisie négative par rapport au vecteur normal à la face de sortie.

Lorsque le modèle VOF est utilisé, on choisit généralement pour le toit du maillage une condition de type *pressure outlet*, ceci afin d'imposer la pression atmosphérique dans la phase air. Il faut cependant veiller à ce qu'aucune eau ne s'échappe par cette sortie. Pour cela, le volume prévu pour l'air dans la partie supérieure du maillage, doit être suffisamment grand.

Condition limite de paroi

Pour les murs de l'ouvrage, la condition *wall* impose un flux normal à la surface égal à zéro.

Les modèles de turbulence de type k- ϵ ou RSM n'étant valides que dans des zones éloignées des parois, un traitement spécifique est nécessaire près des murs et du fond, plus précisément dans la couche limite. Il existe deux approches.

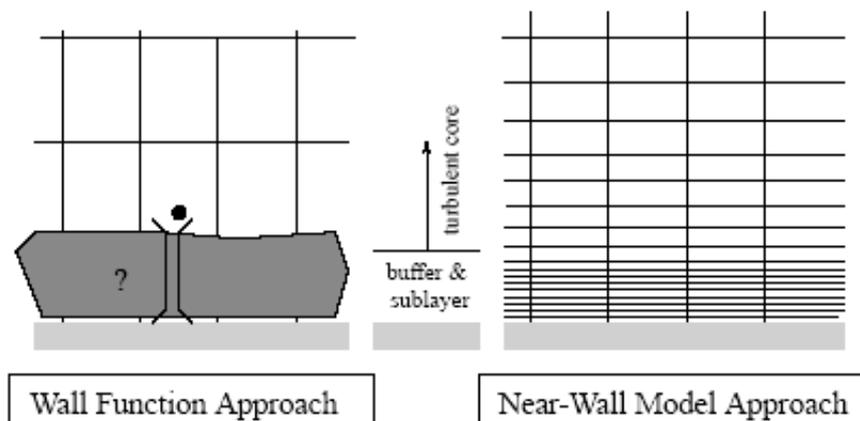


Figure 3.2. Les deux approches de traitement pour la zone proche d'une paroi. D'après Fluent (2002).

La première approche, illustrée sur la partie droite de la figure 3.2, consiste à mailler très finement la région proche du mur et à utiliser un modèle de turbulence adapté à la turbulence de paroi. Cette démarche requiert un nombre de mailles en général très important.

La seconde approche, illustrée sur la partie gauche de la figure 3.2 et plus généralement adoptée, consiste à utiliser des lois de paroi semi empiriques, illustrées sur la figure 3.3. Dans ce cas, la première couche de mailles doit englober toute la couche limite. Nous présentons ici les lois de paroi standards utilisées par le code de calcul (Fluent, 2002). Elles correspondent à un régime turbulent lisse.

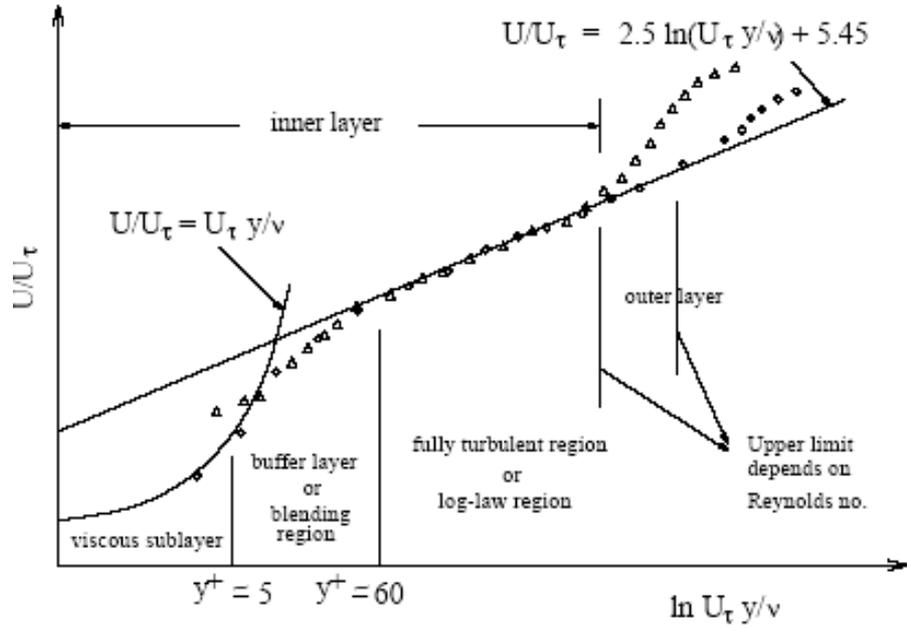


Figure 3.3. Les trois zones de vitesse près d'une paroi. D'après Fluent (2002).

(Fluent, 2002) décrit la vitesse proche de la paroi au moyen des grandeurs adimensionnelles définies dans les équations (3.34) et (3.35). Ici, U_P est la vitesse moyenne au point P situé à la distance y_P de la paroi ; C_μ , la constante du modèle de turbulence k - ϵ ; k_P , l'énergie cinétique turbulente au point P ; τ_w , la contrainte de cisaillement.

$$U^* = \frac{U_P C_\mu^{1/4} k_P^{1/2}}{\tau_w / \rho} \quad (3.34)$$

$$y^* = \frac{\rho C_\mu^{1/4} k_P^{1/2} y_P}{\mu} \quad (3.35)$$

Deux zones sont distinguées près de la paroi : la sous-couche laminaire et la zone logarithmique. Entre les deux, une zone de transition prend place, comme illustré sur la figure 3.3.

La loi logarithmique, valide pour $30 < y^* < 300$, est employée par Fluent (2002) dès $y^* > 11.225$. Elle correspond à l'équation (3.36), dans laquelle κ et E sont des constantes dont les valeurs respectives sont 0.4187 et 9.793.

$$U^* = \frac{1}{\kappa} \ln(Ey^*) \quad (3.36)$$

Dans la sous-couche laminaire ($y^* < 11.225$), les deux grandeurs définies précédemment sont reliées par l'équation (3.37).

$$U^* = y^* \quad (3.37)$$

1.6. Conditions initiales

Les conditions initiales sont bien souvent occultées dans les articles traitant de modélisation numérique. Pourtant, elles jouent elles aussi un rôle très important, non seulement en ce qui concerne le temps de calcul, mais également concernant la convergence vers la solution physique.

Le processus de calcul étant itératif, il faut imposer une « solution » de départ à partir de laquelle les itérations vont débiter. Si la solution initiale est très éloignée de la solution physique recherchée, alors le temps de calcul nécessaire pour y parvenir sera très important. Cela est particulièrement vrai dans le cas où le modèle VOF est utilisé et si les cellules occupées par l'eau ($F_w = 1$) au début du processus itératif sont très éloignées du volume d'eau physique.

Il existe des situations pour lesquelles le choix d'une condition initiale inadéquate peut avoir des conséquences plus graves. En effet, certains problèmes présentent, pour les mêmes conditions limites, plusieurs solutions, en général du fait de la nature chaotique de l'écoulement. Ainsi, dans le cas d'un écoulement asymétrique dans un bassin, la recirculation peut être horaire ou anti-horaire. Fearn *et al.* (1990) ont montré que l'asymétrie se produit à un point de bifurcation. Sur la figure 3.4, nous constatons ainsi qu'au delà d'une valeur critique de rapport d'expansion efficace, le moment du champ de vitesse, qui quantifie son caractère asymétrique, présente deux valeurs d'ordonnées pour la même abscisse. L'une de ces deux valeurs correspond à une circulation horaire alors que l'autre correspond à une circulation anti-horaire. Si nous cherchons à reproduire par simulation numérique un écoulement horaire, nous prendrons donc soin de définir une condition initiale éloignée d'un écoulement anti-horaire.

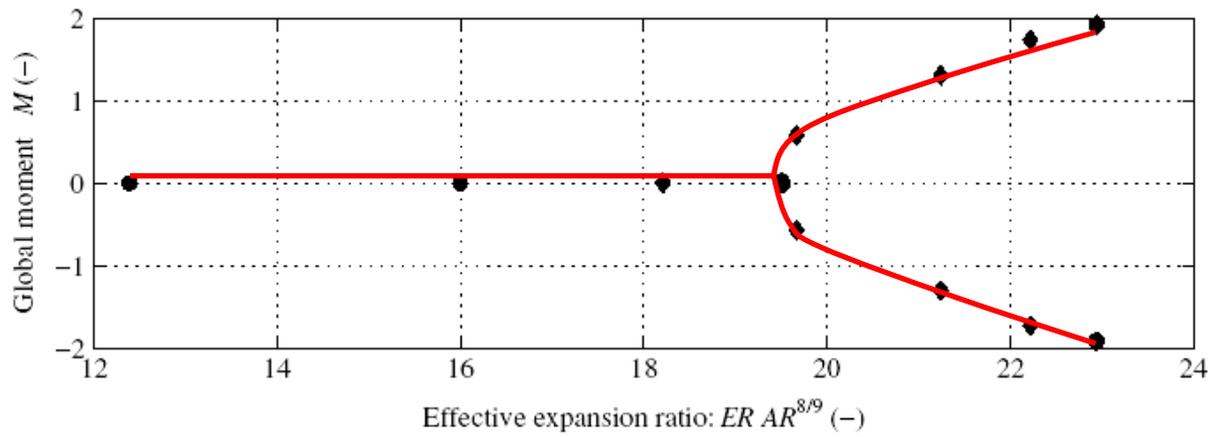


Figure 3.4. Point de bifurcation pour l'écoulement dans un bassin rectangulaire. D'après Dewals *et al.* (2008).

1.7. Algorithme de résolution

L'algorithme de résolution est la façon dont les équations discrétisées sont résolues. Une résolution directe de toutes les équations en même temps conduisant en général à la divergence du calcul en raison du terme de pression, des algorithmes découplant pression et vitesses ont été mis au point.

Algorithme SIMPLE et dérivés

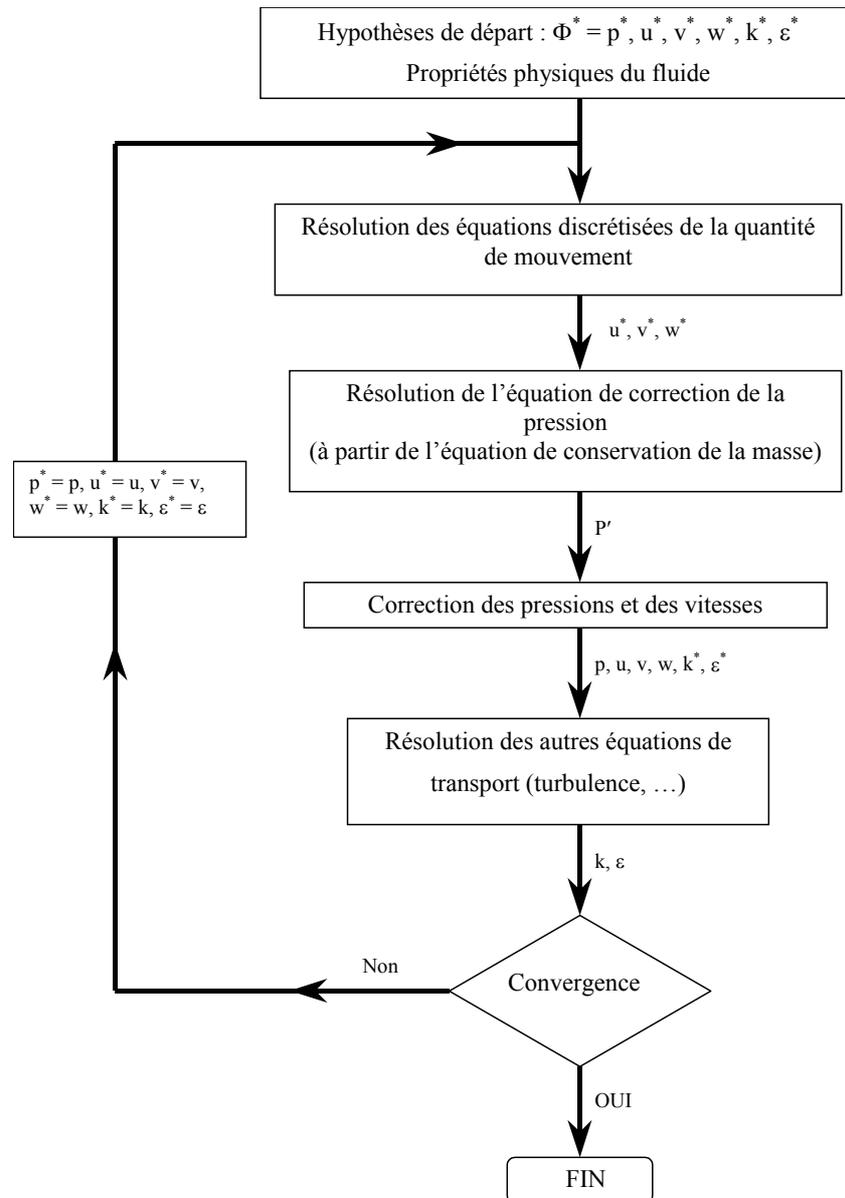


Figure 3.5. L'algorithme SIMPLE. D'après Fluent (2002).

Patankar & Spalding (1972), cité par Versteeg & Malalasekera (1995), ont proposé l'algorithme SIMPLE (*semi-implicit method for pressure-linked equations*). Il s'agit d'une procédure qui, sur la base de variables supposées, résout d'abord les équations de moments (deuxième loi de Newton) pour déterminer des corrections des vitesses. Ensuite, une équation dérivée de la conservation de la masse est résolue pour déterminer une correction de la pression. Les vitesses et la pression sont alors corrigées. Enfin, les équations restantes sont résolues pour déterminer les autres variables (variables de turbulence, fraction volumique,

etc.). Les variables obtenues selon cette procédure sont alors injectées en entrée d'algorithme jusqu'à la convergence. Cet algorithme est illustré sur la figure 3.5.

D'autres algorithmes ont été construits sur la base de SIMPLE. Ainsi, Van Doormal & Raithby (1984), cité par Versteeg & Malalasekera (1995), ont proposé l'algorithme SIMPLEC (*SIMPLE-consistent*) qui omet, dans les équations de correction des vitesses, des termes moins significatifs que ceux omis par SIMPLE. Issa (1986), cité par Versteeg & Malalasekera (1995), a proposé l'algorithme PISO, qui introduit une étape de correction supplémentaire.

Résidus des équations

La convergence d'un calcul est appréciée au moyen des résidus des équations, un résidu étant calculé pour chaque équation.

L'équation de conservation d'une variable Φ dans la maille P peut s'écrire selon l'équation (3.38). Ici, a_p est le coefficient du centre de la maille ; a_{nb} , les coefficients d'influence des mailles voisines ; b , la contribution constante du terme source.

$$a_p \Phi_p = \sum_{nb} a_{nb} \Phi_{nb} + b \quad (3.38)$$

Le résidu de l'équation (3.38) s'écrit alors selon l'équation (3.39).

$$R^\Phi = \sum_{\text{cells P}} \left| \sum_{nb} a_{nb} \Phi_{nb} + b - a_p \Phi_p \right| \quad (3.39)$$

Le résidu de l'équation de conservation de la masse s'écrit quant à lui selon l'équation (3.40).

$$R^C = \sum_{\text{cells P}} |\text{taux de création massique dans la cellule P}| \quad (3.40)$$

Les résidus peuvent être normés selon différentes méthodes afin de s'affranchir notamment de la taille du maillage mais les expressions brutes données ci-dessus sont en général suffisantes pour apprécier le degré de convergence d'un calcul. Typiquement, on considère que le calcul

a convergé lorsque les résidus sont inférieurs à une valeur seuil (10^{-3} , 10^{-6} , *etc.* selon le choix de l'utilisateur) et surtout s'ils sont stabilisés et qu'ils n'évoluent plus significativement.

Coefficients de sous relaxation

En raison de la non linéarité des équations à résoudre, il s'avère la plupart du temps indispensable de limiter la modification $\Delta\Phi$ de la variable Φ entre deux itérations, sous peine que le calcul ne diverge. Pour cela, un coefficient de sous relaxation, α , est choisi par l'utilisateur pour que la variable à l'itération $n+1$ soit égale à la variable à l'itération n plus une fraction de la correction calculée, comme écrit dans l'équation (3.41). Ici, Φ est la variable à l'itération $n+1$; Φ_{old} , la variable à l'itération n ; $\Delta\Phi$, la correction provenant de la résolution de l'équation.

$$\Phi = \Phi_{old} + \alpha\Delta\Phi \quad (3.41)$$

Un coefficient de sous relaxation doit être affecté à chaque équation. Un coefficient trop grand provoquera la divergence du calcul alors qu'un coefficient trop faible augmentera énormément le temps de convergence. Typiquement, plus le calcul présente des risques de divergence (multiples équations, discrétisation au 2^{ème} ordre, forts gradients, *etc.*), plus on choisira des coefficients de sous relaxation faibles (0.1 voire moins).

1.8. Conclusion

L'objectif de cette partie était de décrire les modèles disponibles pour simuler l'écoulement dans les bassins. Il n'y a véritablement que deux points d'incertitude qui devront être investigués par la suite.

Le premier point d'incertitude concerne le maillage. Comme pour tout travail de modélisation numérique, il faut en effet d'abord effectuer une analyse de la grille de calcul.

Le second point d'incertitude concerne le modèle de turbulence. Pouvons-nous nous contenter d'un modèle isotrope $k-\epsilon$, largement validé pour reproduire globalement les écoulements mais dont on sait qu'il échoue à reproduire la vitesse de façon fine, ou bien le modèle anisotrope RSM est-il requis ?

Une fois les réponses à ces questions trouvées, nous pourrions passer à la modélisation du transport solide, décrite dans la partie suivante.

2. TRANSPORT SOLIDE

2.1. Introduction

Le transport solide au sein d'un écoulement liquide constitue un écoulement biphasique. La première phase est l'eau. La seconde est constituée par les particules solides. On distingue deux approches pour décrire un tel écoulement :

- l'approche euléro-lagrangienne,
- l'approche euléro-eulérienne.

Approche euléro-eulérienne

Selon cette approche, les différentes phases sont traitées comme des phases continues s'interpénétrant. Chacune d'entre elles est définie par une fraction volumique, la somme des différentes fractions volumiques étant égale à un.

La méthode VOF constitue un exemple de cette approche dans le cas de deux fluides. Elle résout les équations pour une seule phase affectée de propriétés moyennes. Cette méthode est ainsi adaptée aux écoulements multiphasiques présentant une interface nette entre les différentes phases. Dans le cas de phases mélangées, des modèles plus complexes sont nécessaires. Ainsi, le modèle *mixture* résout également les équations pour une phase moyenne mais introduit des vitesses relatives entre les phases pour tenir compte des différences de comportement. Le modèle eulérien (*Eulerian*) est le plus complexe des modèles multiphasiques. Il résout les équations pour chacune des phases séparément, le couplage étant assuré au moyen de coefficients d'échange.

Une méthode de type *mixture* ou *Eulerian* est envisageable dans le cas du transport de particules dans un bassin. Elle a d'ailleurs été ébauchée par Stovin (2008). Cependant, elle nécessite d'effectuer des simulations en régime transitoire, ce qui augmente énormément le temps de calcul. C'est pourquoi une approche euléro-lagrangienne, comme décrit ci-dessous, est actuellement la démarche la plus adaptée.

Approche euléro-lagrangienne

Selon cette approche, le fluide est décrit de façon eulérienne. Quant à la seconde phase, elle est traitée de façon discrète en suivant un grand nombre de particules, bulles, *etc.*, d'où le nom de suivi de particules (*particle tracking*) généralement donné à l'approche euléro-lagrangienne. Le nombre de particules suivies doit être suffisamment grand pour que les résultats soient statistiquement significatifs.

La principale hypothèse de cette approche est que la seconde phase occupe un volume faible devant la phase principale. C'est notamment le cas des particules en réseau d'assainissement où la concentration est peu élevée.

2.2. Equation du mouvement

L'équation régissant le déplacement d'une particule sphérique au sein d'un écoulement non uniforme a été établie par Maxey & Riley (1983). Les auteurs ont décomposé l'écoulement en une partie non perturbée par la sphère et la partie complémentaire. De cette façon, ils ont exprimé les différentes forces auxquelles était soumise la particule. Fluent (2002) propose le bilan de forces écrit dans l'équation (3.42) pour l'axe x et illustrée sur la figure 3.6.

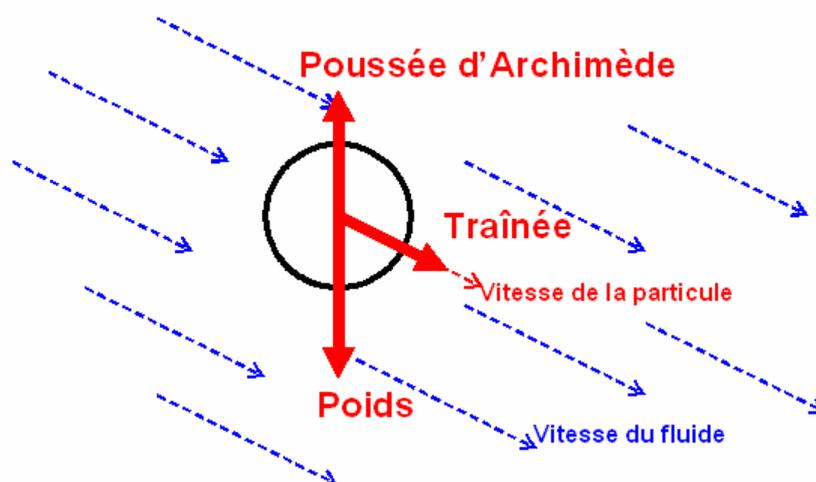


Figure 3.6. Bilan de forces sur une particule dans un écoulement fluide.

Ici, u_p est la vitesse de la particule ; u , la vitesse instantanée du fluide ; g_x , l'accélération de la pesanteur selon l'axe x ; ρ_p , la masse volumique de la particule ; ρ , la masse volumique du fluide ; et F_x , des forces additionnelles décrites ci-dessous.

$$\frac{du_p}{dt} = F_D (u - u_p) + \frac{g_x (\rho_p - \rho)}{\rho_p} + F_x \quad (3.42)$$

Le terme de gauche dans l'équation (3.42) correspond à l'accélération de la particule.

Le premier terme de la partie droite correspond à la force massique de traînée. Le coefficient F_D (inverse du temps de relaxation, τ , de la particule) s'exprime selon l'équation (3.43).

$$F_D = \frac{18\mu}{\rho_p d_p^2} \frac{C_D \text{Re}}{24} \quad (3.43)$$

Ici, μ est la viscosité dynamique du fluide ; d_p , le diamètre de la particule ; C_D , le coefficient de traînée ; et Re , le nombre de Reynolds de la particule. Il s'agit d'un nombre adimensionnel caractérisant la vitesse relative entre le fluide et la particule. Différent du nombre de Reynolds du fluide de l'équation (3.33), il est défini dans l'équation (3.44).

$$\text{Re} = \frac{\rho d_p |u_p - u|}{\mu} \quad (3.44)$$

Ce nombre sert de plus à l'expression du coefficient de traînée, C_D . Plusieurs expressions sont disponibles dans le code de calcul Fluent. Nous présentons ici l'expression de Morsi & Alexander (1972), adaptée à la taille des particules considérées. Elle est écrite dans l'équation (3.45), où a_1 , a_2 et a_3 sont des constantes empiriques.

$$C_D = a_1 + \frac{a_2}{\text{Re}} + \frac{a_3}{\text{Re}^2} \quad (3.45)$$

Le deuxième terme de la partie droite de l'équation (3.42) correspond au poids déjaugé de la particule (poids + poussée d'Archimède).

Le troisième terme, F_x , correspond à des forces additionnelles, parmi lesquelles la force de masse ajoutée et la force due au gradient de pression. Ces forces deviennent particulièrement importantes lorsque la masse volumique du fluide est grande devant la masse volumique des particules. Parmi ces forces, la force de masse ajoutée, F_{x1} , est exprimée dans l'équation (3.46) ; la force due au gradient de pression, F_{x2} , dans l'équation (3.47).

$$F_{x1} = \frac{1}{2} \frac{\rho}{\rho_p} \frac{d}{dt} (u - u_p) \quad (3.46)$$

$$F_{x2} = \left(\frac{\rho}{\rho_p} \right) \left(u_{p_x} \frac{\partial u}{\partial x} + u_{p_y} \frac{\partial u}{\partial y} + u_{p_z} \frac{\partial u}{\partial z} \right) \quad (3.47)$$

A ces forces utilisées par défaut dans le code de calcul, d'autres, en général moins importantes, peuvent également être prises en compte, parmi lesquelles la force de portance, la force brownienne (pour les particules de taille submicronique), ou bien encore la force due à un éventuel repère en rotation (et donc non galiléen). La force d'histoire de Basset n'est pas prise en compte par Fluent (2002).

Il est très important de constater dans l'équation (3.42) que la vitesse du fluide est sa vitesse instantanée, u . Or, seule la vitesse moyenne, U , est un résultat de l'étape hydraulique décrite en partie 1. Utiliser la vitesse moyenne du fluide, U , à la place de sa vitesse instantanée, u , reviendrait à négliger l'influence de la turbulence sur le mouvement de la particule. Ceci n'est pas envisageable car ce phénomène joue un rôle capital dans le transport.

2.3. Prise en compte de la turbulence

Les phénomènes de transport dans un écoulement turbulent (chaleur, concentration, *etc.*) sont exacerbés par rapport à un écoulement laminaire. Pour modéliser le transport de particules dans les ouvrages d'assainissement, il faut donc correctement évaluer la dispersion turbulente des particules, comme illustré sur la figure 3.7.

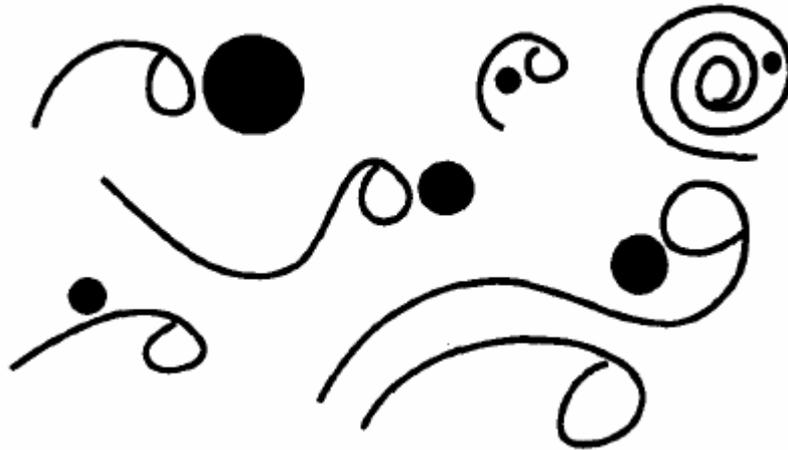


Figure 3.7. Le mouvement de particules dans un écoulement turbulent. D'après Shirolkar *et al.* (1996).

Distinction entre particule fluide et particule discrète

Pour parvenir à prévoir la dispersion turbulente de particules dans un écoulement fluide, il est important de comprendre la différence entre une particule fluide et une particule discrète.

Une particule fluide est un volume mésoscopique, c'est-à-dire suffisamment petit pour pouvoir considérer que les variables locales (vitesse, pression, masse volumique, *etc.*) sont constantes dans tout le volume.

Une particule discrète (par exemple une MES porteuse de pollution) peut présenter des propriétés différentes de celles du fluide porteur. Ceci concerne aussi bien les propriétés intrinsèques de la particule (par exemple la masse volumique) que les grandeurs hydrauliques décrivant son mouvement (par exemple la vitesse).

Le seule différence dans la description mathématique de ces deux phénomènes est la diffusion de la masse qui concerne uniquement les particules polluantes. Cette différence vient du fait que la diffusion est un phénomène moléculaire, sans aucun lien avec la turbulence (Shirolkar *et al.*, 1996).

Dispersion turbulente

La prévision de la dispersion turbulente des particules utilise le concept de l'échelle de temps lagrangienne de la particule. Cette échelle de temps quantifie la durée de décorrélation de la vitesse de la particule avec elle-même lorsqu'on la suit dans son mouvement. Dans le cas d'un

traceur, c'est-à-dire d'un polluant se déplaçant exactement de la même façon que le fluide porteur, l'échelle de temps lagrangienne de la particule devient l'échelle de temps lagrangienne du fluide. Il s'agit ainsi de la durée de décorrélation de la vitesse du fluide avec elle-même lorsqu'on suit le mouvement de la particule. Cette échelle de temps permet de quantifier la durée des structures turbulentes autour de la particule.

La fonction d'autocorrélation lagrangienne est définie dans l'équation (3.48) dans le cas d'une turbulence stationnaire. Elle doit logiquement être égale à 1 lorsque la variable de temps, s , est égal à 0. Lorsque s tend l'infini, elle doit devenir nulle.

$$R_L(s) = \frac{\overline{u'(t)u'(t+s)}}{\overline{u'^2}} = \frac{\overline{u'(0)u'(s)}}{\overline{u'^2}} \quad (3.48)$$

Il est difficile de mesurer expérimentalement cette autocorrélation car le repère est lagrangien. En revanche, l'autocorrélation eulérienne, c'est-à-dire en un point fixe, est plus simple à mesurer (par exemple avec un capteur de vitesse à haute fréquence comme notre ADV). Le lien entre ces deux échelles temporelles n'est pas trivial (Quadrio & Luchini, 2003).

L'échelle de temps lagrangienne est définie à partir de la fonction d'autocorrélation lagrangienne, comme écrit dans l'équation (3.49).

$$T_L = \int_0^{\infty} \frac{\overline{u'(t)u'(t+s)}}{\overline{u'^2}} ds \quad (3.49)$$

Sur la figure 3.8, nous avons tracé en noir une forme possible de la fonction d'autocorrélation lagrangienne : une loi exponentielle, définie dans l'équation (3.50). Cette loi satisfait les conditions précédentes : elle vaut 1 en 0, et 0 à l'infini.

$$R_L(s) = \exp\left(-\frac{|s|}{T_L}\right) \quad (3.50)$$

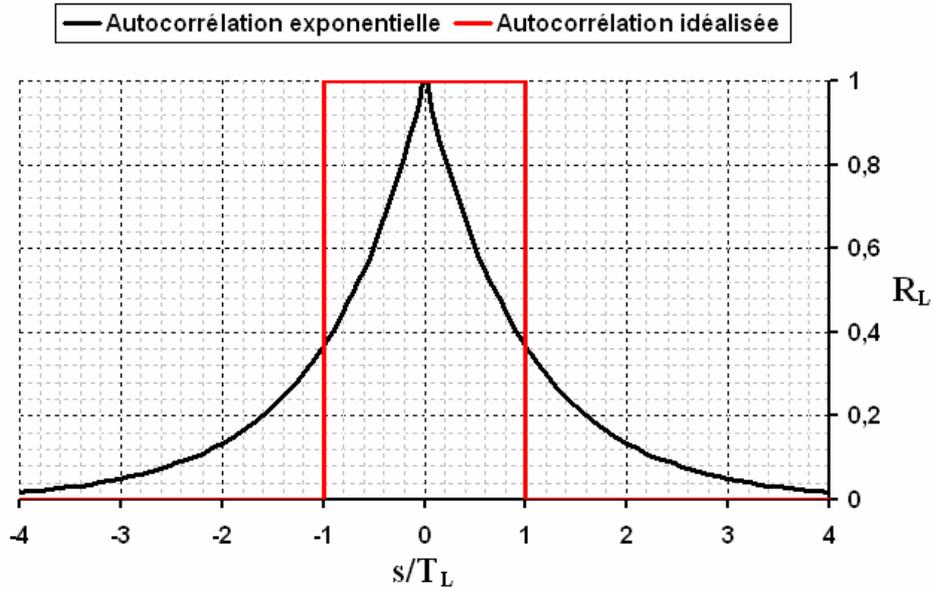


Figure 3.8. Fonctions lagrangiennes d'autocorrélation exponentielle et idéalisée.

Le créneau rouge correspond à la même aire sous la courbe, et donc à la même échelle de temps lagrangienne. Il s'agit d'une forme idéalisée de l'autocorrélation, définie mathématiquement dans l'équation (3.51) : la vitesse est constante (autocorrélation égale à 1) pendant une durée égale à deux fois l'échelle de temps lagrangienne ; en dehors de cet intervalle, l'autocorrélation est nulle.

$$R_L(s) = 1 \text{ si } |s| \leq T_L, 0 \text{ sinon} \quad (3.51)$$

La diffusivité (exprimée en m^2/s), qui intervient dans les équations de convection-diffusion, est définie dans l'équation (3.52). Ici, ν_t est la viscosité turbulente cinématique ; σ_t , le nombre de Schmidt turbulent (également appelé nombre de Prandtl).

$$\Gamma = \frac{\nu_t}{\sigma_t} \quad (3.52)$$

A partir de la forme idéalisée présentée dans l'équation (3.51), on peut faire le lien entre l'échelle de temps lagrangienne et la diffusivité. En 3D, la matrice de diffusivité est ainsi donnée par les termes de type $\overline{u'_i u'_j} T_L$ (Fluent, 2002). En 1D, la diffusivité est égale à $\overline{u'^2} T_L$. Ainsi, plus l'échelle de temps lagrangienne est grande, plus la dispersion turbulente des particules est importante.

A partir de l'équation (3.19) pour la viscosité turbulente dynamique dans le cas du modèle de turbulence k- ϵ , nous pouvons à présent exprimer l'échelle de temps lagrangienne selon l'équation (3.53) :

$$T_L = \frac{3C_\mu k}{2\sigma_t \epsilon} \quad (3.53)$$

Dans l'équation (3.53), C_μ est une constante du modèle de turbulence k- ϵ , validé dans de très nombreux cas. Il n'y a donc pas d'ambiguïté sur sa valeur : 0.09. En revanche, le nombre de Schmidt turbulent, σ_t , est plus un paramètre de calage qu'une constante physique.

Ainsi, Lubbers *et al.* (2001) ont montré que la valeur 0.74 permettait de retrouver par modélisation numérique les concentrations mesurées dans un jet turbulent. Antoine *et al.* (2001) ont mesuré simultanément la vitesse et la concentration d'un traceur dans un jet d'eau turbulent au sein d'une conduite de section carrée par vélocimétrie Doppler 2D. Si le nombre de Schmidt turbulent est pratiquement constant et égal à 0.62 au centre du jet, il diminue très rapidement vers zéro en s'en éloignant. Koeltzsch (2000) a quant à lui montré que ce nombre est plus faible dans la couche limite que dans l'écoulement développé. L'auteur attribue cette différence de valeurs aux structures turbulentes particulières rencontrées près de la paroi (balayages). En météorologie, Flesch *et al.* (2002) ont procédé à des expériences pour calculer le nombre de Schmidt turbulent. Les auteurs ont déterminé une valeur moyenne égale à 0.6 et un écart type de 0.31. Selon eux, cette grande variabilité est en partie due aux incertitudes de mesures, mais aussi à la variabilité physique de ce paramètre.

Un enchevêtrement de tourbillons

Les écoulements turbulents sont caractérisés par d'importants mouvements rotatifs, de tailles et de durées de vie variées, comme illustré sur la figure 3.7. Très souvent, on représente ces structures rotatives par des tourbillons. Les tourbillons les plus gros, dont la taille est déterminée par la géométrie de l'ouvrage, transfèrent l'énergie à des tourbillons de tailles de plus en plus petites selon un phénomène appelé cascade d'énergie. Les tourbillons les plus petits assurent la dissipation de l'énergie par viscosité moléculaire (Bailly & Comte-Bellot, 2003). Leur taille est donnée dans l'équation (3.54), selon la théorie de Kolmogorov (Shirolkar *et al.*, 1996). Ici, ν_t est la viscosité turbulente cinématique ; ϵ , le taux de dissipation de l'énergie cinétique turbulente.

$$l_\eta = \left(\frac{v_t^3}{\varepsilon} \right)^{1/4} \quad (3.54)$$

L'échelle de temps des plus petits tourbillons est quant à elle donnée dans l'équation (3.55).

$$t_\eta = \left(\frac{v_t}{\varepsilon} \right)^{1/2} \quad (3.55)$$

Il faut cependant se rendre compte que la description de la turbulence par des tourbillons est plus un modèle conceptuel qu'une réalité physique (Shirokar *et al.*, 1996).

Ce concept est néanmoins très pratique pour modéliser l'influence de la turbulence sur le transport des particules. L'enjeu est ainsi de déterminer la succession des tourbillons caractéristiques auxquels est soumise une particule au cours de son mouvement. Launay (1998) décrit cette approche en ces mots :

« Lorsqu'on observe un écoulement turbulent, on peut distinguer au sein du fluide des paquets tourbillonnaires, appelés aussi bouffées ou tourbillons fluides, qui naissent, grossissent, se stabilisent puis se diluent dans l'écoulement tandis que d'autres les remplacent. Leur taille, leur vitesse, leur durée de vie, leur lieu d'origine et leur fréquence d'apparition sont, à première vue, absolument aléatoires. Une modélisation possible d'un écoulement turbulent consiste (...) à envisager celui-ci tel un ensemble de structures sphériques de caractéristiques aléatoires. Le mouvement de chaque particule discrète dans la phase porteuse fluide est déterminé grâce aux interactions entre cette particule et une succession de tourbillons fluides. »

Modèle du tourbillon caractéristique

Ce modèle consiste à construire une succession de tourbillons cohérents avec la dispersion turbulente. Chaque tourbillon est caractérisé par :

- une vitesse,
- une durée de vie,
- une taille.

Ce modèle se fonde sur les hypothèses suivantes :

- la particule est petite devant l'échelle de Kolmogorov,
- la particule reste emprisonnée dans un tourbillon pendant un certain temps,
- les propriétés du tourbillon restent constantes pendant toute sa durée de vie.

La vitesse du tourbillon, u' , est déterminée selon l'équation (3.56) dans le cas du modèle de turbulence anisotrope RSM. Ici, ζ est une variable normale centrée réduite.

$$u' = \zeta \sqrt{u'^2} \quad (3.56)$$

Dans le cas du modèle isotrope de turbulence k- ϵ , l'équation (3.56) est remplacée par l'équation (3.57).

$$u' = \zeta \sqrt{\frac{2k}{3}} \quad (3.57)$$

Les vitesses fluctuantes v' et w' sont construites de la même façon.

La durée de vie caractéristique des tourbillons est définie comme une constante, comme dans l'équation (3.58), ou bien à partir d'une variable aléatoire, r , de distribution uniforme entre 0 et 1, comme dans l'équation (3.59). Nous retrouvons ici l'échelle de temps lagrangienne, T_L , illustrée sur la figure 3.8, et exprimée dans l'équation (3.53).

$$\tau_e = 2T_L \quad (3.58)$$

$$\tau_e = -T_L \ln(r) \quad (3.59)$$

Remarquons que choisir l'expression (3.58) revient à assimiler le tourbillon à la forme idéalisée de l'autocorrélation, illustrée par le créneau rouge sur la figure 3.8.

Concernant la taille caractéristique des tourbillons, une hypothèse couramment employée est de dire qu'elle est égale à l'échelle de Kolmogorov, c'est-à-dire la taille des plus petits

tourbillons. En utilisant l'équation (3.54), on obtient, dans le cas du modèle de turbulence k- ε , l'équation (3.60).

$$L_e = (C_\mu)^{3/4} \frac{k^{3/2}}{\varepsilon} \quad (3.60)$$

Cette taille caractéristique permet de déterminer la durée de traversée du tourbillon par la particule, exprimée dans l'équation (3.61). Ici, τ est le temps de relaxation de la particule, défini comme l'inverse du coefficient F_D , dont l'expression est donnée dans l'équation (3.43).

$$t_{\text{cross}} = -\tau \ln \left[1 - \left(\frac{L_e}{\tau |u - u_p|} \right) \right] \quad (3.61)$$

La particule interagit avec le tourbillon pendant la plus petite des deux durées (durée de vie du tourbillon, durée de traversée du tourbillon). Quand ce temps est atteint, cela signifie soit que le tourbillon s'est dissipé, soit que la particule est sortie du tourbillon. Un nouveau tourbillon est alors généré au moyen d'un nouveau nombre aléatoire, ζ , comme écrit dans l'équation (3.56) ou (3.57), selon le modèle de turbulence.

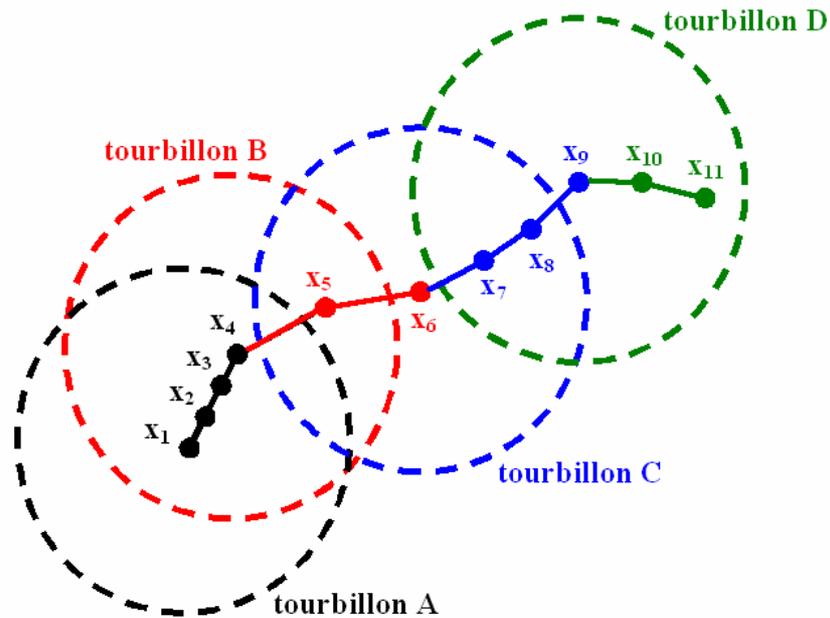


Figure 3.9. La particule dans la succession de tourbillons.

La figure 3.9 illustre la succession de tourbillons vus par la particule. En \mathbf{x}_1 , le tourbillon A est généré pour suivre le mouvement de la particule. Elle se déplace alors successivement en \mathbf{x}_2 , \mathbf{x}_3 et \mathbf{x}_4 . A cet instant, la durée de vie du tourbillon A est atteinte et un second tourbillon, le tourbillon B, est généré. La particule se déplace alors en \mathbf{x}_5 et \mathbf{x}_6 . A cet instant, la particule est sorti du tourbillon B. Le tourbillon C est alors généré pour suivre la particule en \mathbf{x}_7 , \mathbf{x}_8 et \mathbf{x}_9 , etc.

Equations prises en compte par le code de calcul

Les équations prises en compte par Fluent (2002) sont résumées dans le tableau 3.2. La durée de vie et la taille du tourbillon sont calculées en renseignant la constante de temps lagrangienne, C_L . Il s'agit de l'unique paramètre du modèle. La valeur 0.15 est recommandée pour C_L dans le cas du modèle de turbulence k- ϵ . Dans le cas de RSM, la valeur 0.30 est préférable (Fluent, 2002).

Grandeur du tourbillon	Expression mathématique
Vitesse fluctuante selon x	$u' = \zeta_1 \sqrt{\frac{2k}{3}}$
Vitesse fluctuante selon y	$v' = \zeta_2 \sqrt{\frac{2k}{3}}$
Vitesse fluctuante selon z	$w' = \zeta_3 \sqrt{\frac{2k}{3}}$
Durée de vie	$\tau_e = 2C_L \frac{k}{\epsilon}$
Taille (Administrator, 2007)	$L_e = \frac{C_L}{1.225} \frac{k^{3/2}}{\epsilon}$
Durée de traversée	$t_{\text{cross}} = -\tau \ln \left[1 - \left(\frac{L_e}{\tau u - u_p } \right) \right]$

Tableau 3.2. Le tourbillon caractéristique dans Fluent pour le modèle de turbulence k- ϵ .

Il faut être conscient que cette prise en compte de la turbulence dans le suivi lagrangien des particules est un modèle conceptuel. Celui-ci consiste à représenter la turbulence vue par la particule comme une succession de tourbillons aux propriétés constantes pendant une certaine durée. Les expressions des caractéristiques des tourbillons sont elles aussi le fruit de

nombreuses hypothèses, parmi lesquelles le fait que la taille caractéristique des tourbillons correspond à l'échelle de Kolmogorov, ce qui n'est pas nécessairement le cas.

Une autre hypothèse importante concerne le fait que l'échelle de temps lagrangien se fonde sur la vitesse du fluide. Appliquer cette méthode n'est valable en toute rigueur que lorsque la phase discrète suivie est un traceur. On peut le comprendre à partir de l'équation (3.62), qui exprime la viscosité turbulente des particules en fonction de la viscosité turbulente du fluide (Shirolkar *et al.*, 1996). Ici, μ_t^P est la viscosité turbulente dynamique des particules ; μ_t , la viscosité turbulente dynamique du fluide.

$$\mu_t^P = \frac{\mu_t}{\left[1 + \left(\frac{\tau}{T_L}\right)\right]} \quad (3.62)$$

Selon l'équation (3.62), μ_t^P tend vers μ_t lorsque le temps de relaxation de la particule devient petit devant l'échelle de temps lagrangienne du fluide, c'est-à-dire lorsque l'inertie de la particule par rapport au fluide porteur diminue (traceur).

2.4. Intégration de la trajectoire

La détermination de la trajectoire d'une particule de diamètre d et de masse volumique ρ_p résulte de deux intégrations successives. La première intégration concerne le bilan de forces écrit dans l'équation (3.42), réécrite selon l'équation (3.63) pour mettre en évidence le temps de relaxation de la particule, τ . Ici, le terme a comprend toutes les forces autres que la traînée.

$$\frac{du_p}{dt} = \frac{1}{\tau}(u - u_p) + a \quad (3.63)$$

La seconde intégration concerne le lien entre vitesse et position, écrit dans l'équation (3.64).

$$\frac{dx}{dt} = u_p \quad (3.64)$$

On peut résoudre ces équations analytiquement ou numériquement.

Schéma analytique

Le schéma analytique nécessite de considérer τ , u et a constants sur le pas de temps Δt . Après intégration, on obtient les équations (3.65) et (3.66). Ici, n fait référence à l'instant t ; $n+1$, à l'instant $t+\Delta t$. L'équation (3.66) correspond à la trajectoire de la particule considérée.

$$u_p^{n+1} = u^n + e^{-\frac{\Delta t}{\tau}} (u_p^n - u^n) - a\tau \left(e^{-\frac{\Delta t}{\tau}} - 1 \right) \quad (3.65)$$

$$x_p^{n+1} = x_p^n + \Delta t (u^n + a\tau) + \tau \left(1 - e^{-\frac{\Delta t}{\tau}} \right) (u_p^n - u^n - a\tau) \quad (3.66)$$

Ce schéma devient inefficace pour des pas de temps importants ou lorsque la particule n'est pas en équilibre dynamique avec la phase fluide (Fluent, 2002).

Schémas numériques

L'équation (3.63) peut être discrétisée selon un schéma d'Euler implicite, comme écrit dans l'équation (3.67), ou selon un schéma trapézoïdal, comme écrit dans l'équation (3.68). Dans le second cas, u^* et u_p^* s'expriment selon les équations (3.69) et (3.70).

$$\frac{u_p^{n+1} - u_p^n}{\Delta t} = \frac{1}{\tau} (u^n - u_p^{n+1}) + a^n \quad (3.67)$$

$$\frac{u_p^{n+1} - u_p^n}{\Delta t} = \frac{1}{\tau} (u^* - u_p^*) + a^n \quad (3.68)$$

$$u^* = \frac{1}{2} (u^n + u^{n+1}) \quad (3.69)$$

$$u_p^* = \frac{1}{2} (u_p^n + u_p^{n+1}) \quad (3.70)$$

Dans les deux cas, l'équation (3.64) est intégrée de façon trapézoïdale, comme écrit dans l'équation (3.71).

$$x_p^{n+1} = x_p^n + \frac{1}{2} \Delta t (u_p^n + u_p^{n+1}) \quad (3.71)$$

Enfin, les équations (3.63) et (3.64) peuvent également être discrétisées selon un schéma de Runge-Kutta, non présenté ici.

Paramètres du suivi particulière

Le pas de temps Δt d'intégration est contrôlé par l'utilisateur au moyen d'une échelle d'espace, L , ou bien d'un facteur d'échelle d'espace, λ . Selon la première méthode, le pas de temps est calculé au moyen de l'équation (3.72). Selon la seconde, c'est l'équation (3.73) qui le régit. Dans ce cas, Δt^* est une estimation de la durée de traversée de la cellule du maillage par la particule.

$$\Delta t = \frac{L}{u_p + u} \quad (3.72)$$

$$\Delta t = \frac{\Delta t^*}{\lambda} \quad (3.73)$$

L'utilisateur définit également un nombre de pas de temps maximum. Si la particule considérée est toujours au sein de l'écoulement après ce nombre de pas de temps, sa trajectoire est considérée comme incomplète (*incomplete*). Ceci évite une boucle infinie, par exemple si une particule est bloquée dans une recirculation.

2.5. Conditions aux limites

Jusqu'à présent, nous avons parlé du déplacement d'une particule située au sein d'un écoulement fluide. Un traitement particulier est nécessaire aux limites du domaine.

Entrée

Un large panel de conditions d'injection des particules est disponible dans le code de calcul (ponctuelle, groupe, spray, *etc.*). En général, on utilise une injection surfacique sur la section d'entrée dans l'ouvrage.

Les caractéristiques des particules sont la masse volumique et le diamètre. On peut définir une granulométrie étendue au moyen d'une distribution de Rosin-Rammler. Il s'agit d'une distribution à deux paramètres, comme définie dans l'équation (3.74) et illustrée sur la figure 3.10. Ici, d est le diamètre, Y_d , la fraction massique de diamètre supérieur à d . \bar{d} et n sont les deux paramètres de ce modèle, respectivement un diamètre « moyen » et la dispersion.

$$Y_d = \exp \left[- \left(\frac{d}{\bar{d}} \right)^n \right] \quad (3.74)$$

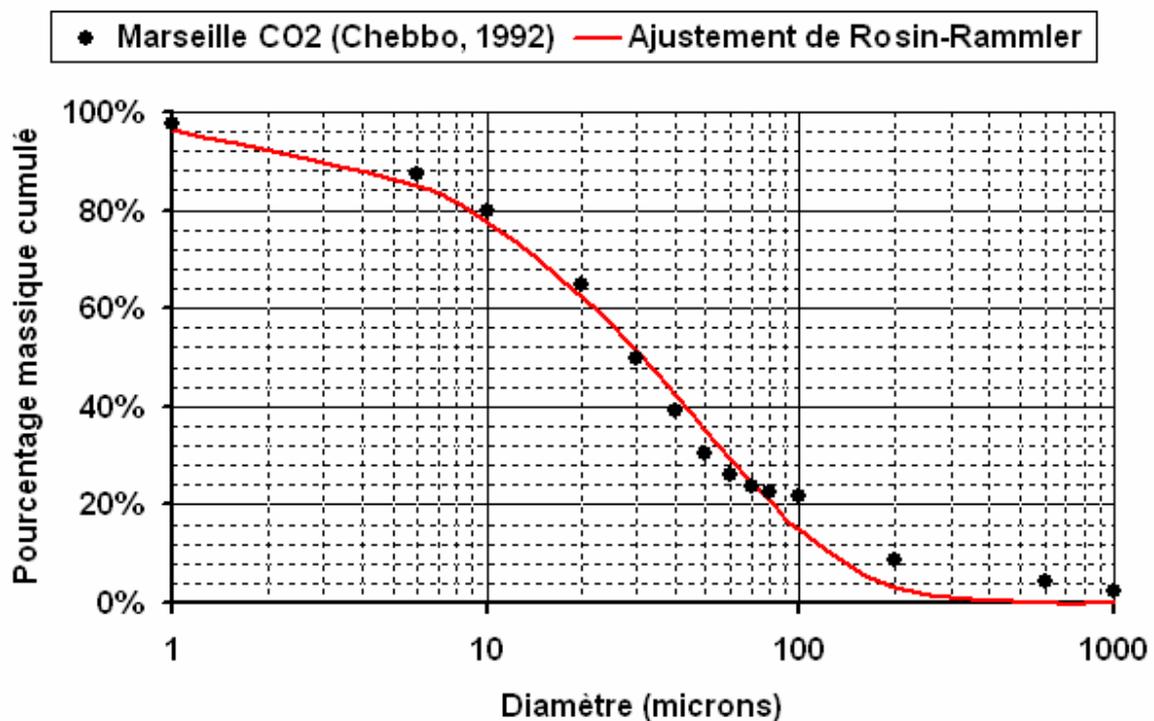


Figure 3.10. Ajustement de Rosin-Rammler d'une courbe granulométrique.

Sortie

Lorsqu'une particule atteint une sortie, sa trajectoire prend fin et la particule est rapportée comme échappée (*escaped*).

Condition limite sur le fond et les murs

Un traitement particulier est nécessaire lorsqu'une particule atteint une paroi. Deux conditions sont disponibles dans le code de calcul :

- *reflect* : la particule atteignant la paroi rebondit selon une loi de choc. Les coefficients de restitution normale et tangentielle permettent de déterminer la quantité de mouvement de la particule après le choc.
- *trap* : la trajectoire de la particule est stoppée et la particule est rapportée comme déposée (*trapped*).

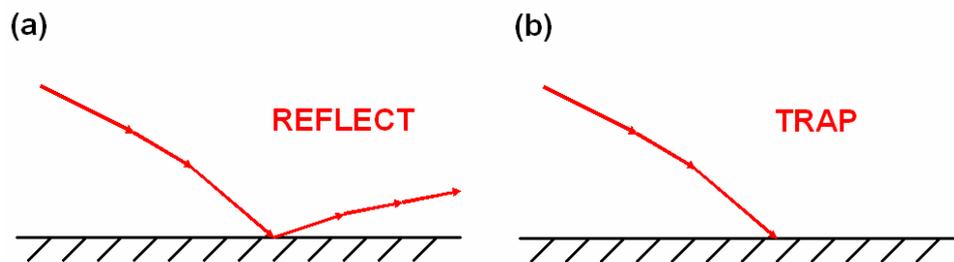


Figure 3.11. Les conditions aux limites *reflect* et *trap*.

La condition *reflect* ne prenant pas en compte le dépôt, elle est adaptée aux surfaces sur lesquelles aucune particule ne sédimente. C'est cette condition qu'on utilise en général sur les parois verticales des ouvrages ou encore sur la surface libre lorsque cette dernière est une limite du domaine de calcul (condition de symétrie). *Reflect* est également adaptée au fond des ouvrages lorsque aucune particule ne s'y dépose. Cette condition est illustrée sur la partie (a) de la figure 3.11.

La condition *trap*, illustrée sur la partie (b) de la figure 3.11, prend en compte le dépôt. Elle est adaptée au fond des ouvrages lorsque les dépôts sont répartis sur toute la surface. En revanche, lorsqu'il y a des zones préférentielles de dépôt, cette condition aboutit à de mauvais résultats (Stovin & Saul, 1996).

Adamsson *et al.* (2003) ont implémenté une nouvelle condition au moyen d'une UDF (*user-defined function*). Afin de déterminer le devenir d'une particule atteignant le fond, le code de calcul compare la valeur de la contrainte de cisaillement (BSS pour *bed shear stress*) locale à une valeur critique choisie par l'utilisateur. Si BSS est supérieure à la valeur critique, alors la

particule rebondit (*reflect*) puis continue sa trajectoire dans l'écoulement ; si BSS est inférieure au seuil, alors la particule se dépose (*trap*).

Le même type de condition peut être implémenté pour n'importe quelle variable hydraulique. Ainsi, nous avons implémenté une condition fondée non pas sur la contrainte de cisaillement (BSS) mais sur l'énergie cinétique turbulente (BTKE pour *bed turbulent kinetic energy*). Dans ce cas, lorsqu'une particule atteint le fond, elle rebondit si BTKE est supérieure à la valeur critique choisie ; elle se dépose si BTKE est inférieure à cette valeur. BTKE est calculée selon l'équation (3.75), d'après la valeur de l'énergie cinétique turbulente, k , dans la première cellule du maillage au dessus du fond.

$$\frac{\partial k}{\partial n} = 0 \quad (3.75)$$

Les deux UDF implémentées dans le code de calcul sont données ci dessous, d'abord BSS puis BTKE (respectivement figures 3.12 et 3.13). Détaillons par exemple la condition fondée sur la contrainte de cisaillement (BSS) :

- l'UDF est appelée dès qu'une particule atteint une paroi affectée de la condition *reflect*,
- la valeur critique choisie par l'utilisateur est définie,
- la force de cisaillement sur la face atteinte par la particule est calculée,
- la contrainte de cisaillement correspondante est calculée,
- si la paroi est horizontale,
 - si la paroi horizontale a un vecteur normal orienté vers le haut,
 - si BSS est inférieure à la valeur critique, alors la particule est « évaporée »,
 - sinon, la condition *reflect* est appliquée,
 - sinon, la condition *reflect* est appliquée,
- sinon, la condition *reflect* est appliquée,

```

#include "udf.h"
DEFINE_DPM_EROSION(BSS_dimensional, p, t, f, normal, alpha, Vmag, Mdot)
{
    float shear_force, shear_stress, area, threshold, A[ND_ND];
    threshold=0.04; /*Contrainte de cisaillement critique de dépôt*/
    shear_force=sqrt(F_STORAGE_R_N3V(f, t, SV_WALL_SHEAR)[0]
    *F_STORAGE_R_N3V(f, t, SV_WALL_SHEAR)[0]
    +F_STORAGE_R_N3V(f, t, SV_WALL_SHEAR)[1]
    *F_STORAGE_R_N3V(f, t, SV_WALL_SHEAR)[1]
    +F_STORAGE_R_N3V(f, t, SV_WALL_SHEAR)[2]
    *F_STORAGE_R_N3V(f, t, SV_WALL_SHEAR)[2]); /*Force de cisaillement*/
    F_AREA(A, f, t);
    area=NV_MAG(A);
    shear_stress=shear_force/area; /*Contrainte de cisaillement sur la face atteinte par la
    particule = force de cisaillement / aire de la surface*/
    if (normal[0]*normal[0]+normal[2]*normal[2]<1e-5) /*Test de l'horizontalité de
    la paroi*/
    {
        if (normal[1]<0) /*Test de l'orientation de la paroi vers le haut*/
        {
            if (shear_stress<threshold)
                {P_MASS(p)=0; /*Particule « évaporée » si BSS
                < valeur critique*/
                return;}
            else
                {return;} /*Condition « reflect » si BSS > valeur
                critique*/
        }
        else
            {return;} /*Pas de dépôt sur les parois horizontales orientées
            vers le bas*/
    }
    else
        {return;} /*Pas de dépôt sur les parois verticales*/
}

```

Figure 3.12. UDF correspondant à la condition limite BSS.

```

#include "udf.h"
DEFINE_DPM_EROSION(BTKE, p, t, f, normal, alpha, Vmag, Mdot)
{
    float turbulent_kinetic_energy, threshold;
    threshold=0.00015; /*Energie cinétique turbulente critique*/
    turbulent_kinetic_energy=F_K(f,t); /*Energie cinétique turbulente*/

    if (normal[0]*normal[0]+normal[2]*normal[2]<1e-5) /*Test de l'horizontalité
de la paroi*/
    {
        if (normal[1]<0) /*Test de l'orientation de la paroi vers le haut*/
        {
            if (turbulent_kinetic_energy<threshold)
                {P_MASS(p)=0; /*Particule « évaporée » si
BTKE < valeur critique*/
                return;}
            else
                {return;} /*Condition « reflect » si BTKE >
valeur critique*/
        }
        else
            {return;} /*Pas de dépôt sur les parois horizontales orientées
vers le bas*/
    }
    else
        {return;} /*Pas de dépôt sur les parois verticales*/
}
}

```

Figure 3.13. UDF correspondant à la condition limite BTKE.

CONCLUSION DU CHAPITRE 3

Ce chapitre avait pour objectifs de présenter les modèles numériques pertinents pour reproduire l'écoulement et le transport solide dans les bassins en assainissement.

Écoulement

Concernant la modélisation de l'écoulement, les deux points d'incertitude sont :

- le maillage, qui doit faire l'objet d'une analyse comme dans toute modélisation numérique,
- le modèle de turbulence nécessaire pour reproduire les recirculations.

Transport solide

Concernant la modélisation du transport solide, nous avons choisi comme approche le suivi de particules, jugée la plus pertinente. Celle-ci pose deux difficultés :

- la vision conceptuelle de la turbulence,
- la condition limite sur le fond du bassin.

En raison du caractère turbulent de l'écoulement, un modèle stochastique est introduit pour générer une succession de tourbillons dans lesquels la particule injectée se déplace. Cette approche repose sur une vision conceptuelle de la turbulence. La seule constante de ce modèle (la constante de temps lagrangien, C_L), qui n'a rien d'un paramètre physique, devra être investiguée.

Après la dispersion turbulente, la deuxième difficulté importante du suivi lagrangien est la condition limite de dépôt. Fluent (2002) propose par défaut deux conditions inadaptées pour simuler des zones de dépôt localisé. En complément d'une condition fondée sur le seuillage de la contrainte de cisaillement (Adamsson *et al.*, 2003), nous proposons une condition fondée sur le seuillage de l'énergie cinétique turbulente.

CHAPITRE 4 : CONFRONTATION DES RESULTATS DU MODELE AUX DONNEES EXPERIMENTALES

INTRODUCTION DU CHAPITRE 4

Ce chapitre s'intéresse à la confrontation des résultats simulés aux données collectées dans le pilote expérimental. Cette confrontation concerne d'abord l'écoulement puis le transport solide. Elle a pour but de discuter :

- le maillage, préalable indispensable à toute modélisation numérique,
- le modèle de turbulence nécessaire pour reproduire les écoulements expérimentaux,
- le lien éventuel entre une variable hydraulique et les dépôts sur le fond,
- l'influence de la constante C_L sur le transport solide.

Le maillage et le modèle de turbulence sont discutés dans la première partie de ce chapitre, consacrée à l'écoulement. Nous y présentons les écoulements simulés et leur confrontation aux données expérimentales. La discussion sur le lien éventuel entre une variable hydraulique et les dépôts sera la transition vers le transport solide, abordé quant à lui dans la seconde partie de ce chapitre.

1. ECOULEMENT

1.1. Introduction

L'écoulement est simulé au moyen du logiciel Fluent (2002) qui résout les équations de Reynolds par la méthode des volumes finis. Pour prendre en compte l'influence des fluctuations de vitesse sur le champ moyen, un modèle de turbulence est nécessaire. Nous avons utilisé et comparé les modèles k- ϵ et RSM.

Conditions aux limites

Les conditions aux limites sont une vitesse d'entrée pour la face amont de la conduite d'entrée, un plan de symétrie pour la surface libre et un mur, affecté de lois de paroi standard, pour toutes les parois des ouvrages. Dans le cas des expériences à une seule sortie, nous imposons une pression de sortie (pression atmosphérique) sur la face aval de la conduite de sortie ou au niveau du seuil déversant, selon la sortie utilisée. Dans le cas des expériences où le débit est réparti entre les deux sorties (expériences 24 à 28), nous imposons une vitesse négative sur la face aval de la conduite de sortie et la pression atmosphérique au niveau du seuil déversant. Ceci permet d'imposer la répartition de débit correspondant à l'expérience souhaitée.

Conditions initiales et coefficients de sous-relaxation

Afin de permettre à l'écoulement de converger vers une éventuelle forme horizontale asymétrique, nous imposons pour l'ensemble des simulations une vitesse initiale transversale non nulle dans la conduite d'entrée, typiquement 1 m/s. Cette vitesse n'est absolument pas représentative physiquement ; elle permet simplement d'initier un caractère asymétrique. Si les conditions sont telles que l'écoulement physique est symétrique, alors le fait d'imposer une condition initiale asymétrique ne met pas en cause la convergence vers la solution physique.

Au lancement de chaque calcul, nous choisissons de faibles coefficients de sous relaxation (typiquement 0.1) afin de conserver au cours des premières itérations le caractère asymétrique de l'écoulement introduit par la condition initiale. Après quelques dizaines d'itérations, nous augmentons les valeurs aux valeurs par défaut (Fluent, 2002) afin de permettre un calcul rapide.

Lorsque le modèle RSM est utilisé, nous utilisons comme condition initiale le résultat obtenu avec le modèle $k-\epsilon$. Nous choisissons alors des coefficients de sous relaxation plus faibles, typiquement 0.1 voire 0.05 dans certains cas plus sensibles, ceci afin d'éviter tout risque de divergence du calcul. La sous relaxation étant faible, un nombre plus important d'itérations est nécessaire pour converger vers une solution stable.

1.2. Maillage

Introduction

Chaque cellule d'un maillage est définie par sa forme (en 3D : tétraèdre, hexaèdre, *etc.*) et par sa taille (longueur des côtés). Nous avons utilisé pour l'ensemble des maillages le logiciel Gambit (Fluent, 2002).

Concernant la taille, le maillage doit être dense dans les zones présentant de forts gradients des variables calculées ; il peut être plus grossier dans les zones dans lesquelles les variations sont moins importantes. Pour chaque simulation, il faut être sûr que la taille des mailles n'a pas d'influence sur les résultats. Cela revient à déterminer le nombre de mailles au delà duquel le résultat n'évolue pas de façon significative.

Concernant la forme, les mailles hexaédriques, présentant des angles proches de 90° , sont réputées meilleures que les mailles tétraédriques, présentant quant à elles des angles plus aigus (figure 4.1), notamment en ce qui concerne le calcul des flux et des gradients.

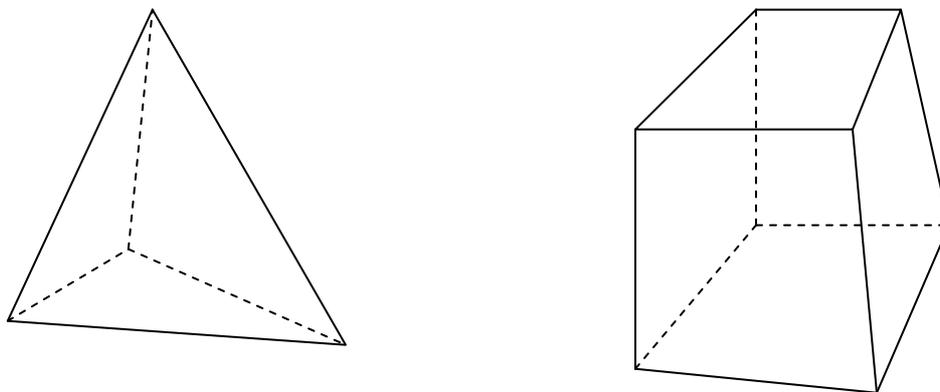


Figure 4.1. Tétraèdre (à gauche) et hexaèdre (à droite).

Initialement, nous souhaitions utiliser uniquement des cellules hexaédriques. Cependant, nous nous sommes rendu compte que l'asymétrie, et encore davantage la quasi-symétrie des écoulements, était difficile voire impossible à reproduire en utilisant un maillage hexaédrique.

Ainsi, 590 000 hexaèdres sont encore insuffisantes pour reproduire l'écoulement quasi-symétrique obtenu dans le cas de grandes hauteurs d'eau (tests effectués pour les expériences

15 et 20). En effet, même avec un si grand nombre de mailles², correspondant à des hexaèdres de côté 1 cm, l'écoulement simulé présente un caractère complètement symétrique – un jet principal reliant l'entrée à la sortie et deux recirculations complètement identiques de part et d'autre. Rappelons qu'expérimentalement, nous avons observé que le jet était dévié sur un côté et qu'une des deux recirculations était plus importante que l'autre.

En revanche, un maillage constitué d'hexaèdres de côté 1 cm permet d'obtenir l'écoulement asymétrique observé expérimentalement pour les expériences 2 à 5, c'est-à-dire pour les faibles hauteurs d'eau. Un tel maillage correspond à 275 000 cellules pour l'expérience 5. Pour la même expérience, un maillage moins dense (180 000 cellules) est en revanche insuffisant. Dans ce cas en effet, le jet ne parvient pas à se stabiliser et oscille au fil des itérations : le calcul ne converge pas. Pour les expériences 11 à 14 (hauteurs d'eau légèrement supérieures à 15 cm), même avec des mailles hexaédriques de taille 1 cm, le calcul ne converge pas non plus vers l'écoulement asymétrique observé expérimentalement.

L'obtention d'écoulements asymétriques et quasi-symétriques est en revanche bien plus facile avec des mailles tétraédriques. Ainsi, 10 000 seulement mailles suffisent par exemple pour retrouver la forme asymétrique de l'écoulement obtenu pour l'expérience 5. Cependant, si la forme globale est retrouvée, un nombre plus important de cellules est nécessaire pour obtenir des résultats en accord quantitatif avec les mesures. Après plusieurs essais successifs, nous avons choisi d'utiliser des cellules de côté 2.5 cm. Le maillage est raffiné au niveau des singularités (entrée, sortie, seuil déversant). Dans le cas du bassin brut, ceci correspond à des maillages constitués de 60 000 à 105 000 cellules, selon la hauteur d'eau.

Comparaison entre tétraèdres et hexaèdres

La figure 4.2 compare les champs de vitesse dans un plan horizontal situé à 9 cm du fond pour les deux maillages utilisés ainsi que pour les deux modèles de turbulence investigués : $k-\varepsilon$ et RSM (discutés plus loin). Elle correspond à l'expérience 4. Nous pouvons constater que le résultat obtenu avec un maillage hexaédrique de 274 000 cellules est proche de celui obtenu avec un maillage tétraédrique de 97 000 cellules. Dans les deux cas, le jet entrant dans le bassin est dévié sur la droite ; il rejoint la paroi latérale droite pour la longer jusqu'à la partie aval du bassin ; une grande recirculation de sens anti-horaire se met alors en place avec un

² Pour un calcul effectué sur 500 000 mailles, il faut pratiquement 4 jours sur un Pentium 4 (CPU 3.20 Ghz, 2.00 Go de RAM) pour effectuer 40 000 itérations, ordre de grandeur du temps de convergence.

retour du jet le long de la paroi gauche du bassin. Dans les deux cas également, une recirculation horaire, de taille moins importante que la précédente, prend place dans le coin amont droit du bassin.

Nous constatons néanmoins deux différences dans la partie amont du bassin. Tout d'abord, pour le maillage tétraédrique de 97 000 cellules, le retour longe la paroi latérale gauche sur une plus grande distance que pour le maillage hexaédrique de 274 000 cellules, comme mis en évidence par la flèche de retour en rouge sur la figure 4.2. Ensuite, une troisième petite recirculation, de sens anti-horaire, est visible pour le maillage hexaédrique dans le coin amont droit alors qu'elle n'est pas clairement identifiable pour le maillage tétraédrique.

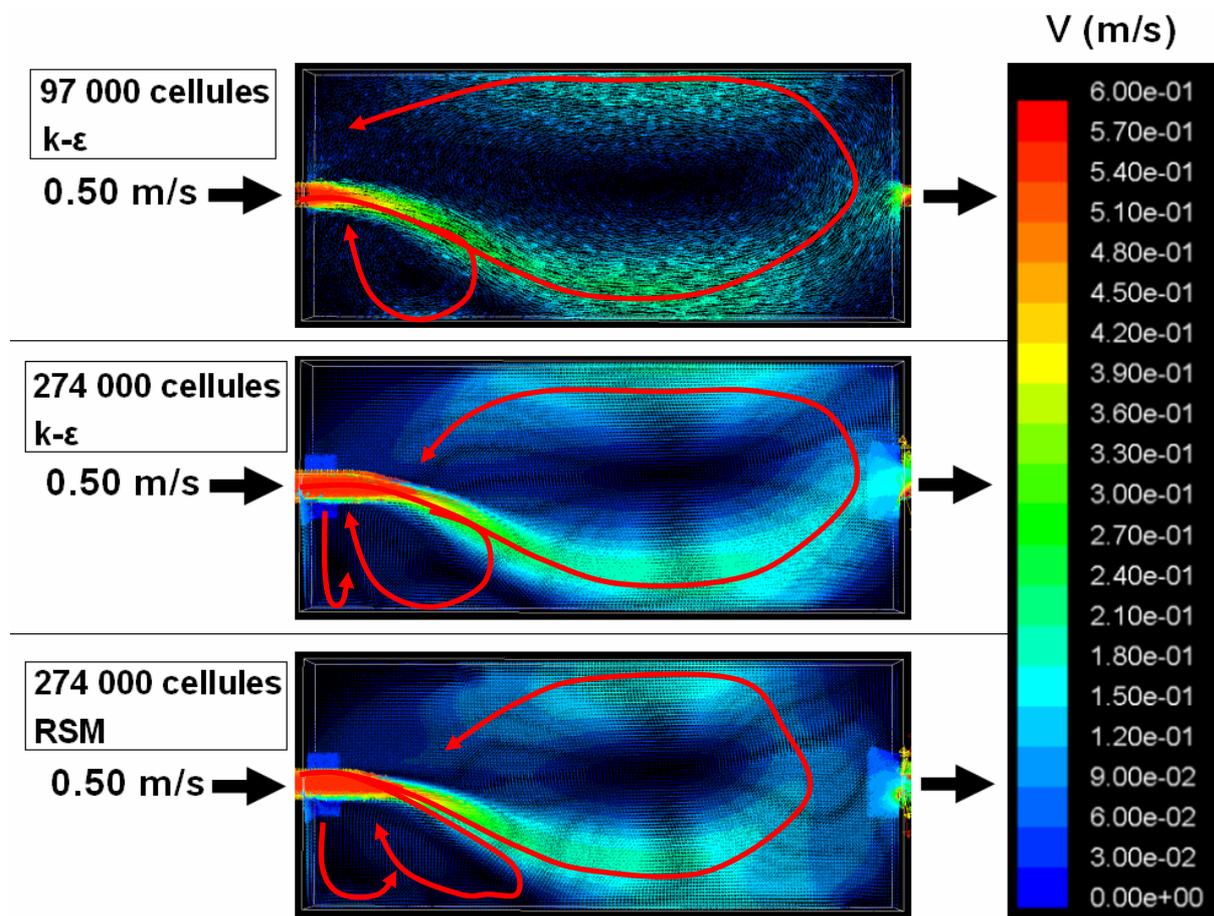


Figure 4.2. Influence de la taille du maillage et du modèle de turbulence sur le champ de vitesse dans un plan horizontal situé à 9 cm au dessus du fond (expérience 4).

Conclusion

La comparaison des champs de vitesse démontre que pour l'expérience investiguée, il existe dans les résultats obtenus avec 97 000 mailles tétraédriques de taille 2.5 cm des artefacts dus

au maillage. 274 000 mailles (cellules de taille 1 cm) sont donc au moins nécessaires pour s'en affranchir ; « au moins » car des simulations dans un maillage plus dense, à effectuer avec un ordinateur plus puissant que celui utilisé lors de ce travail, sont requises afin de vérifier l'indépendance du résultat.

Malgré ce constat, nous n'abandonnerons pas les cellules tétraédriques de taille 2.5 cm, ceci pour les raisons suivantes :

- Un maillage constitué de cellules hexaédriques de côté 1 cm ne parvient pas à reproduire un écoulement asymétrique pour des hauteurs d'eau légèrement supérieures à 15 cm (expériences 11 à 14).
- Dans le cas des grandes hauteurs d'eau, un maillage hexaédrique de taille 1 cm aboutit à un écoulement complètement symétrique (un jet central et deux retours identiques) alors que les mesures ont mis en évidence un jet légèrement décalé et deux retours de tailles inégales (expériences 8 à 10, 15 à 23, et 24 à 28).

Les figures 4.3 à 4.6 constituent ainsi un panel représentatif des maillages utilisés.

Dans le cas du bassin brut, les maillages sont constitués de 60 000 à 105 000 cellules, selon l'expérience simulée. La figure 4.3 correspond par exemple aux 97 000 cellules utilisées pour simuler l'expérience 5.

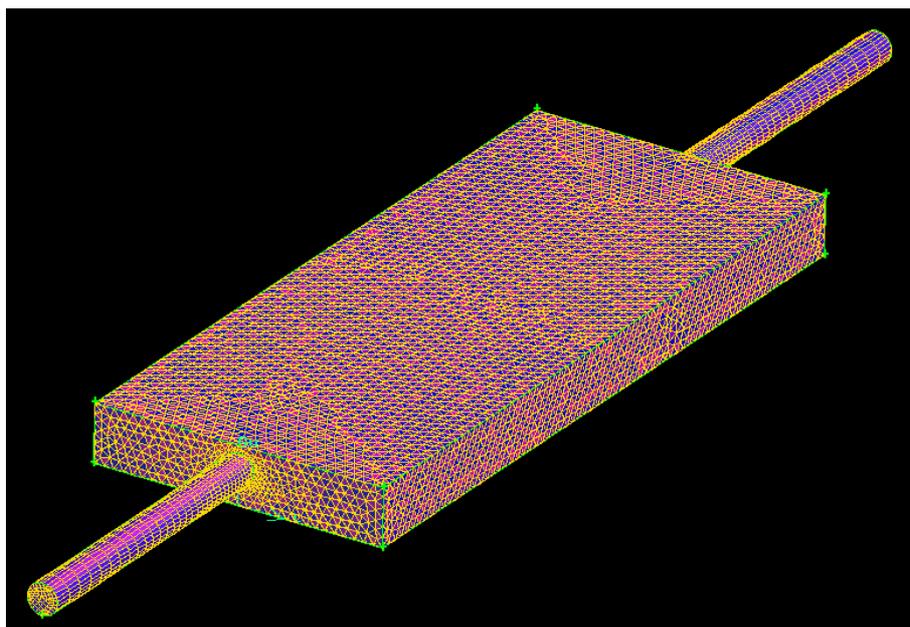


Figure 4.3. Maillage correspondant à l'expérience 5 (97 000 cellules).

Pour le maillage correspondant aux expériences 15 à 23 (figure 4.4), des tétraèdres sont utilisés seulement dans la partie inférieure du bassin ; dans la partie supérieure, nous avons utilisé des hexaèdres afin de limiter le nombre total de mailles. Le surface libre est placée 1 cm au dessus du seuil déversant pour l'ensemble des débits, des essais préliminaires n'ayant montré aucune modification des résultats, tant en hydraulique qu'en transport solide, en faisant varier cette hauteur entre 0.5 et 2 cm.

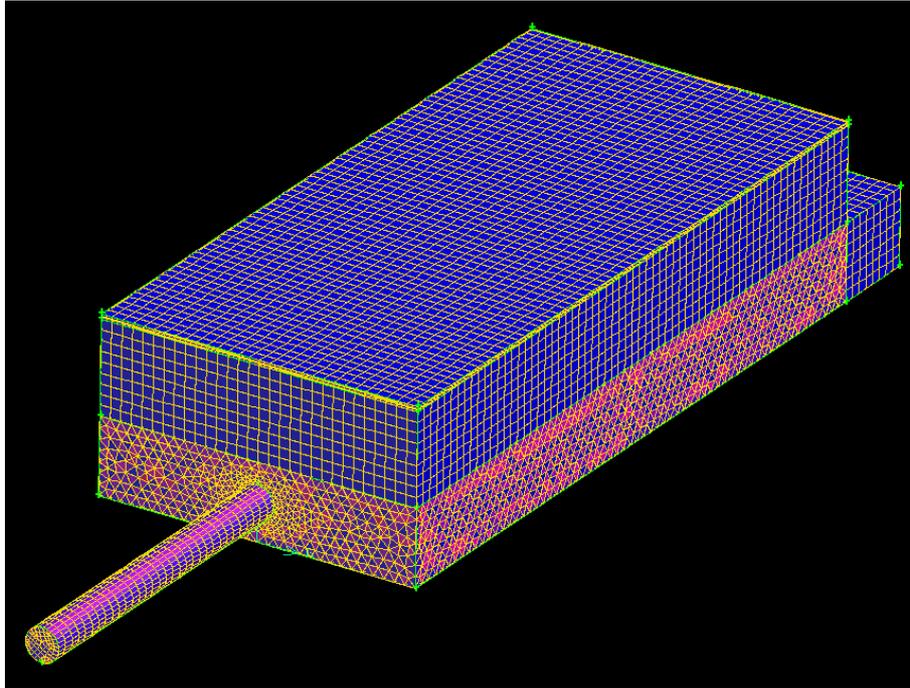


Figure 4.4. Maillage correspondant aux expériences 15 à 23 (99 000 cellules).

Dans le cas du bassin avec colonnes, l'écoulement observé expérimentalement présentait aussi un caractère quasi-symétrique. Ici, contrairement au bassin brut, des hexaèdres permettent d'obtenir un tel comportement, le maillage autour des colonnes cylindriques introduisant un caractère asymétrique à la grille de calcul (figure 4.5).

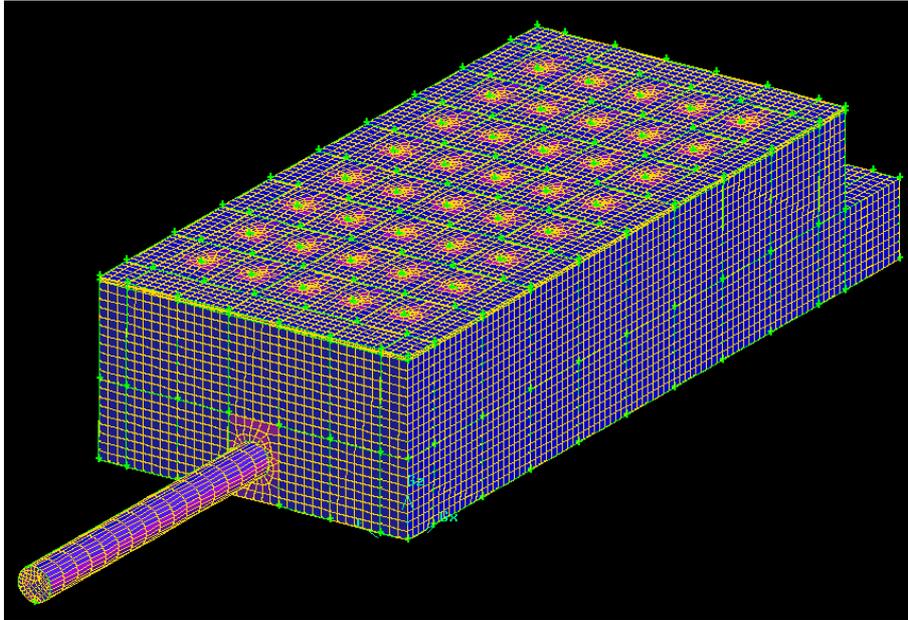


Figure 4.5. Maillage du bassin avec colonnes, correspondant aux expériences 41 à 45 (97 000 cellules).

L'écoulement observé dans le cas du bassin avec obstacles étant symétrique, nous avons utilisé un maillage hexaédrique, constitué de 74 000 cellules, comme illustré sur la figure 4.6. Le maillage est raffiné dans la zone située entre la paroi amont du bassin et le mur placé à 10 cm de l'entrée.

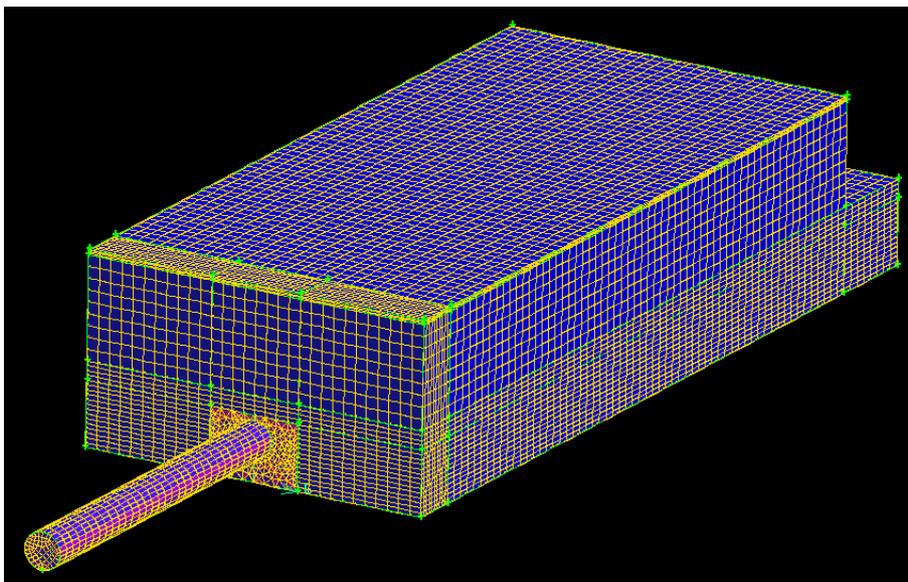


Figure 4.6. Maillage du bassin avec obstacle (74 000 cellules).

1.3. Modèle de turbulence

Comme le maillage, le modèle de turbulence est également discuté sur la figure 4.2. Par rapport au résultat du modèle $k-\varepsilon$, l'écoulement obtenu avec RSM présente une grande recirculation moins longue. Le virage du jet sur la gauche est en effet positionné environ 20 cm devant la face aval. De plus, les deuxième et troisième recirculations, dans le coin amont droit, sont de tailles similaires alors qu'elles étaient de tailles inégales avec le modèle $k-\varepsilon$.

Conclusion

Cette comparaison en champ de vitesse met en évidence plusieurs différences entre les résultats obtenus avec le modèle de turbulence $k-\varepsilon$ et RSM sans que l'on puisse dire lequel des deux est le plus pertinent, la précision des mesures n'étant pas suffisante pour conclure. Vu l'échelle d'observation à laquelle nous nous plaçons, nous avons choisi d'utiliser le modèle $k-\varepsilon$, plus largement validé, alors que RSM, s'il est certes plus juste physiquement, présente encore plusieurs constantes ajustables.

1.4. Ecoulement dans le bassin brut

Nous avons cherché à vérifier si le modèle reproduisait correctement les différents types d'écoulement observés dans le bassin brut selon la hauteur d'eau. Pour cela, nous avons simulé les écoulements correspondant aux expériences 5 à 10. Ici, le débit est égal à 3 L/s ; la hauteur d'eau varie entre 15 et 40 cm. Le modèle de turbulence $k-\varepsilon$, suffisant pour retrouver les comportements expérimentaux, a été utilisé.

Pour 15 cm (expérience 5), l'écoulement simulé présente une grande recirculation horizontale asymétrique. Une recirculation de sens contraire prend place dans un des coins amont du bassin, comme illustré sur la droite de la figure 4.7. La longueur de rattachement simulée, L_R (indiquée sur la figure 4.7), est proche de la valeur expérimentale : 56 cm pour la simulation $k-\varepsilon$ contre une valeur expérimentale d'environ 60 cm (obtenue par interpolation linéaire entre les points de mesures les plus proches). En ce qui concerne le sens des recirculations, il est imposé par la condition initiale choisie.

Pour les hauteurs d'eau 30, 35 et 40 cm (expériences 8, 9 et 10), l'écoulement présente une forme horizontale quasi-symétrique : deux recirculations inégales de part et d'autre d'un jet

légèrement dévié (ici sur la droite) dominant l'écoulement, comme illustré sur la partie gauche de la figure 4.7. Le jet peut être dévié sur la droite ou sur la gauche, selon la condition initiale imposée.

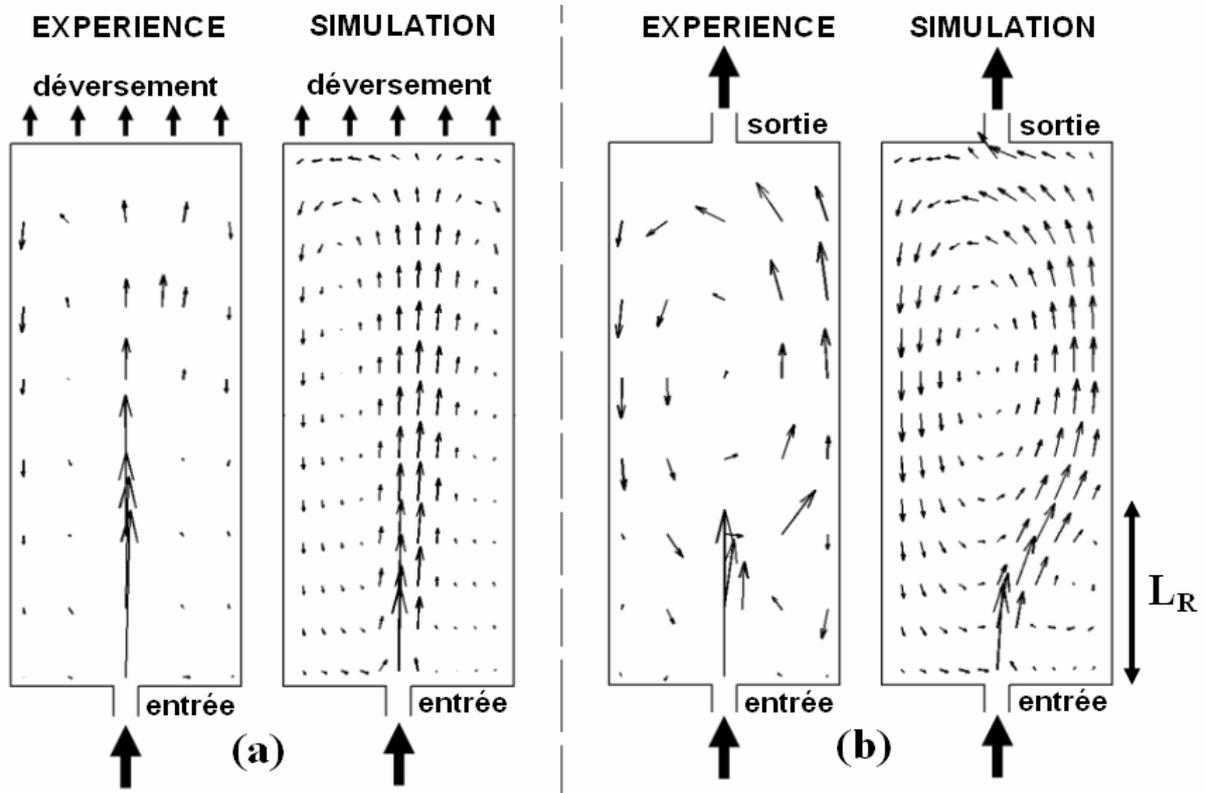


Figure 4.7. Ecoulements horizontaux quasi-symétrique et symétrique dans le bassin brut (plan horizontal situé 9 cm au dessus du fond).

Pour les hauteurs d'eau 20 et 25 cm (expériences 6 et 7), le calcul en régime permanent ne converge pas vers un état stable. Ceci est cohérent avec les observations expérimentales qui ont mis en évidence le caractère non stationnaire de l'écoulement pour de telles hauteurs d'eau.

Nous avons alors entrepris d'effectuer un calcul en régime non permanent. La simulation de ce régime étant extrêmement consommatrice en temps, nous n'avons effectué que le calcul correspondant à la hauteur d'eau 20 cm, avec un maillage « allégé » (40 000 cellules plutôt que 94 000) et avec une géométrie simplifiée (conduites carrées plutôt que circulaires). Le but n'est pas ici de déterminer avec précision l'écoulement mais seulement de tester l'aptitude du modèle en régime transitoire à reproduire les changements d'écoulement au cours du temps malgré un débit d'alimentation constant. Le résultat est illustré sur la figure 4.8. Nous

pouvons observer sur cette figure que, malgré le débit d'entrée constant, l'écoulement oscille entre une grande recirculation anti-horaire (t_0) et une grande recirculation horaire ($t_0 + 40$ s). Ceci est cohérent avec l'observation expérimentale pour laquelle une période d'oscillation d'environ 1 minute avait été mesurée (expérience 6). Une vidéo, plus pertinente qu'une simple figure pour visualiser l'écoulement non stationnaire, a été créée à partir de cette simulation.

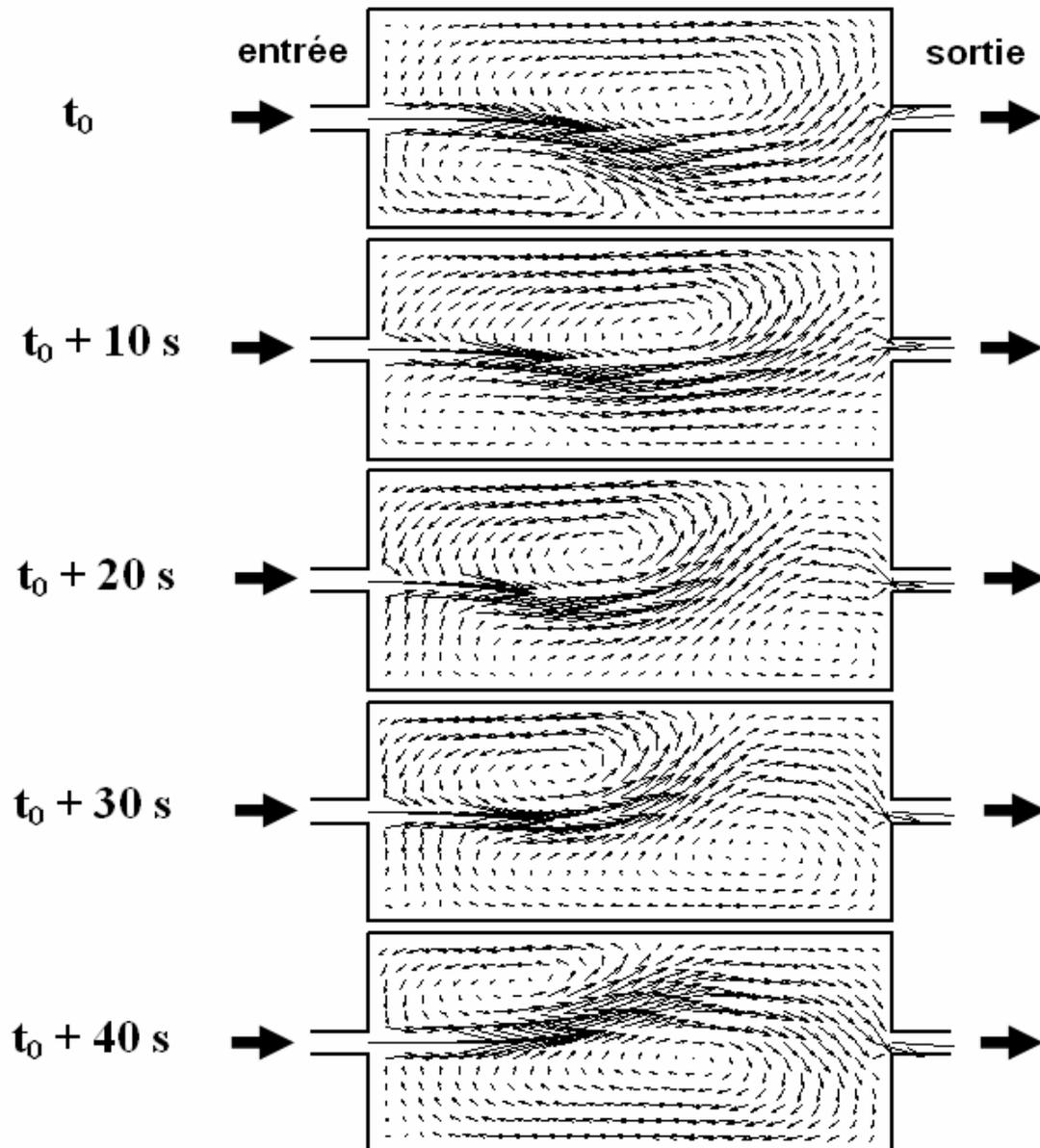


Figure 4.8. Ecoulement non stationnaire correspondant à l'expérience 6 (débit permanent : 3 L/s ; hauteur d'eau : 20 cm). Plan horizontal situé à 9 cm du fond.

Le tableau 4.1 résume les résultats de cette sous partie 4.1.

n°	h (cm)	Ecoulement expérimental	Ecoulement simulé en régime permanent	Ecoulement simulé en régime transitoire
5	≈ 15	asymétrique	asymétrique	
6	≈ 20	non stationnaire	calcul non convergent	oscillations entre une recirculation horaire et une recirculation anti-horaire
7	≈ 25	non stationnaire	calcul non convergent	
8	≈ 30	quasi-symétrique	quasi-symétrique	
9	≈ 35	quasi-symétrique	quasi-symétrique	
10	≈ 40	quasi-symétrique	quasi-symétrique	

Tableau 4.1. Comparaison entre expériences et simulations pour un débit entrant de 3 L/s dans le bassin brut. Influence de la hauteur d'eau.

1.5. Vue d'ensemble des écoulements simulés

La figure 4.9 illustre les écoulements simulés à travers les lignes de courant (courbes tangentes à la vitesse moyenne). Leur couleur correspond à l'altitude : du bleu pour les faibles altitudes au rouge pour les plus grandes.

Bassin brut

La partie estampillée « expérience 5 » est représentative des simulations correspondant aux expériences 2 à 5, et 11 à 14. Dans ce cas de faible hauteur d'eau, l'écoulement est principalement bidimensionnel et dominé par une grande recirculation horizontale asymétrique, le sens pouvant être horaire ou anti-horaire selon la condition initiale imposée. Nous distinguons dans le coin amont droit du bassin deux recirculations plus petites (une seule est visible en utilisant des mailles tétraédriques de taille 2.5 cm). La longueur de rattachement, définie sur la figure 4.7, est pratiquement identique pour tous les écoulements simulés : entre 56 et 59 cm.

Dans le coin supérieur gauche de la figure 4.9, la partie « expérience 20 » est représentative des simulations correspondant aux expériences 15 à 23, c'est-à-dire des expériences pour

lesquelles la totalité du débit entrant est évacuée par le seuil déversant. Dans ce cas, le jet entrant dans le bassin est légèrement dévié sur la droite. Il est « cassé » en deux sur la paroi aval du bassin. Deux retours de tailles inégales se forment alors le long de chacune des parois. Sur la gauche, le retour longe la paroi sur toute sa longueur pour former une grande recirculation. Sur la droite, le retour est dévié vers le haut, ce qui explique l'écoulement dans la partie amont droite du bassin sur la figure 4.7 (9 cm au dessus du fond). Selon les conditions initiales imposées pour la simulation, nous pouvons obtenir un jet légèrement dévié sur la droite ou sur la gauche. Le même type d'écoulement a été obtenu pour les simulations correspondant aux expériences 24 à 28 (répartition du débit entre la conduite et le seuil déversant) et pour les expériences 8 à 10 (évacuation du débit exclusivement par la conduite de sortie, mais hauteur d'eau supérieure à 30 cm).

Bassin en présence de colonnes

Dans le cas du bassin avec colonnes (« expérience 43 » sur la figure 4.9), l'écoulement est très proche de celui décrit dans le paragraphe précédent. Le jet entrant est en effet légèrement dévié sur un des côtés (ici la gauche). Deux retours s'organisent de part et d'autre : retour sur toute la longueur du bassin sur la partie droite, retour dévié vers le haut sur la partie gauche. Ce comportement est représentatif de toutes les simulations effectuées dans le bassin avec colonnes (expériences 41 à 45). Comme précédemment, le côté de déviation du jet dépend des conditions initiales.

Bassin en présence d'obstacles

Les parties estampillées « expérience 50 » et « expérience 53 » correspondent aux simulations effectuées pour les expériences 49 à 53. Dans le cas du mur large (« expérience 50 »), le jet est « cassé » par le mur dès son entrée dans le bassin. Une partie est déviée vers la surface libre ; les parties déviées vers le bas et vers les côtés forment en chacun des coins amont du bassin deux jets dirigés vers le haut. Ils sont dus au mur. Un fois passé le mur, ces deux jets longent les parois latérales du bassin. Un retour, non visible sur la figure, s'organise dans la partie centrale du bassin, comme cela a été observé expérimentalement. Nous retrouvons un comportement très similaire dans le cas du mur étroit, la seule différence étant que les jets ascendants formés en chacun des deux coins amont du bassin sont inclinés vers l'aval alors qu'ils étaient pratiquement verticaux dans le cas du mur large.

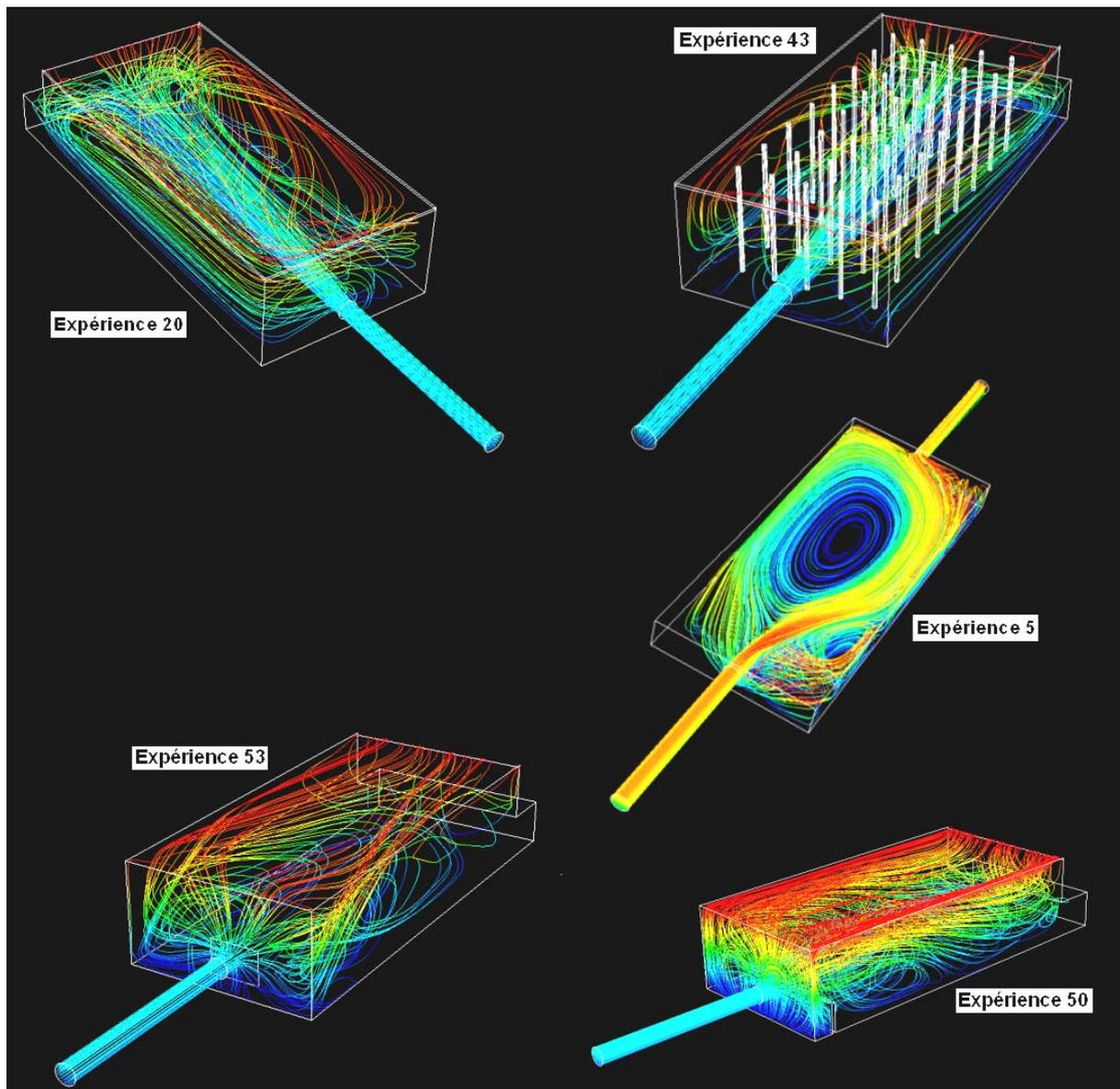


Figure 4.9. Lignes de courant pour un panel de cas simulés.

Constance de la forme de l'écoulement avec le débit

Il est intéressant de constater que pour l'ensemble des simulations effectuées, la forme de l'écoulement ne dépend pas significativement de la vitesse d'entrée. Ainsi, pour une configuration donnée (bassin brut, en présence de colonnes ou d'obstacles), si la norme de la vitesse évolue bien évidemment avec le débit, le champ de vitesse présente la même forme (même direction et même sens). Par exemple, la longueur de rattachement des écoulements asymétriques est identique quelque soit le débit d'entrée. Cette remarque sera très utile dans le chapitre 6 où elle nous permettra de définir des critères de prévision de l'écoulement uniquement géométriques.

1.6. Variables hydrauliques cohérentes avec les dépôts

Introduction

Dans le cas de dépôts localisés, Stovin & Saul (1996) ont montré l'insuffisance des conditions limites disponibles dans Fluent (2002) lorsqu'une particule atteint le fond du bassin. Sur la base des mesures effectuées par Stovin & Saul (1994), Adamsson *et al.* (2003) ont montré qu'une condition limite seuil, fondée sur la contrainte de cisaillement, était pertinente pour reproduire la localisation des dépôts.

L'objectif de la partie 1.6 est de déterminer si le seuillage de la contrainte de cisaillement est cohérent avec les dépôts observés dans le bassin. Dans le cas contraire, nous chercherons une autre variable hydraulique plus en accord avec la distribution spatiale des dépôts expérimentaux.

Précisons que le seuillage ainsi effectué ne définit pas les zones de dépôts simulées (présentées plus loin) mais seulement une possibilité de dépôt si des particules atteignent cette zone lors du suivi de particules. Ainsi, des zones de faible contrainte de cisaillement peuvent ne pas être le lieu de dépôt si aucune particule n'y est apportée par l'écoulement lors de la simulation du transport solide (par exemple parce qu'elles décantent relativement rapidement).

Les figures 4.10 à 4.13 présentent la comparaison entre les dépôts expérimentaux et la contrainte de cisaillement sur le fond. Dans le cas des écoulements quasi-symétriques, nous nous sommes rendu compte, par comparaison visuelle, que la contrainte de cisaillement n'est plus pertinente pour les forts débits. En revanche, l'énergie cinétique turbulente sur le fond l'est davantage. Sur chacune des figures, nous avons donc également rapporté l'énergie cinétique turbulente sur le fond du bassin. Les quantités représentées ont été seuillées à différentes valeurs afin que l'on perçoive plus aisément leurs distributions.

Précisons que les résultats présentés sur la figure 4.10 ont été obtenus avec le meilleur maillage disponible, à savoir des cellules hexaédriques de taille 1 cm. La simulation de l'expérience (12) a ainsi été effectuée dans un maillage hexaédrique, mais en limitant la hauteur d'eau à 15 cm alors que la hauteur d'eau expérimentale était comprise entre 15.3 et

15.5 cm, ceci dans le but de reproduire par simulation l'écoulement asymétrique expérimental.

Écoulement asymétrique dans le bassin brut

Nous nous intéressons ici aux écoulements présentant un champ de vitesse horizontal asymétrique. Il s'agit des expériences 2 à 5 et 11 à 13, variant le débit entre 1.5 et 5 L/s. L'expérience 1, correspondant à un écoulement non stationnaire, n'est pas considérée. Trois résultats représentatifs sont présentés sur la figure 4.10.

Nous constatons que le seuillage de la contrainte de cisaillement sur le fond du bassin est globalement cohérent avec les dépôts expérimentaux pour les faibles débits comme pour les débits importants. Ainsi, les trois zones de dépôts expérimentales, plus ou moins importantes selon le débit, correspondent pour chaque cas représenté à une zone de faible contrainte de cisaillement sur le fond. Sur la figure, la contrainte de cisaillement a été seuillée à 0.04 Pa. Dans ce cas, la surface correspondante aux zones de contrainte de cisaillement inférieure au seuil est plus importante que la surface du fond recouverte expérimentalement par des particules. Le seuil adéquat est donc inférieur à 0.04 Pa. Au vu de la comparaison de l'ensemble des simulations effectuées et des dépôts expérimentaux, nous estimons que la contrainte de cisaillement seuil la plus cohérente avec les dépôts se situe dans l'intervalle 0.02 – 0.04 Pa.

Si nous regardons dans le détail cependant, le seuillage effectué ne reproduit pas parfaitement les zones de dépôts. Ainsi, il laisse apparaître des zones de faible contrainte dans les coins aval du bassin alors qu'aucun dépôt conséquent n'y a été observé expérimentalement. De plus, nous pouvons constater des différences importantes entre la forme des dépôts et la forme des zones résultant du seuillage : la forme crénelée de la zone centrale de dépôt n'est ainsi pas reproduite pour 1.5 L/s ; quant à la forme arrondie de la zone centrale elle n'est correctement reproduite ni pour 2.5 L/s, ni pour 4 L/s.

Concernant l'énergie cinétique turbulente, son seuillage à $0.00015 \text{ m}^2/\text{s}^2$ est pratiquement équivalent au seuillage de la contrainte de cisaillement à 0.04 Pa pour le débit 1.5 L/s. Aux débits plus importants, si le seuillage de l'énergie cinétique turbulente est cohérent avec les dépôts dans les coins amont du bassin, il ne reproduit la zone centrale de dépôt que très partiellement pour 2.5 L/s, et pas du tout pour 4 L/s.

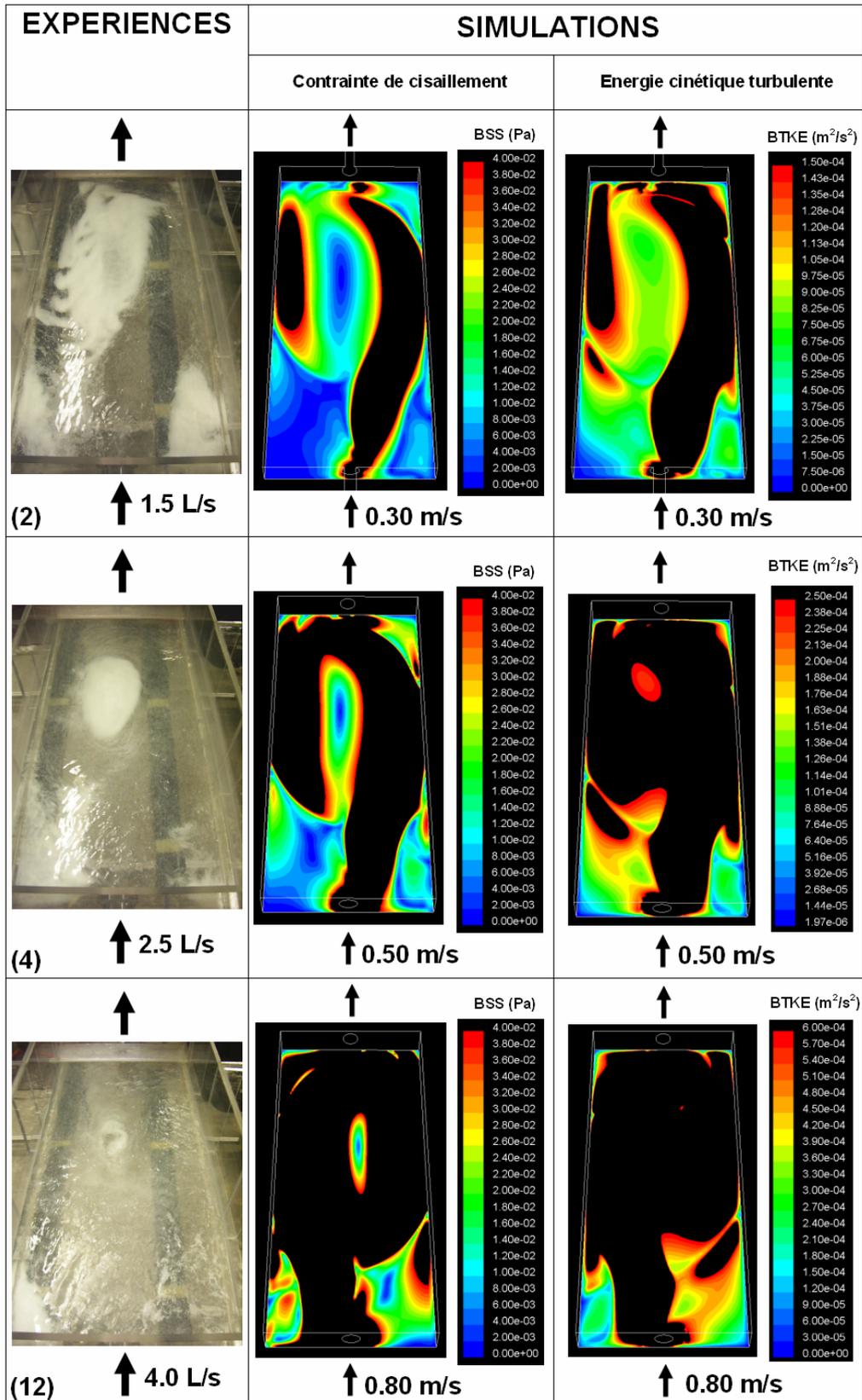


Figure 4.10. Comparaison entre les dépôts expérimentaux, la contrainte de cisaillement du fond (BSS) simulée et l'énergie cinétique turbulente du fond (BTKE) simulée (seuillées).

Expériences 2, 4 et 12.

Écoulement quasi-symétrique dans le bassin brut

Nous nous intéressons ici aux expériences effectuées dans le bassin brut lorsque la hauteur d'eau est supérieure ou égale à 30 cm (expériences 8 à 10, 15 à 22, et 24 à 28). Dans ce cas, l'écoulement est dominé horizontalement par un jet principal légèrement dévié sur un des côtés du bassin, deux recirculations de tailles inégales prenant place de part et d'autre. Les seuillages en contrainte de cisaillement et en énergie cinétique turbulente sont illustrés sur la figure 4.11.

Pour les faibles débits, le seuillage de la contrainte de cisaillement sur le fond à une valeur de 0.02 – 0.04 Pa est cohérent avec les zones de dépôts observées expérimentalement. Ainsi, un seuillage à 0.03 Pa permet de bien décrire la surface vierge de tout dépôt située devant l'entrée pour un débit de 1 L/s. Comme pour les écoulements asymétriques, un seuillage de l'énergie cinétique turbulente est également cohérent avec les dépôts pour ce faible débit.

Remarquons ici que les deux coins amont du bassin sont pratiquement vierges de tout dépôt alors que ces zones correspondent à des contraintes de cisaillement et des énergies cinétiques turbulentes inférieures aux seuils pertinents. Ceci n'est pas incohérent dans la mesure où, comme déjà énoncé, une zone de faible contrainte de cisaillement (ou faible énergie cinétique turbulente) ne correspondra à une zone de dépôt que si des particules y sont apportées par l'écoulement lors de la simulation des trajectoires des particules.

Pour les débits plus importants, 3 L/s et *a fortiori* 5 L/s, le seuillage de la contrainte de cisaillement perd sa cohérence avec les dépôts. En effet, ce seuillage fait apparaître deux lignes de faible contrainte de cisaillement de part et d'autre du jet principal de l'écoulement. Si la ligne située sur la gauche présente un certain accord avec les quelques dépôts situés dans la partie aval gauche du bassin pour 3 L/s, aucun dépôt n'a en revanche été constaté expérimentalement dans la partie aval droite pour ce débit. Pour 5 L/s, aucun dépôt ne correspond à la ligne de faible contrainte de cisaillement située sur la gauche.

Dans ces cas où le seuillage de la contrainte de cisaillement échoue, un seuillage de l'énergie cinétique turbulente dans l'intervalle 0.00010 – 0.00030 m^2/s^2 est en bien meilleur accord avec les zones de dépôts, comme illustré sur la partie droite de la figure 4.11. Les zones de dépôts dans chacun des coins amont du bassin correspondent en effet à des zones où l'énergie cinétique turbulente est faible, aussi bien pour 3 que pour 5 L/s.

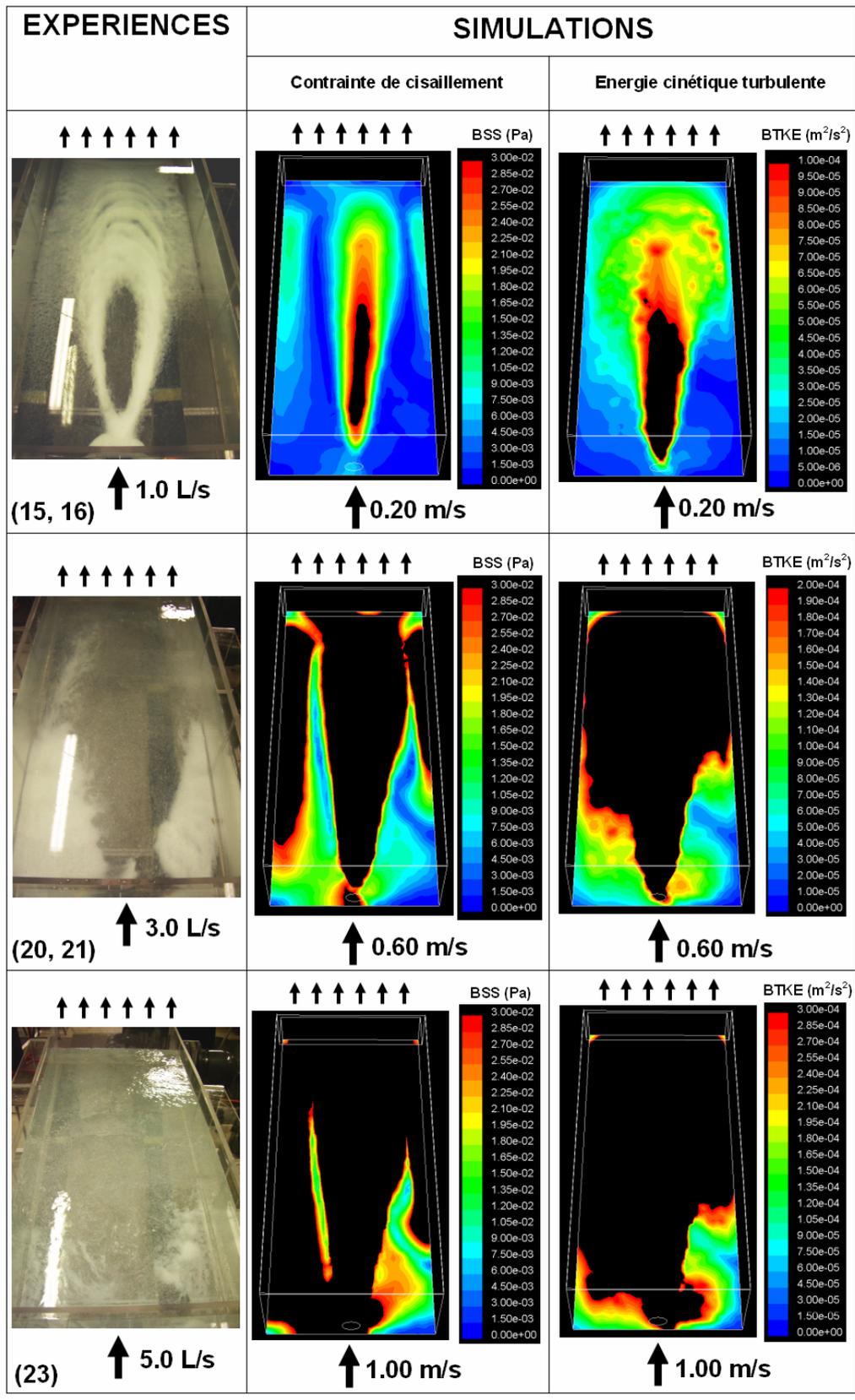


Figure 4.11. Comparaison entre les dépôts expérimentaux, la contrainte de cisailment du fond (BSS) simulée et l'énergie cinétique turbulente du fond (BTKE) simulée (seuillées).

Expériences 15-16, 20-21 et 23.

Bassin en présence de colonnes

Dans le cas du bassin avec colonnes, les seuillages en contrainte de cisaillement et en énergie cinétique turbulente sont illustrés sur la figure 4.12. Si les deux sont très proches pour l'ensemble des débits simulés, l'accord avec les dépôts expérimentaux n'est que très partiel pour les débits importants.

Pour un débit de 1 L/s, les seuillages sont en effet cohérents avec la surface vierge de tout dépôt située devant l'entrée du bassin. Pour 3 L/s, la zone de dépôt située sur la gauche est bien retranscrite par les seuillages, aussi bien de la contrainte de cisaillement que de l'énergie cinétique turbulente. En revanche, la zone de dépôt située sur la droite présente une surface moins étendue que ne le laisse apparaître les deux seuillages. Pour 5 L/s enfin, la concordance entre les dépôts et les seuillages n'est qu'approximative.

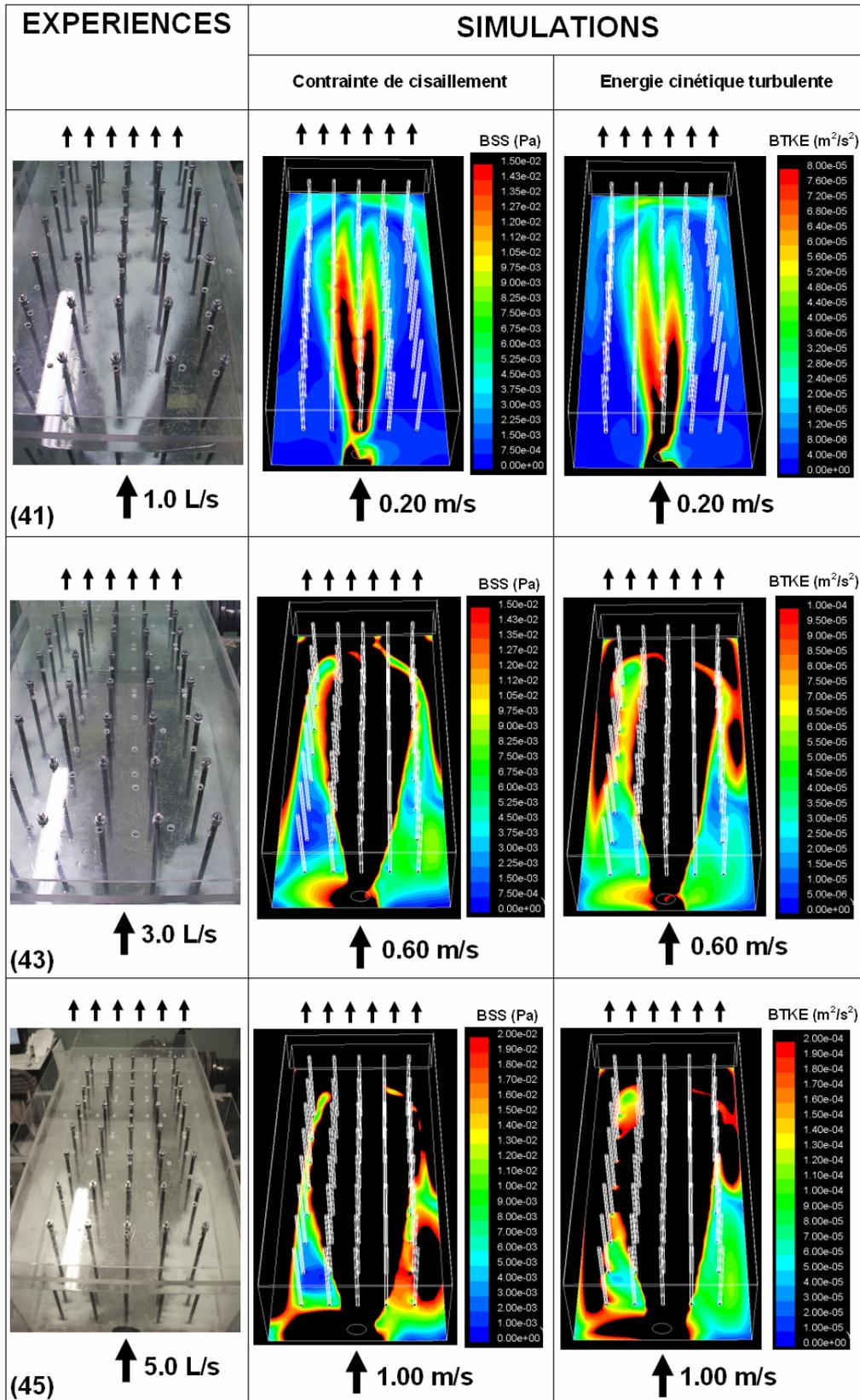


Figure 4.12. Comparaison entre les dépôts expérimentaux, la contrainte de cisaillement du fond (BSS) simulée et l'énergie cinétique turbulente du fond (BTKE) simulée (seuillées).

Expériences 41, 43 et 45.

Bassin en présence d'obstacles

Dans le cas des expériences effectuées dans le bassin avec un mur devant l'entrée (figure 4.13), si la contrainte de cisaillement et l'énergie cinétique turbulente présentent des distributions spatiales sur le fond du bassin différentes (nous voyons par exemple que les pics de ces deux quantités ne correspondent pas pour 5 L/s), leurs seuillages sont en revanche équivalents. Nous constatons par ailleurs une très bonne cohérence avec les dépôts expérimentaux.

Dans tous les cas, les gradients de ces quantités sont très importants au niveau de l'entrée du bassin, que le mur placé en face de l'entrée soit large (expériences 49 et 52) ou étroit (expérience 53). Ainsi, contrairement aux cas précédents, la valeur seuil revêt ici une influence moins importante par rapport à la surface des zones seuillées.

Pour les expériences 52 (mur large) et 53 (mur étroit), les zones où la contrainte (respectivement l'énergie cinétique turbulente) est inférieure au seuil 0.03 Pa (respectivement $0.00015 \text{ m}^2/\text{s}^2$) correspondent en totalité aux dépôts expérimentaux. Pour l'expérience 49, correspondant à un débit faible de 1 L/s, la contrainte de cisaillement (respectivement l'énergie cinétique turbulente) est inférieure au seuil dans la totalité de la zone située en aval du mur ; pourtant, les dépôts expérimentaux ne sont présents que le long des parois droite et gauche et seulement sur la moitié du bassin en aval du mur. Il faudra donc vérifier que, dans le suivi de particules, l'écoulement n'apporte pas ou peu de particules dans cette zone. Toujours pour 1 L/s, les seuillages laissent apparaître des zones de faible contrainte de cisaillement et faible énergie cinétique turbulente dans les deux coins amont du bassin, zones où des dépôts ont été observés en quantité expérimentalement.

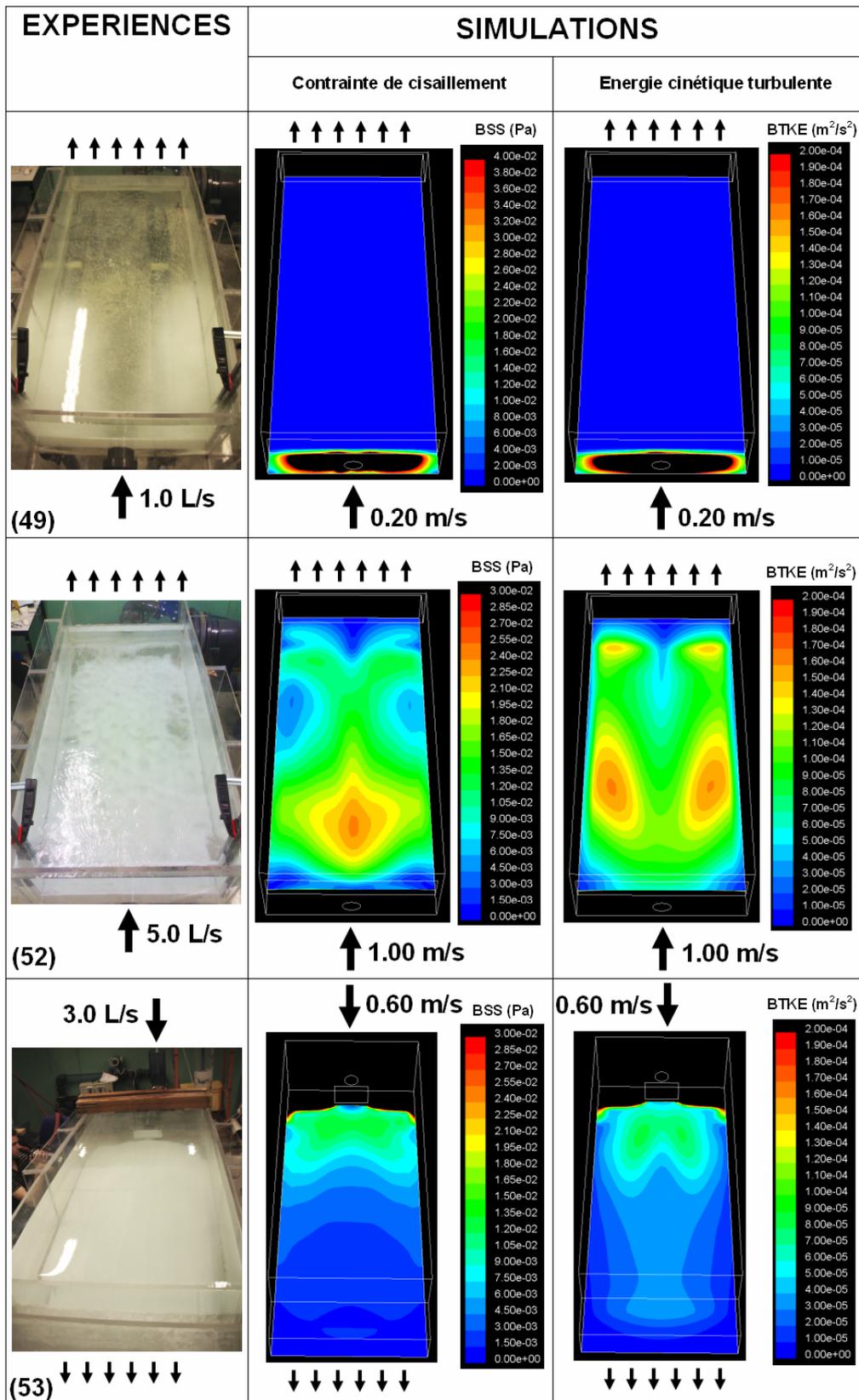


Figure 4.13. Comparaison entre les dépôts expérimentaux, la contrainte de cisailment du fond (BSS) simulée et l'énergie cinétique turbulente du fond (BTKE) simulée (seuillées).

Expériences 49, 52 et 53.

1.7. Conclusion

L'objectif de cette partie était de déterminer si la distribution spatiale d'une variable hydraulique sur le fond du bassin était cohérente avec la localisation des dépôts observés expérimentalement. Deux grandeurs hydrauliques pertinentes ont été mises en évidence :

- la contrainte de cisaillement,
- l'énergie cinétique turbulente.

Les seuillages de ces deux variables sont similaires dans le cas du bassin avec colonnes, du bassin avec obstacles, ainsi que dans le cas du bassin brut mais seulement pour les faibles débits, la distribution spatiale de ces grandeurs présentant des différences importantes pour les forts débits. Ceci est inattendu dans la mesure où on admet généralement que ces deux quantités sont proportionnelles dans le cas d'un écoulement unidirectionnel, l'énergie cinétique turbulente, mesurable par vélocimétrie, étant ainsi utilisée pour déterminer la contrainte de cisaillement sur le fond (Pope *et al.*, 2006).

Les valeurs seuils cohérentes avec la localisation des dépôts des particules blanches (350 – 1400 μm) pour l'ensemble des configurations géométriques et toute la gamme de débits sont respectivement dans les intervalles 0.02 – 0.04 Pa et 0.00010 – 0.00030 m^2/s^2 .

Pour le débit 1 L/s, le seuillage laisse apparaître de larges zones de faible contrainte de cisaillement (ou faible énergie cinétique turbulente) où aucun dépôt, tout au moins très peu, n'a été observé expérimentalement : les deux coins amont du bassin dans le cas des expériences 15-16 (bassin brut, écoulement quasi-symétrique) et 41 (bassin avec colonnes) ; toute la partie aval et la partie amont centrale dans le cas de l'expérience 49 (bassin avec obstacle). Ceci n'est pas contradictoire. En effet, pour que des particules se déposent, il faut non seulement que la zone présente une faible contrainte de cisaillement (ou énergie cinétique turbulente) mais en plus que des particules soient apportées par l'écoulement. C'est ce que nous allons chercher à vérifier dans la partie suivante.

2. TRANSPORT SOLIDE

2.1. Introduction

L'objectif de cette partie est de discuter la pertinence du suivi de particules pour simuler le transport solide dans le pilote expérimental, ceci pour les différentes configurations et les différents débits investigués. La comparaison entre les expériences et les simulations porte sur les deux points suivants :

- la localisation des dépôts,
- l'efficacité.

Le transport solide est modélisé par suivi de particules, comme décrit en détails dans le chapitre 3. Nous ne rappelons ici que les choix de modélisation, sans formulation mathématique, et les choix de visualisation des résultats.

L'injection de particules est définie sur la face amont de la conduite d'entrée. En raison du caractère stochastique du modèle, il faut injecter un nombre suffisamment important de particules pour obtenir un résultat statistiquement significatif. Après des essais préliminaires, nous nous sommes rendu compte que l'écart d'efficacité entre deux suivis de particules était inférieur à 1% au-delà de 5000 particules injectées. Jugeant ce degré de précision suffisant, nous avons injecté pour l'ensemble des suivis un nombre de particules supérieur à 5000, en général 6400.

La visualisation des dépôts est effectuée sous le logiciel Matlab par traitement des fichiers trajectoires. Ainsi, sur les figures des dépôts dans la partie suivante, chaque point noir représente le lieu de dépôt d'une particule. Seules 3200 particules ont été injectées pour ces représentations, l'injection de davantage de particules rendant la figure moins claire. Ce nombre a été jugé suffisant, suite à des essais préliminaires, pour déterminer de façon qualitative la densité des dépôts dans une zone donnée.

Avec cette représentation, il semble apparaître sur la plupart des figures plus de particules déposées pour les valeurs importantes de C_L que pour les faibles valeurs. Ceci est uniquement visuel car des nombres similaires de particules se sont déposées dans chacun de ces cas, comme nous le verrons dans la sous partie 2.3 sur l'efficacité. Les raisons de cet effet visuel

sont que, dans un but de clarté, les particules ne sont pas représentées à la même échelle que le bassin, et que, de plus, la représentation choisie ne rend pas compte de l'accumulation de particules en un même point.

Les caractéristiques requises dans le modèle pour les particules sont la masse volumique et la granulométrie. Pour la masse volumique, nous avons utilisé la valeur mesurée par Schmidt (2003), soit 1034 kg/m^3 . Pour la granulométrie, nous avons ajusté la granulométrie mesurée par Schmidt (2003) et rappelée dans le chapitre 2 par une loi de Rosin-Rammler, énoncée dans le chapitre 3. Ses paramètres sont un diamètre minimal de $350 \mu\text{m}$, un diamètre maximal de $1400 \mu\text{m}$, un diamètre « moyen » de $821 \mu\text{m}$, et une dispersion de 4.5.

Nous avons choisi comme condition limite sur le fond du bassin une condition seuil, décrite en détails dans le chapitre 3. Cette condition se fonde sur la variable hydraulique la plus pertinente, c'est-à-dire, soit la contrainte de cisaillement, soit l'énergie cinétique turbulente. Les valeurs seuils pour ces deux conditions ont été choisies d'après les observations mises en évidence dans la partie précédente. L'influence de la valeur seuil, déjà abordée par Adamsson *et al.* (2003) n'est pas discutée ici.

L'influence de la constante C_L , entrant en jeu dans le calcul de la taille et de la durée de vie des tourbillons dans lesquels se déplacent les particules, est investiguée à travers les valeurs 0.15, 0.5, 1 et 2. Les résultats obtenus avec des valeurs plus faibles étant semblables à ceux obtenus avec 0.15, ils ne sont pas illustrés dans ce mémoire.

2.2. Localisation des dépôts

La comparaison présentée ici est purement visuelle. Avec davantage de recul sur ce travail, nous nous sommes rendus de la nécessité de disposer d'un critère objectif de comparaison des dépôts (surface couverte, épaisseur, etc.) plutôt qu'une simple comparaison visuelle.

Bassin avec obstacle

Dans le cas du bassin avec obstacle, la concordance entre dépôts expérimentaux et dépôts simulés est bonne. Le seuillage en contrainte de cisaillement et en énergie cinétique turbulente étant équivalent, nous avons seulement représenté les dépôts correspondant à une contrainte de cisaillement critique égale à 0.03 Pa .

La figure 4.14 présente ainsi la comparaison entre les dépôts expérimentaux et les dépôts simulés dans le cas du bassin en présence d'un mur large devant l'entrée. Pour un débit de 5 L/s, nous retrouvons, quelle que soit la valeur de C_L considérée, une répartition sur la largeur relativement uniforme des dépôts en aval du mur ; nous constatons de plus une diminution de la densité des dépôts à mesure que l'on s'approche de l'aval du bassin. Ceci est cohérent avec l'expérience 52 pour laquelle la zone située dans les 20 – 30 cm devant la paroi aval du bassin était très clairsemée en particules. Le même constat peut être fait pour le débit 3 L/s (expérience 50-51), avec néanmoins des dépôts simulés plus denses directement en aval du mur le long des parois. L'augmentation de la constante C_L conduit à une certaine homogénéisation de la densité des dépôts sur la largeur du bassin, notamment dans la zone amont.

Le comportement est différent pour 1 L/s, débit pour lequel des dépôts beaucoup plus localisés ont été observés. Dans ce cas, le modèle reproduit correctement la densité importante de dépôt dans les coins amont du bassin devant le mur ainsi que directement en aval du mur le long des parois. Seule une faible proportion de particules se dépose dans la partie centrale directement en aval du mur et dans la partie aval du bassin, ce qui est tout à fait cohérent avec les dépôts expérimentaux. Ceci illustre ce que nous avons déjà abordé plus haut, à savoir que pour qu'il y ait un dépôt conséquent, il faut à la fois que la contrainte de cisaillement (ou l'énergie cinétique turbulente, selon la condition utilisée) soit inférieure au seuil de dépôt choisi, et qu'en plus l'écoulement transporte des particules dans cette zone. Comme pour les débits 3 et 5 L/s mais ici de façon plus visible, l'augmentation de la constante C_L produit une plus grande dispersion des dépôts.

De ces trois comparaisons, nous pouvons conclure que le suivi de particules reproduit correctement les dépôts dans le cas du bassin avec mur large, le modèle reproduisant aussi bien la dispersion des dépôts pour un fort débit que leur caractère très localisé pour un faible débit. L'influence de la constante C_L , si elle est visible, demeure néanmoins limitée.

Le même constat peut être fait dans le cas du mur étroit, illustré sur la figure 4.15. Comme pour le résultat expérimental 53, l'entrée du bassin demeure en simulation vierge de tout dépôt alors que le reste du bassin présente une densité de dépôts homogène sur la largeur et décroissante vers l'aval.

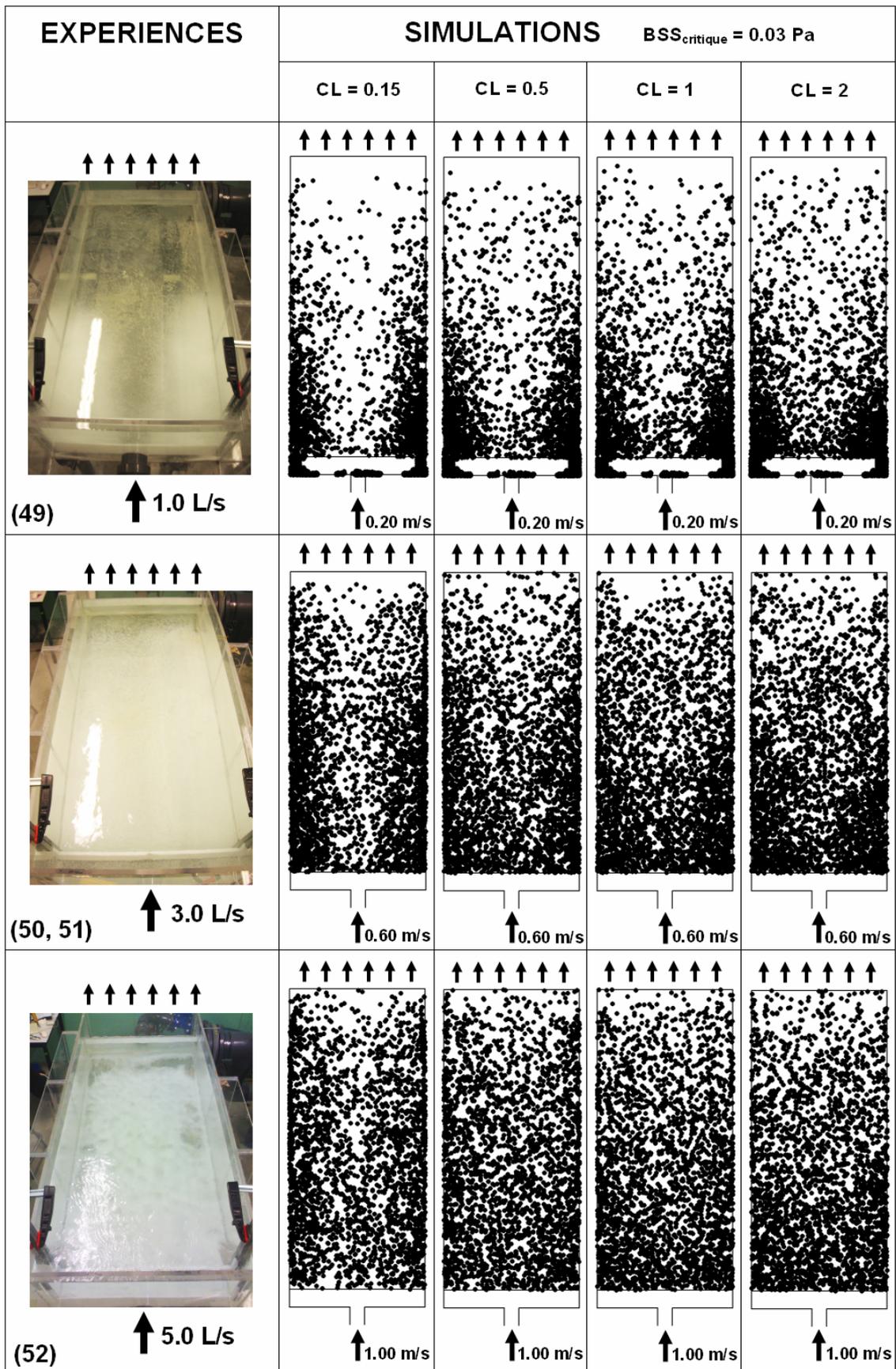


Figure 4.14. Comparaison entre dépôts expérimentaux et dépôts simulés pour les expériences 49, 50-51 et 52 (mur large). Influence de la constante C_L .

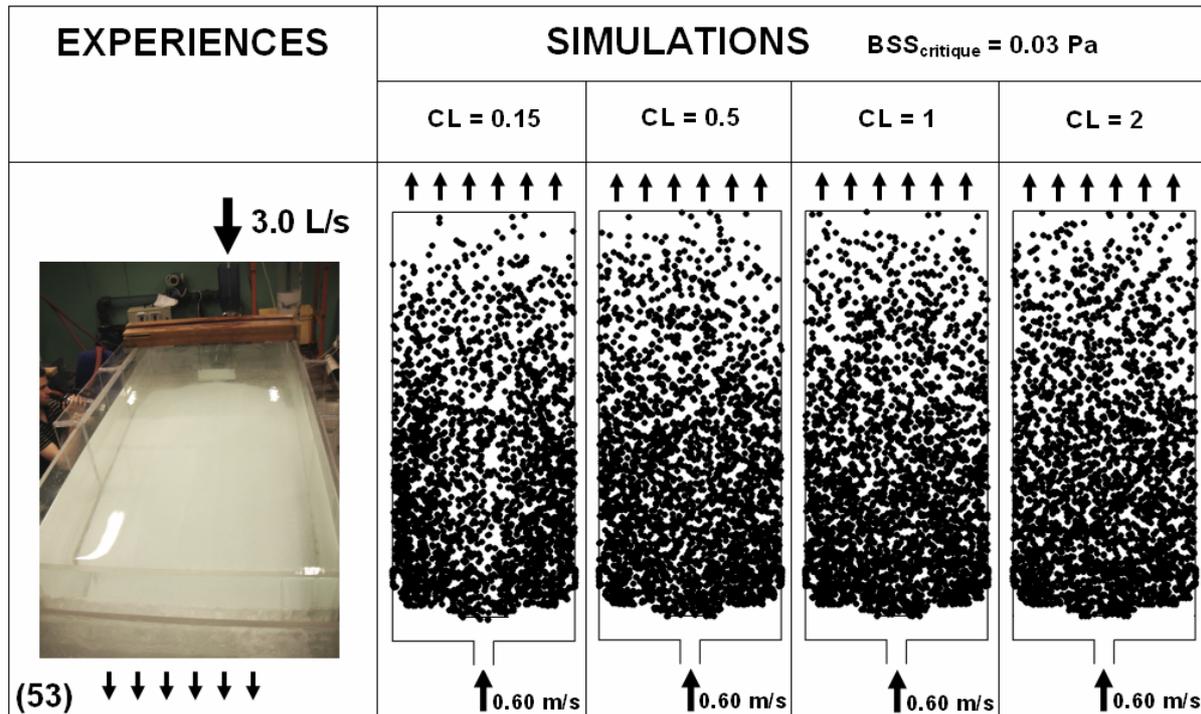


Figure 4.15. Comparaison entre dépôts expérimentaux et dépôts simulés pour l'expérience 53 (mur étroit). Influence de la constante C_L .

Bassin brut

Dans le cas du bassin brut, la concordance entre dépôts expérimentaux et simulés n'est bonne que pour les débits les plus faibles.

La figure 4.16 présente ainsi cette comparaison pour un débit de 1 L/s dans le cas de l'expérience 15-16, expérience correspondant à un écoulement quasi-symétrique. Pour ce faible débit, les deux conditions de dépôts sont pertinentes. Seuls les résultats du seuillage en contrainte de cisaillement à la valeur critique 0.03 Pa sont illustrés.

Expérimentalement, nous avons observé une forte densité de dépôts le long d'une « langue » en face de l'entrée, une densité plus faible dans la partie aval et pratiquement aucun dépôt dans les coins amont du bassin. En simulation, la forte densité autour de la langue est bien reproduite pour les quatre valeurs de C_L ; la densité plus faible en aval également ; quant aux coins amont, s'ils présentent quelques dépôts clairsemés, leur nombre très limité pour des valeurs de C_L de 0.15 et de 0.5 est cohérent avec l'expérience 15-16. Comme précédemment, l'augmentation de C_L conduit à une dispersion plus importante des dépôts, ici moins en accord avec les résultats expérimentaux.

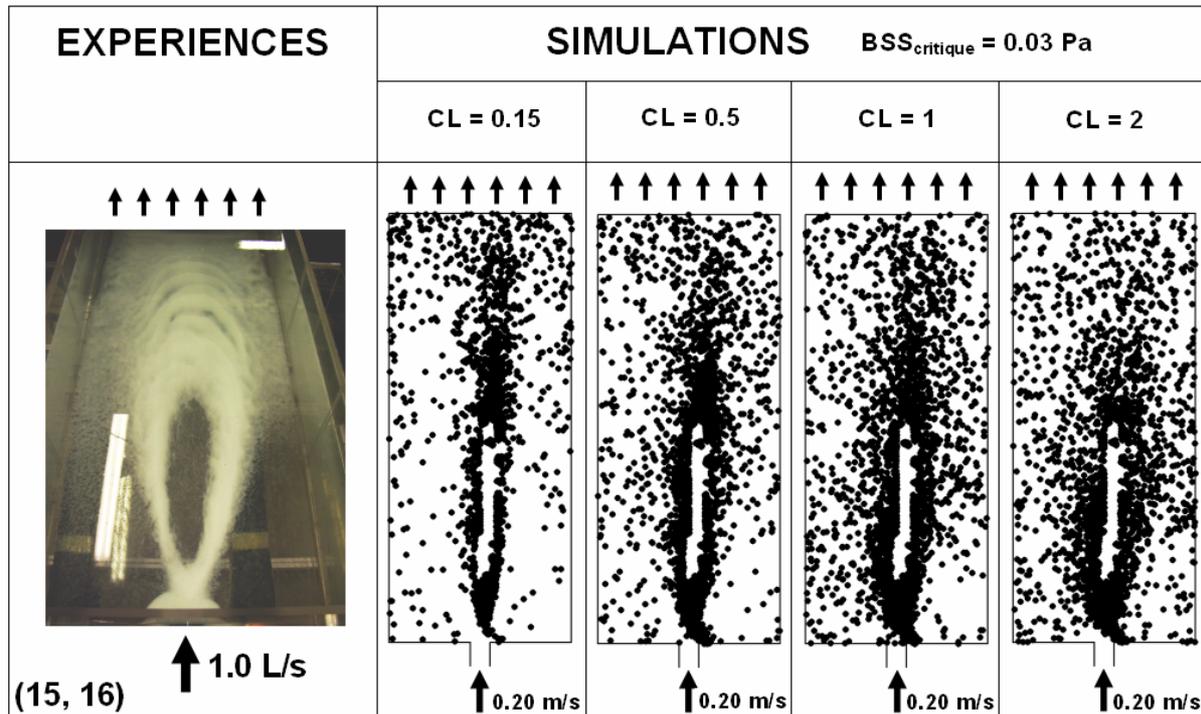


Figure 4.16. Comparaison entre dépôts expérimentaux et dépôts simulés pour l'expérience 15-16 (bassin brut, écoulement quasi-symétrique). Influence de la constante C_L .

Pour les débits plus importants, la concordance entre dépôts expérimentaux et dépôts simulés devient moins bonne pour les faibles valeurs de C_L , comme l'illustrent la figure 4.17 dans le cas des écoulements quasi-symétriques, et la figure 4.18 dans le cas des écoulements asymétriques.

Nous pouvons en effet constater sur la figure 4.17 que les dépôts simulés avec une constante C_L égale à 0.15 sont très denses dans la zone aval du bassin, directement à la frontière du seuillage de l'énergie cinétique turbulente (ici à $0.00020 \text{ m}^2/\text{s}^2$), la zone amont du bassin présentant une densité beaucoup plus faible alors qu'expérimentalement, des densités similaires ont été observées. L'augmentation de C_L , en favorisant la dispersion, conduit à des dépôts simulés plus en accord avec l'expérience 17-18-19, même si la densité simulée demeure importante sur la frontière du seuillage par rapport aux dépôts expérimentaux.

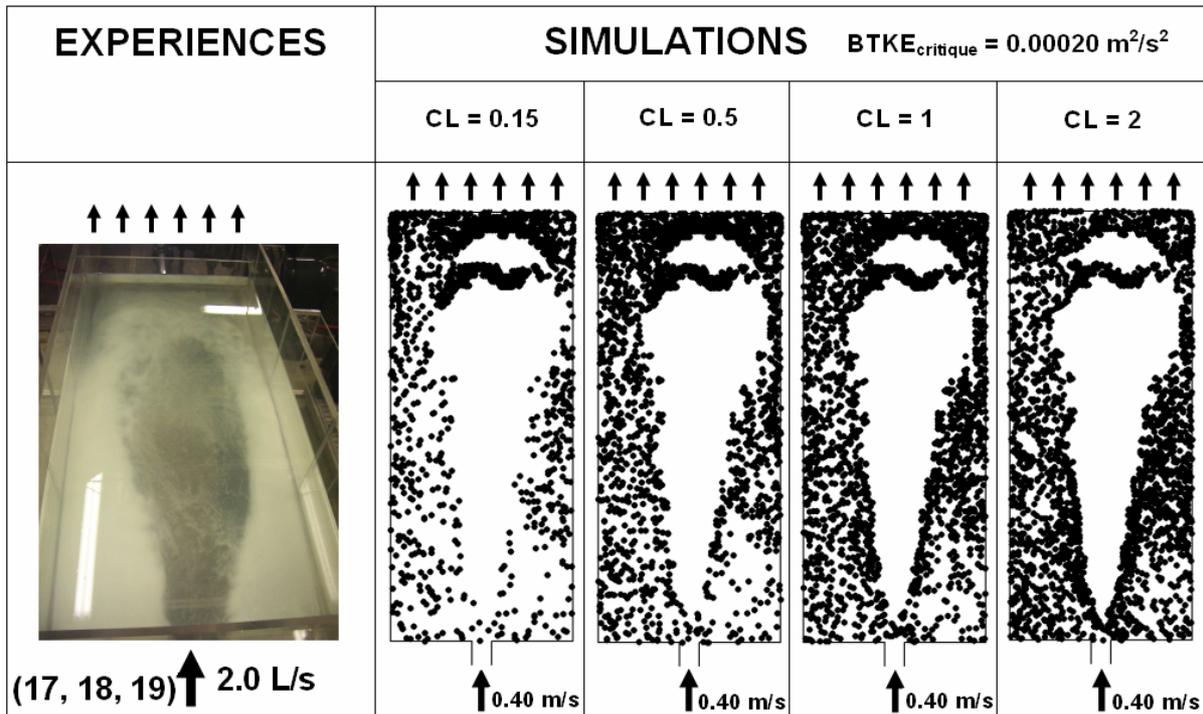


Figure 4.17. Comparaison entre dépôts expérimentaux et dépôts simulés pour l'expérience 17-18-19 (bassin brut, écoulement quasi-symétrique). Influence de la constante C_L .

Cette mauvaise concordance pour les faibles valeurs de C_L est exacerbée dans le cas des écoulements asymétriques, comme illustré sur la figure 4.18. En effet, alors qu'expérimentalement les dépôts dans la zone centrale sont les plus denses, cette zone est seulement clairsemée de quelques particules en simulation. Si l'augmentation de C_L conduit à une dispersion plus grande, aucune valeur de la constante ne parvient à rendre compte de la forte densité de dépôt dans la zone centrale.

Comme pour l'écoulement quasi-symétrique illustré sur la figure 4.17, les dépôts simulés révèlent des densités importantes au niveau de la frontière du seuillage : zones de dépôt dans le coin amont gauche et dans les deux coins aval pour l'expérience 3, zones de dépôt dans les coins aval et au niveau du retour d'eau dans le coin amont droit pour l'expérience 5.

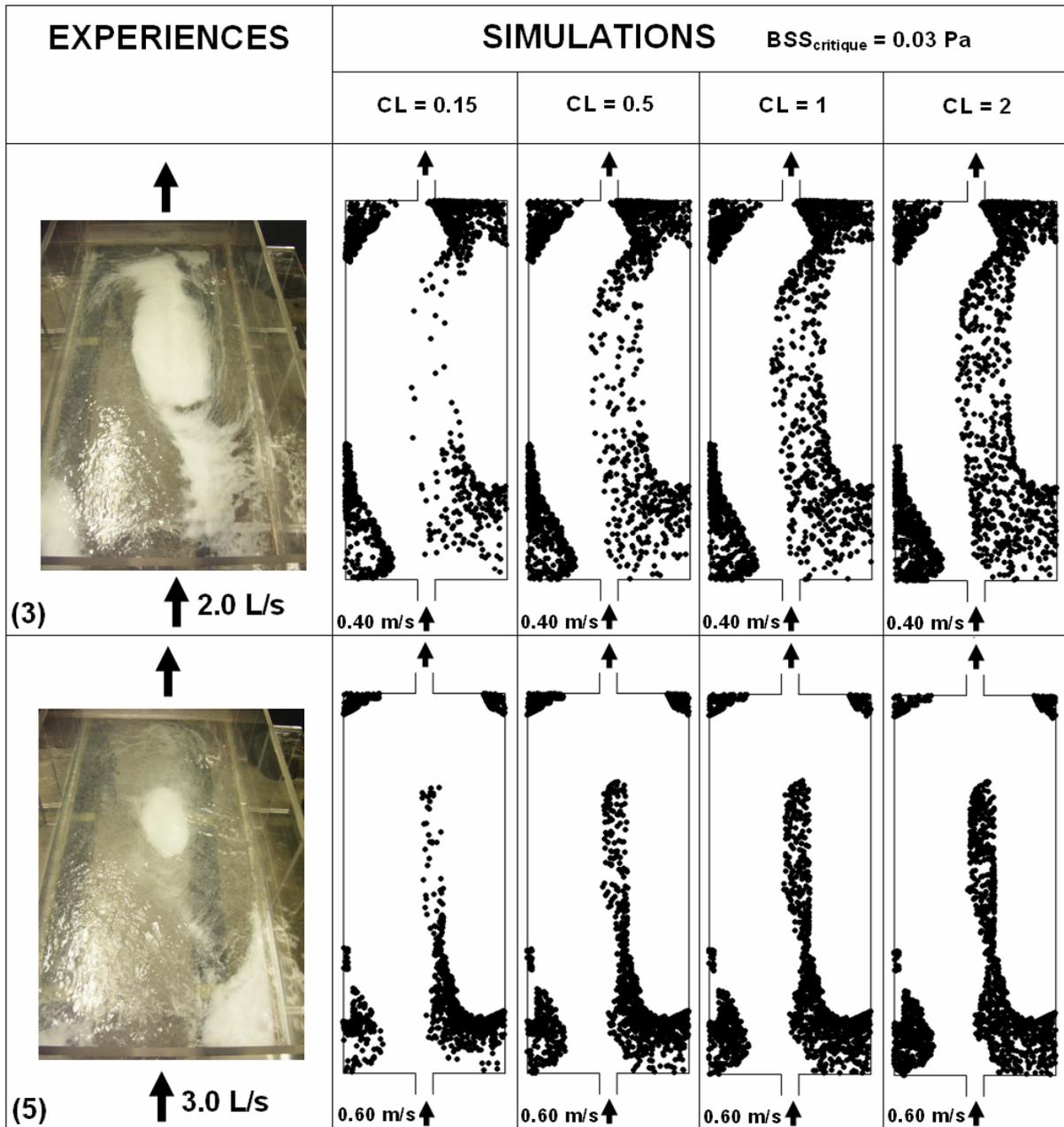


Figure 4.18. Comparaison entre dépôts expérimentaux et dépôts simulés pour les expériences 3 et 5 (bassin brut, écoulement asymétrique). Influence de la constante C_L .

L'explication de l'excès de dépôt au niveau de la frontière du seuillage vient vraisemblablement du fait que les particules atteignant une zone du fond pour laquelle la contrainte de cisaillement (ou l'énergie cinétique turbulente) est au dessus du seuil de dépôt ne sont pas remises en suspension dans l'écoulement à une altitude importante mais seulement dans la région proche du fond. De ce fait, leurs déplacements sont constitués de petits sauts de faible hauteur. Dès qu'elles atteignent une zone en dessous du seuil de dépôt, elles se déposent, formant alors un amas important au voisinage de la frontière du seuillage.

La raison de ces petits sauts ne vient pas à notre sens d'un mauvais modèle de suivi de particules mais d'une mauvaise description du champ de vitesse près du fond. Tel que présenté dans le chapitre 3, le suivi de particules appelle la vitesse moyenne du fluide à l'endroit où se situe la particule pour construire une vitesse fluctuante de tourbillon à partir des grandeurs turbulentes. Cependant, près du fond, les structures turbulentes revêtissent des formes particulières appelées *bursts* ou encore éjections turbulentes, non prises en compte dans le modèle. Il s'agit de structures discontinues dans le temps qui se caractérisent notamment par des pics de vitesse vers le haut (Yvergniaux, 1989). Ce point mérite d'être investigué dans le futur.

Bassin avec colonnes

Les zones de dépôts simulés obtenus en présence de colonnes présentent les mêmes comportements que celles obtenues dans le bassin brut, à savoir une bonne concordance pour un débit de 1 L/s mais des dépôts excessivement denses au niveau de la frontière du seuillage pour les débits plus importants. Elles n'apportent aucune information supplémentaire quant à la pertinence du suivi de particules et ne sont donc pas représentées.

2.3. Efficacité

Les résultats d'efficacité de décantation présentés dans cette sous-partie ont été déterminés avec 6400 particules injectées, ce nombre permettant d'obtenir un résultat statistiquement significatif. La figure 4.19 illustre la comparaison entre les efficacités mesurées et simulées pour les expériences effectuées dans le bassin brut (déversement 0% : partie a ; et déversement 100% : b), pour les expériences effectuées avec le mur large (c) ainsi que pour les expériences effectuées dans le bassin avec colonnes (d). Après avoir discuté l'influence de C_L sur la localisation des dépôts, cette figure présente son influence sur l'efficacité.

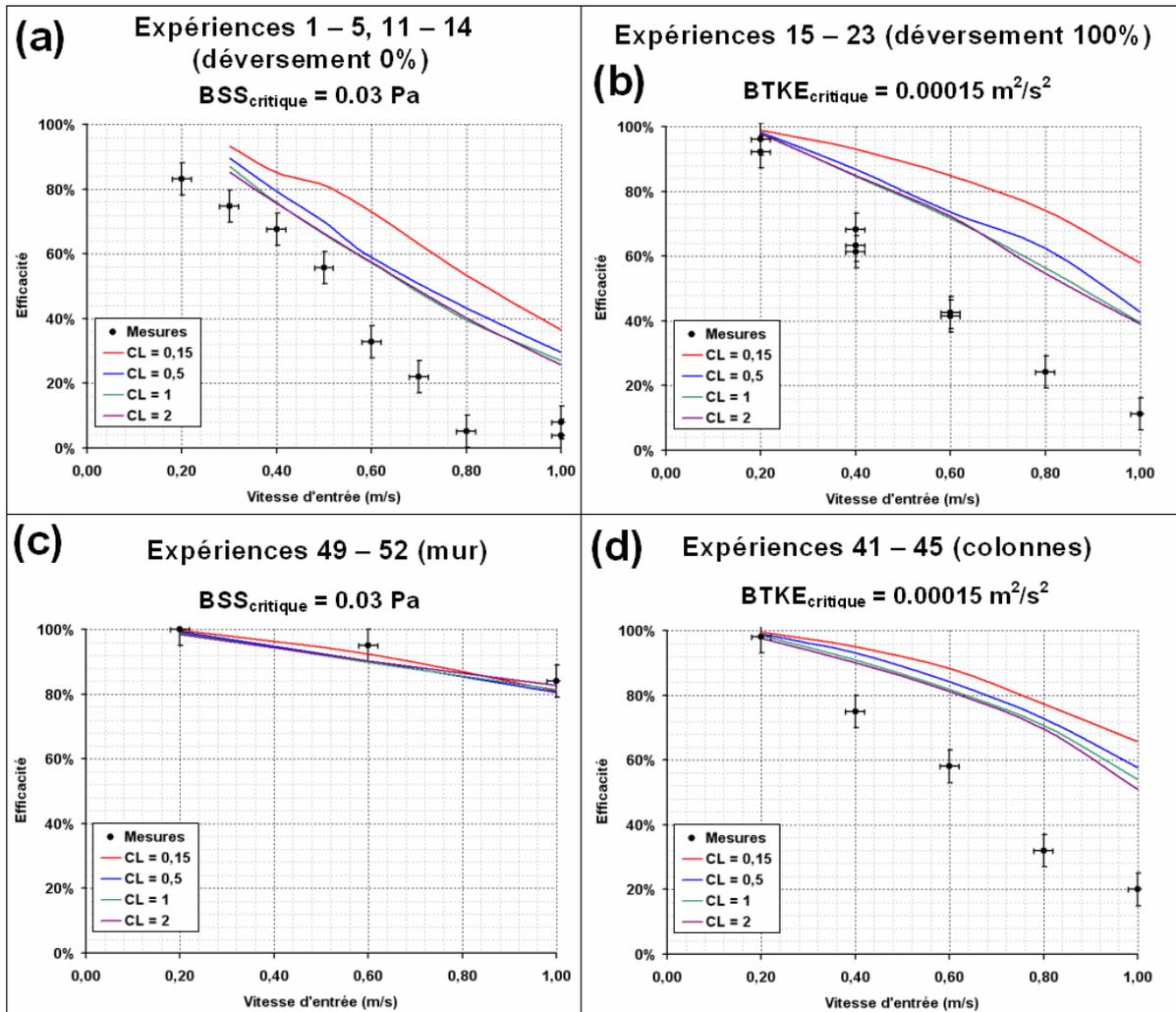


Figure 4.19. Comparaison entre efficacités expérimentales et efficacités simulées pour les expériences 1 à 5 et 11 à 14 (bassin brut, écoulement asymétrique), 15 à 23 (bassin brut, écoulement quasi-symétrique), 49 à 52 (mur large) et 41 à 45 (colonnes). Influence de la constante C_L .

Seules les efficacités simulées dans le bassin en présence d'obstacles présentent une bonne concordance avec les mesures, que ce soit pour le mur large (partie c sur la figure 4.19) comme pour le mur étroit, présentant pour 3 L/s une efficacité simulée de 95% contre une mesure égale à 95% +/- 5%. Dans ces cas, l'influence de C_L sur l'efficacité est négligeable, les quatre courbes simulées étant très proches.

Pour les autres expériences, nous constatons globalement une surestimation de l'efficacité de décantation par le modèle, à l'exception des débits les plus faibles. Ainsi, pour un débit de 5 L/s correspondant à une vitesse d'entrée de 1.00 m/s : entre 20% et 40% en simulation contre

une mesure autour de 5% pour le bassin brut avec un déversement de 0% (a) ; entre 40% et 60% en simulation contre une mesure proche de 10% pour le bassin brut avec un déversement de 100% (b) ; et entre 50% et 70% en simulation contre une mesure autour de 20% pour le bassin avec colonnes (d).

L'efficacité simulée est à l'intérieur des barres d'incertitude des mesures seulement pour le débit 1 L/s (vitesse d'entrée correspondante : 0.20 m/s) dans le cas du bassin brut avec un déversement de 100% (b) et dans le cas du bassin avec colonnes (d).

Les courbes obtenues pour une constante C_L égale à 0.15 correspondent aux valeurs d'efficacité les plus grandes, et donc à la plus grande erreur par rapport aux mesures. Les efficacités obtenues pour une valeur de 0.5 sont plus faibles, et légèrement plus grandes que celles obtenues pour 1 et 2, confondues compte tenu du degré de précision de 1% du suivi de particules. La différence entre l'efficacité obtenue avec 0.15 et celle obtenue avec 1 ou 2 peut atteindre jusqu'à 20% (bassin brut, déversement 100% : partie b de la figure 4.19).

CONCLUSION DU CHAPITRE 4

L'objectif de cette partie était d'investiguer le modèle 3D, aussi bien en hydraulique qu'en transport solide, à travers la banque de données expérimentales établie dans le chapitre 2. La difficulté de départ était double, à savoir : la forme complexe pouvant être présentée par l'écoulement selon la hauteur d'eau, et les différentes localisations des dépôts selon la configuration du bassin, la hauteur d'eau et le débit.

Écoulement

Nous avons mis en évidence qu'un maillage tétraédrique de taille 2.5 cm est suffisant pour reproduire les écoulements dans le bassin brut selon la hauteur d'eau :

- un écoulement constitué principalement d'une grande recirculation horizontale asymétrique lorsque la hauteur d'eau est inférieure ou égale à 15 cm,
- un écoulement constitué de deux recirculations horizontales quasi-symétriques de part et d'autre d'un jet principal légèrement dévié sur un des côtés du bassin lorsque la hauteur d'eau est supérieure ou égale à 30 cm.

Pour les hauteurs d'eau intermédiaires (20 et 25 cm), le calcul en régime permanent ne converge pas vers un écoulement stable. Une simulation effectuée en régime transitoire dans des conditions simplifiées de géométrie et de maillage a montré l'aptitude du modèle à reproduire les écoulements oscillants malgré le débit d'alimentation constant.

Des simulations effectuées avec des hexaèdres de taille 1 cm ont cependant montré que des tétraèdres de taille 2.5 cm ne sont pas suffisamment petits pour s'affranchir des artefacts dus au maillage. Néanmoins, devant la difficulté de reproduire l'asymétrie et surtout la quasi-symétrie des écoulements avec des hexaèdres, et vu le temps de calcul nécessaire avec de tels maillages, nous avons conservé les résultats obtenus dans des maillages tétraédriques. Des simulations devraient être effectuées dans des maillages plus denses au moyen d'un ordinateur plus puissant que celui utilisé lors de ce travail afin de déterminer la taille de cellule nécessaire à la disparition des artefacts de maillage.

Modèle de turbulence

Concernant la prise en compte de la turbulence dans le modèle hydraulique, le modèle k- ϵ a été jugé pertinent, et préféré au modèle anisotrope RSM, ce dernier aboutissant à des résultats quelque peu différents, sans que l'on ne puisse dire s'ils étaient meilleurs ou moins bons que ceux obtenus avec le modèle de turbulence isotrope.

Différents écoulements

Malgré les artefacts dus au maillage, les simulations hydrauliques effectuées ont toutes permis de reproduire les écoulements observés expérimentalement, que ce soit dans le bassin brut, dans le bassin en présence de colonnes ou dans le bassin en présence d'obstacles.

Variables hydrauliques pertinentes par rapport aux dépôts

Le seuillage de deux variables hydrauliques a été identifié comme pertinent, selon la configuration du bassin et la gamme de débit, pour décrire les dépôts :

- la contrainte de cisaillement : valeur critique entre 0.02 et 0.04 Pa,
- l'énergie cinétique turbulente : valeur critique entre 0.00010 et 0.00030 m²/s².

Les seuillages de ces deux variables ont été utilisés comme conditions limites pour le suivi de particules.

Champ d'application du suivi de particules

La simulation du transport solide en utilisant les conditions limites précédentes a permis de montrer que le modèle de suivi de particules reproduisait correctement les dépôts lorsque les particules sont peu amenées à se déplacer près du fond, c'est-à-dire :

- lorsque les particules arrivent sur le fond du bassin, non pas en provenance de la région proche du fond mais depuis les zones supérieures de l'écoulement, comme par exemple après avoir été déviées par un mur (figures 4.14 et 4.15),
- ou lorsque les dépôts sont importants au voisinage de la frontière du seuillage de la contrainte de cisaillement ou de l'énergie cinétique turbulente (figure 4.16).

L'influence de la constante de temps lagrangien, C_L , n'est pas significative dans ce cas.

En revanche, dans les cas où les particules sont amenées à beaucoup se déplacer près du fond, l'aptitude du modèle à reproduire les dépôts expérimentaux est mauvaise. Dans ce cas, la constante C_L joue un rôle conséquent sur la localisation des dépôts et sur l'efficacité. Aucune recommandation sur sa valeur ne peut néanmoins être donnée, son influence sur la qualité des résultats étant différente selon le cas considéré.

L'explication de la mauvaise concordance est selon nous le caractère anisotrope de la vitesse fluctuante près du fond qui n'est pas pris en compte. Cette explication est également cohérente avec la surestimation globale de l'efficacité par le modèle constatée lors de son investigation expérimentale. Une perspective intéressante serait d'implémenter dans le code de calcul des lois de parois prenant en compte le caractère anisotrope de la vitesse fluctuante dans la couche limite, ainsi que présenté par Dehbi (2008).

Ce chapitre ayant montré la pertinence du modèle pour un pilote expérimental, nous allons à présent l'appliquer à un ouvrage réel.

CHAPITRE 5 : APPLICATION DU MODELE A UN BASSIN REEL

INTRODUCTION DU CHAPITRE 5

L'objectif de ce chapitre est de tester la pertinence de la modélisation 3D du transport solide par suivi de particules pour un bassin grandeur nature.

Contrairement à des mesures en laboratoire, l'expérimentation sur site est mise en œuvre dans des conditions moyennement maîtrisées (débit d'entrée, caractéristiques des particules, *etc.*). Avant d'éventuellement lancer une campagne de mesure de A à Z, nous avons procédé à une recherche bibliographique afin de déterminer si des mesures de transport solide (efficacité et zones de dépôts) avaient déjà été effectuées dans un bassin grandeur nature. Deux campagnes de mesures ont ainsi été identifiées :

- Etude du bassin de Sargé-Les-Le-Mans (Letondu, 1997),
- Etude du bassin de Rosheim (Leclaire, 1997).

Pour le bassin de Sargé-Les-Le-Mans, nous disposons de mesures d'efficacité en MES pour différents évènements pluvieux ainsi que des hauteurs de dépôts pour un unique évènement. Nous disposons de plus de mesures des lignes de courant au moyen de rubans à trois profondeurs pour toute la surface de l'ouvrage et pour un débit d'entrée imposé artificiellement à 100 L/s (Letondu, 1997).

Pour le bassin de Rosheim, nous disposons pour différents évènements pluvieux de mesures d'efficacité en MES et de hauteurs de dépôts selon un découpage du fond du bassin en neuf zones (Leclaire, 1997). Nous ne disposons en revanche d'aucune caractérisation de l'écoulement.

1. CONDITIONS D'APPLICATION DU MODELE

1.1. Ecoulement

Le modèle présenté dans le chapitre 3, et dont les résultats ont été investigués dans le chapitre 4, a pour le moment été utilisé en régime permanent. Seule une simulation a été effectuée en régime non permanent : elle concernait un écoulement non stationnaire malgré une hauteur d'eau et un débit d'entrée constants (expérience 6 du chapitre 2). Compte tenu des capacités de calcul dont nous disposons, la simulation 3D d'un hydrogramme pendant une durée importante dans un bassin grandeur nature, avec des changements de débit et de hauteur d'eau, n'est pas envisageable. Seules des modélisations 2D ont par ailleurs été rapportées :

- modélisation 2D verticale de l'écoulement par les équations de Reynolds et suivi de particules dans un bassin expérimental de petite taille sur une courte période (Stovin *et al.*, 2002),
- modélisation 2D horizontale de l'écoulement par les équations de Barré de Saint Venant et suivi de concentration dans un bassin grandeur nature sur un hydrogramme (Torres, 2008).

Nous ne souhaitons pas pour l'instant sortir des conditions dans lesquelles le modèle a été utilisé dans le cas du bassin expérimental mais seulement le tester dans des conditions similaires pour un bassin grandeur nature. De ce fait, nous ne cherchons à reproduire ni la phase de remplissage, ni la phase de vidange, mais seulement la phase de surverse du bassin à débit et hauteur d'eau constants.

Concernant la hauteur d'eau, nous avons vu dans le chapitre 4 que pour le bassin expérimental, une variation de la hauteur d'eau entre 0.5 et 2 cm au dessus du seuil déversant n'avait pas d'influence sur le résultat. Ceci nous avait permis, en choisissant une hauteur d'eau de 1 cm au dessus du seuil, d'utiliser le même maillage pour toutes les simulations avec déversement. En faisant l'hypothèse que le comportement est identique pour un bassin grandeur nature, seule la condition de constance du débit revêt de l'importance.

Seul le bassin de Rosheim offre une telle condition de débit, l'alimentation étant effectuée par pompage à un flux peu fluctuant dans le temps. Pour le bassin de Sargé-Les-Le-Mans, le débit d'entrée n'est pas régulé par une pompe mais par un déversoir ; il fluctue donc selon

l'hydrogramme entrant dans le déversoir d'orage. Dans ce cas, il faut modéliser la surverse du bassin à débit variable pour une succession de surverses à débit constant, c'est-à-dire modéliser la fonction continue de l'hydrogramme par un histogramme.

Cependant, une difficulté s'est posée lors de la modélisation de l'écoulement dans le bassin de Sargé-Les-Le-Mans. Nous avons en effet dans un premier temps cherché à vérifier si le modèle reproduisait les lignes de courant mesurées lors de l'essai à un débit artificiel constant de 100 L/s (Letondu, 1997). Cette simulation, mise en œuvre dans un maillage construit d'après le plan de l'ouvrage et effectuée avant la visite de l'ouvrage situé aux environs du Mans, a révélé un comportement inattendu dans le dessableur. Cette partie du bassin, située en amont du bassin proprement dit, est constitué de deux canaux parallèles séparés par une paroi. L'eau y entre par une conduite unique et en sort, après jonction des deux canaux, pour pénétrer dans le bassin proprement dit après un virage sur la droite. Alors qu'expérimentalement, Letondu (1997) avait mesuré dans les deux parties du dessableur des lignes de courant similaires, la simulation a quant à elle révélé un flux majoritaire dans la partie droite et un retour de l'aval vers l'amont dans la partie gauche. En visitant l'ouvrage, nous nous sommes rendu compte que sa géométrie avait été modifiée par rapport au plan, un seuil rehaussant à présent la partie droite du dessableur. N'ayant pu déterminer avec certitude la géométrie de l'ouvrage au moment de l'étude de Letondu (1997), nous avons pour le moment laissé en suspens l'investigation du modèle pour ce bassin pour ne plus nous focaliser que sur celui de Rosheim.

1.2. Transport solide

Nous avons vu dans le chapitre 4 que le modèle de suivi de particules tel que présenté dans le chapitre 3 est pertinent si les particules sont peu amenées à se déplacer près du fond.

Pour le bassin de Rosheim, l'entrée n'est pas située près du fond mais dans la partie supérieure de l'ouvrage. De plus, la mesure des hauteurs de dépôt n'a révélé aucune zone vierge de toute particule (Leclaire, 1997). Ces deux constats laissent raisonnablement penser que le déplacement des particules près du fond est peu important.

2. PRESENTATION DU BASSIN DE ROSHEIM

2.1. Description de l'ouvrage

Le bassin d'orage de Rosheim (Alsace), photographié sur la figure 5.1, est utilisé comme ouvrage de décantation dans le but de protéger le milieu naturel. De longueur 42 m, de largeur 24 m et de hauteur d'eau moyenne 2.95 m, il est placé en tête de la station d'épuration de Rosheim. Son alimentation se fait par déversement sur un côté du bassin au moyen de trois pompes de débit unitaire 0.3 m³/s. La surverse est située sur la même face que l'entrée. Deux petits murets séparent longitudinalement le bassin en 3 parties de longueur 42 m. Un auget basculeur permet le curage des dépôts sur le fond pour chacune de ces 3 parties, l'eau et les particules curées étant récupérées dans un caniveau puis évacuées vers la station d'épuration pour traitement.

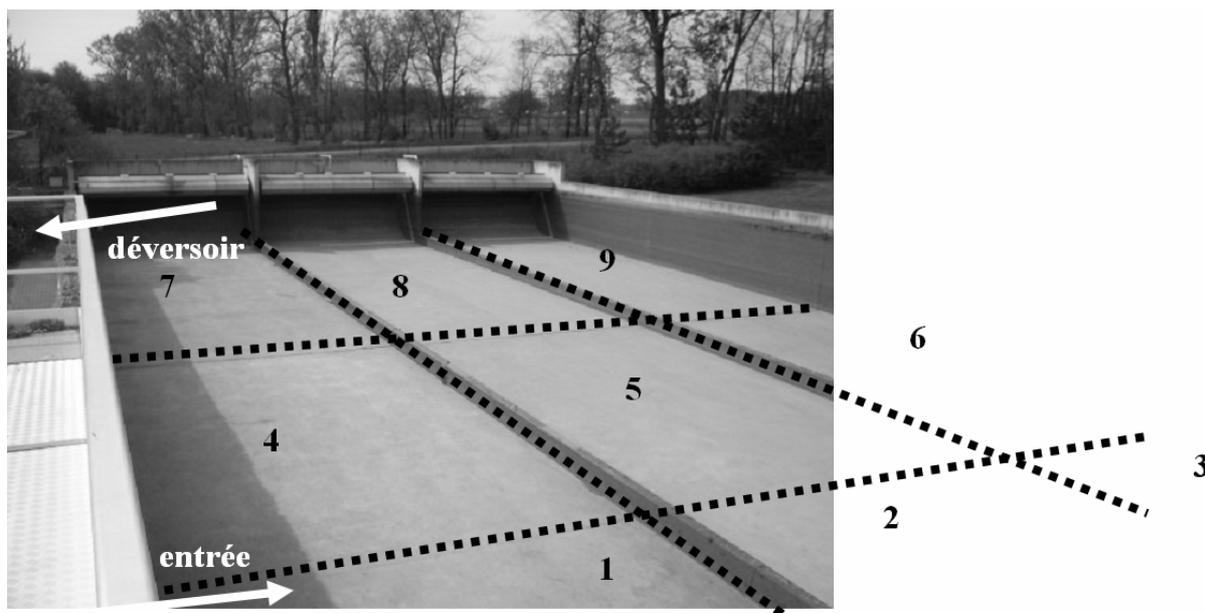


Figure 5.1. Photographie du bassin de Rosheim et présentation des neuf zones de mesure de hauteur de dépôt.

2.2. Données disponibles

Le bassin a été suivi pendant six mois au cours de l'année 1997, année pendant laquelle dix-neuf événements pluvieux ont été constatés (Leclaire, 1997). Pendant cette période, le bassin a déversé quatre fois mais parmi ces quatre événements, seuls deux ont pu faire l'objet d'une détermination de l'efficacité en MES (13/06/1997, 14/07/1997). La hauteur des dépôts a été

mesurée à dix-sept reprises dans les neuf zones présentées sur la figure 5.1. Dans certains cas, les dépôts mesurés correspondaient à plusieurs événements pluvieux successifs. Une mesure des dépôts correspondant aux événements pluvieux du 13/07/97 et du 14/07/97 a ainsi été effectuée. En revanche, aucune mesure n'a eu lieu après l'événement pluvieux du 13/06/1997.

3. CHOIX DE MODELISATION

3.1. Ecoulement

L'écoulement est simulé au moyen du logiciel Fluent (2002) qui résout les équations de Reynolds par la méthode des volumes finis. Pour prendre en compte l'influence des fluctuations de vitesse sur le champ moyen, nous avons choisi le modèle de turbulence k- ϵ avec des lois de parois standard.

Maillage

Le maillage du bassin, illustré sur la figure 5.2, se compose de 90 000 cellules hexaédriques.

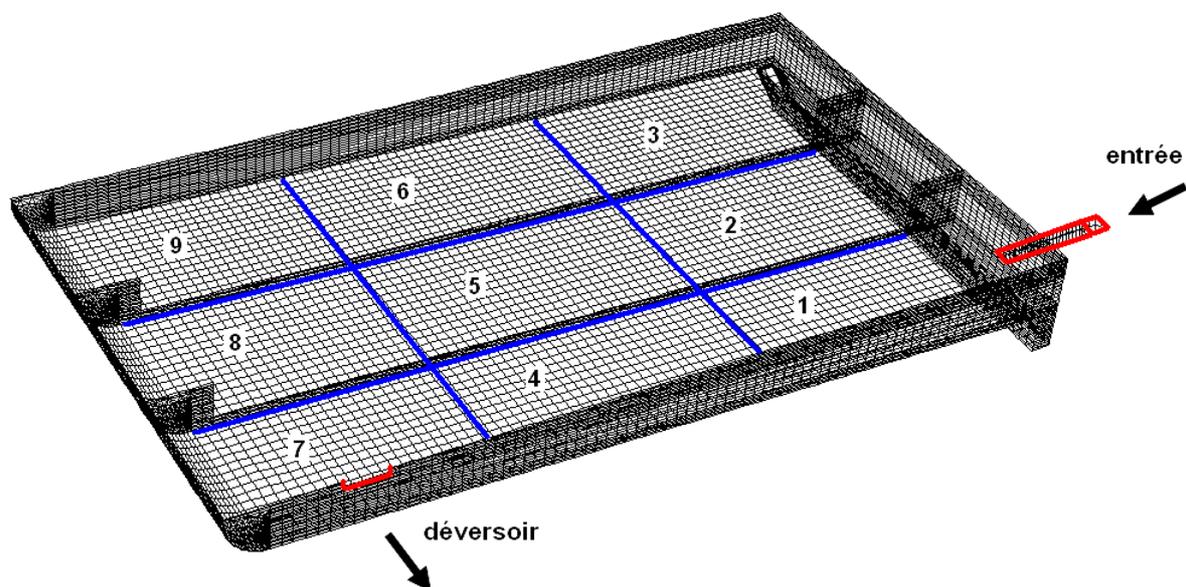


Figure 5.2. Maillage du bassin de Rosheim.

Conditions aux limites

Les conditions aux limites sont un plan de symétrie pour la surface libre, une pression de sortie pour la surverse (pression atmosphérique), et une vitesse pour l'entrée. Les données sur le volume entrant dans le bassin au cours du temps montrant qu'en général une seule pompe fonctionne en général, la simulation a été effectuée pour un débit d'entrée constant de $0.3 \text{ m}^3/\text{s}$.

Conditions initiales

L'asymétrie de la géométrie ne nécessite pas d'imposer de conditions initiales particulières.

3.2. Transport solide

Concernant le transport solide, nous ne disposons d'aucune caractérisation des particules entrantes. Nous ne connaissons donc ni la masse volumique ni la granulométrie, pourtant indispensables à la simulation du transport solide.

Nous avons alors décidé d'utiliser un intervalle de caractéristiques classiques des particules en réseau unitaire. Nous avons ainsi choisi trois granulométries, MO1-Paris, CO2-Marseille et CO3-Marseille (Chebbo, 1992, cité par Ashley *et al.*, 2004) ; leurs diamètres caractéristiques sont présentées dans le tableau 5.1. Chaque granulométrie a alors été introduite dans le modèle après ajustement par une loi de Rosin-Rammler, comme présenté dans le chapitre 3.

d (μm)	MO1-Paris	CO2-Marseille	CO3-Marseille
d ₂₀	8	10	20
d ₅₀	25	30	45
d ₈₀	80	110	170
d ₉₀	500	200	500

Tableau 5.1. Diamètres caractéristiques des granulométries utilisées. D'après Chebbo (1992), cité par Ashley et al. (2004).

La densité des particules rencontrées en assainissement étant parfois très étendue, trois masses volumiques différentes ont aussi été utilisées : 1050 , 1700 et 2650 kg/m^3 .

4. RESULTATS

4.1. Ecoulement

L'écoulement est illustré sur la figure 5.3 à travers les lignes de courant. Un jet principal (en noir) relie l'entrée au déversoir par un arc de cercle passant principalement par le volume correspondant à la zone 5. De part et d'autre, des recirculations de tailles différentes (indiquées également en noir) prennent place : un retour sur le côté de l'entrée et du seuil, un retour plus important sur le côté opposé. Nous constatons de plus des recirculations de tailles plus petites dans les zones compartimentées par les parois dans les parties amont et aval.

Ne disposant d'aucune mesure d'écoulement dans le bassin et n'ayant pu observer son fonctionnement en phase de surverse, les lignes de courant simulées présentées sur la figure 5.3 n'ont pu être confrontées à aucune caractérisation expérimentale.

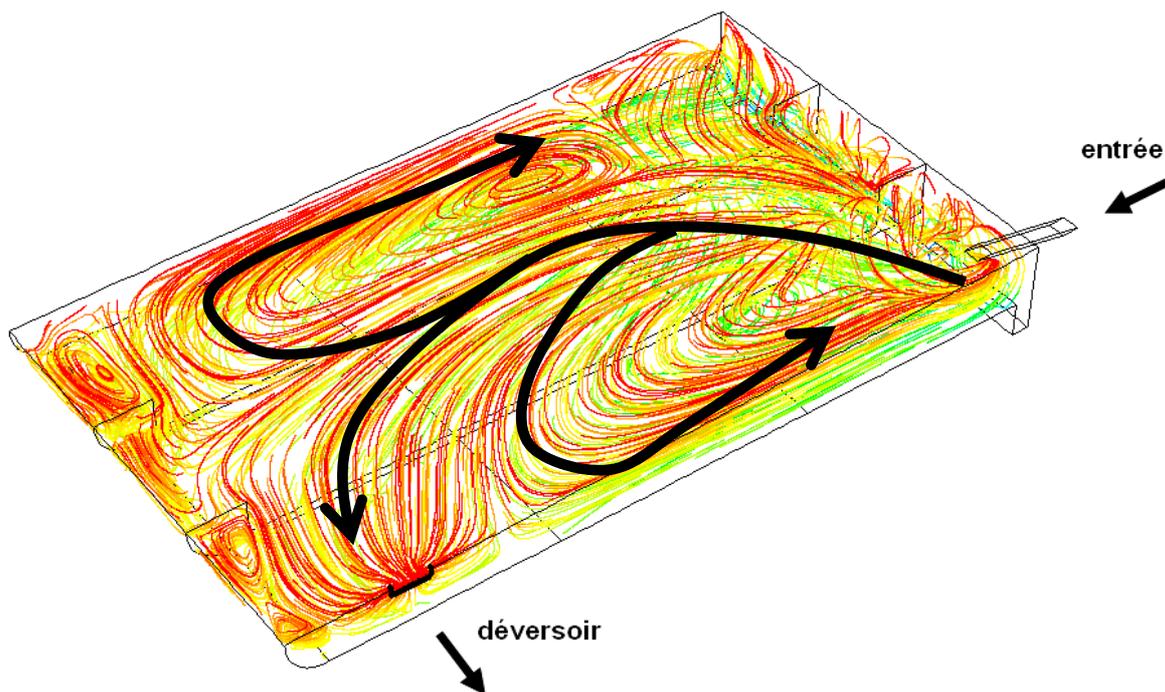


Figure 5.3. Lignes de courant simulées dans le bassin de Rosheim.

4.2. Transport solide

En termes de transport solide, les figures 5.4 et 5.5 présentent la comparaison des dépôts mesurés (événements pluvieux du 13/07/97 et du 14/07/97) et simulés. Hauteurs moyennes

mesurées (Leclaire, 1997) et masses déposées simulées ont été rapportées à des pourcentages de façon à pouvoir être comparées. Sur la figure 5.4, les mesures sont comparées aux résultats simulés obtenus pour les trois granulométries utilisées avec une masse volumique de 1700 kg/m^3 . Sur la figure 5.5, elles sont comparées aux résultats simulés obtenus pour la granulométrie MO1-Paris avec les trois masses volumiques investiguées.

Malgré les différences de taille, il y a peu de variations selon la granulométrie choisie (écart absolu maximum : 3%). Concernant la masse volumique, les différences sont également peu importantes (maximum 3%), à l'exception de la zone 1 pour laquelle nous obtenons un écart absolu de 9% entre le pourcentage obtenu pour 1050 kg/m^3 et celui obtenu pour 2650 kg/m^3 .

A la vue des figures 5.4 et 5.5, nous pouvons dire que la répartition des dépôts est moyennement bien reproduite par le modèle pour la plupart des neuf zones de mesure. La figure 5.6, présentant l'écart relatif entre les mesures et les résultats simulés pour la granulométrie MO1-Paris et la masse volumique 1700 kg/m^3 , permet une comparaison plus précise. Nous pouvons ainsi constater que l'écart relatif absolu est inférieur ou égal à 40% pour six des neuf zones. Seules les zones 6, 8 et 9 présentent des écarts relatifs absolus supérieurs : ils sont respectivement égaux à 58%, 79% et 68%. Remarquons que ces zones sont les plus éloignées de l'entrée.

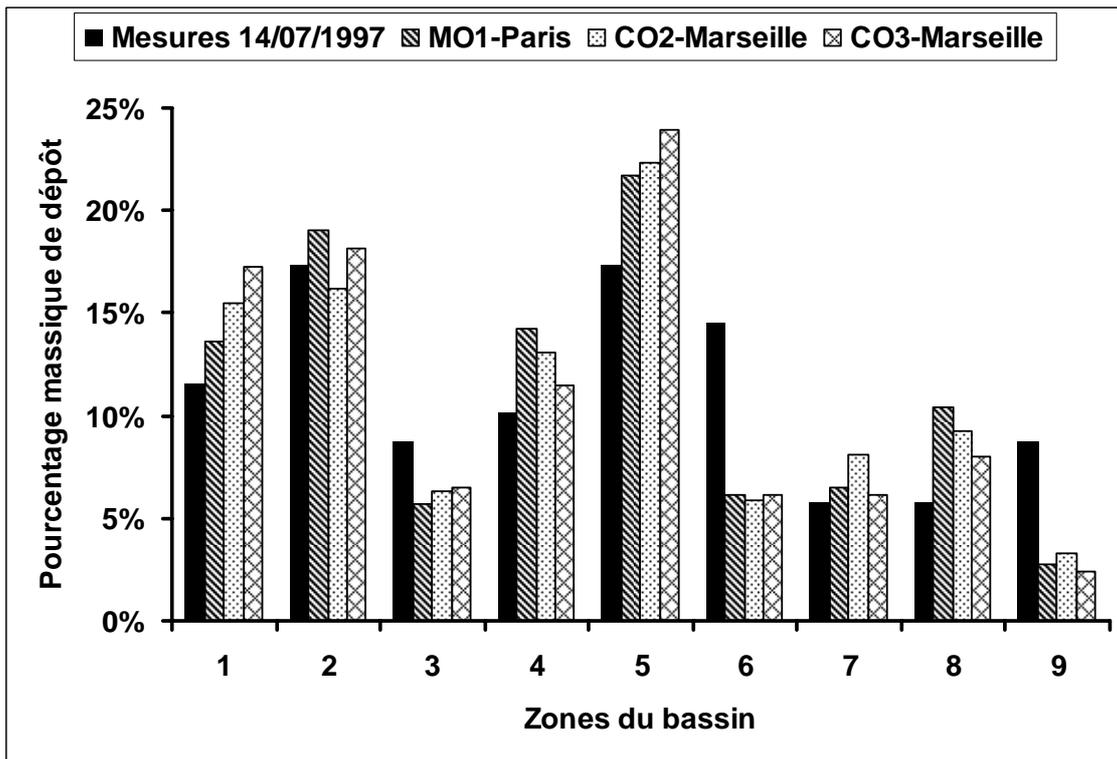


Figure 5.4. Comparaison entre les pourcentages de dépôt mesurés et simulés pour la masse volumique 1700 kg/m^3 . Variation de la granulométrie.

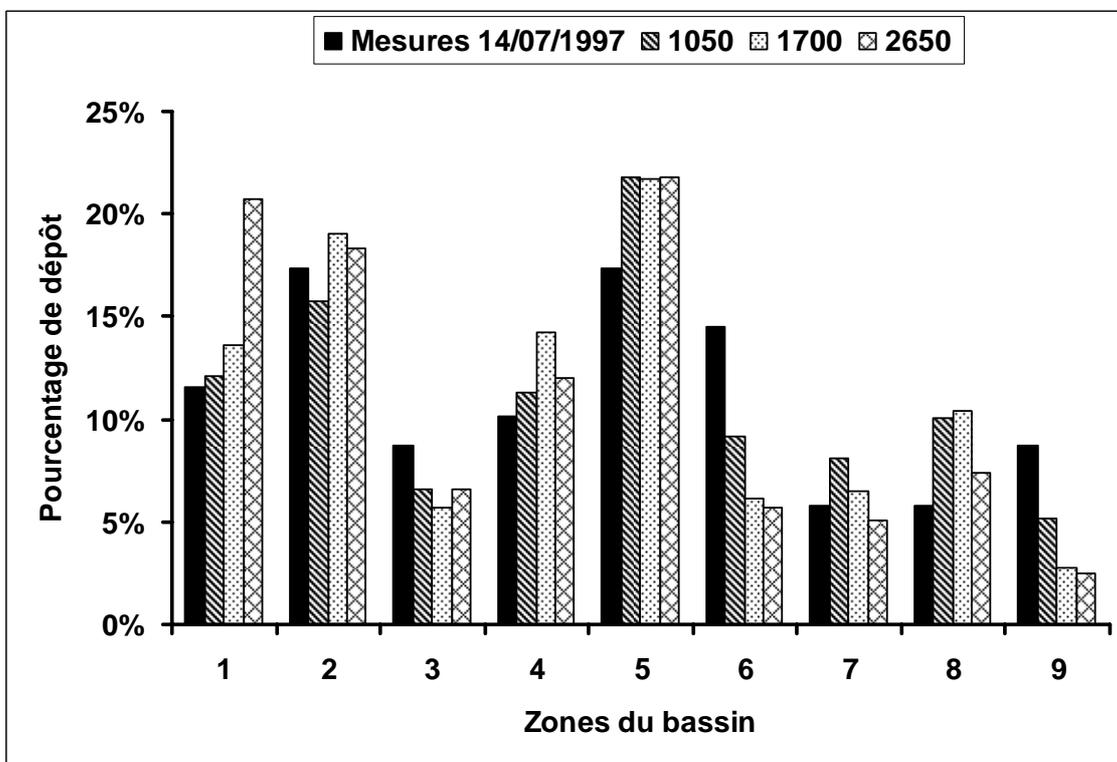


Figure 5.5. Comparaison entre les pourcentages de dépôt mesurés et simulés pour la granulométrie MO1-Paris. Variation de la masse volumique (en kg/m^3).

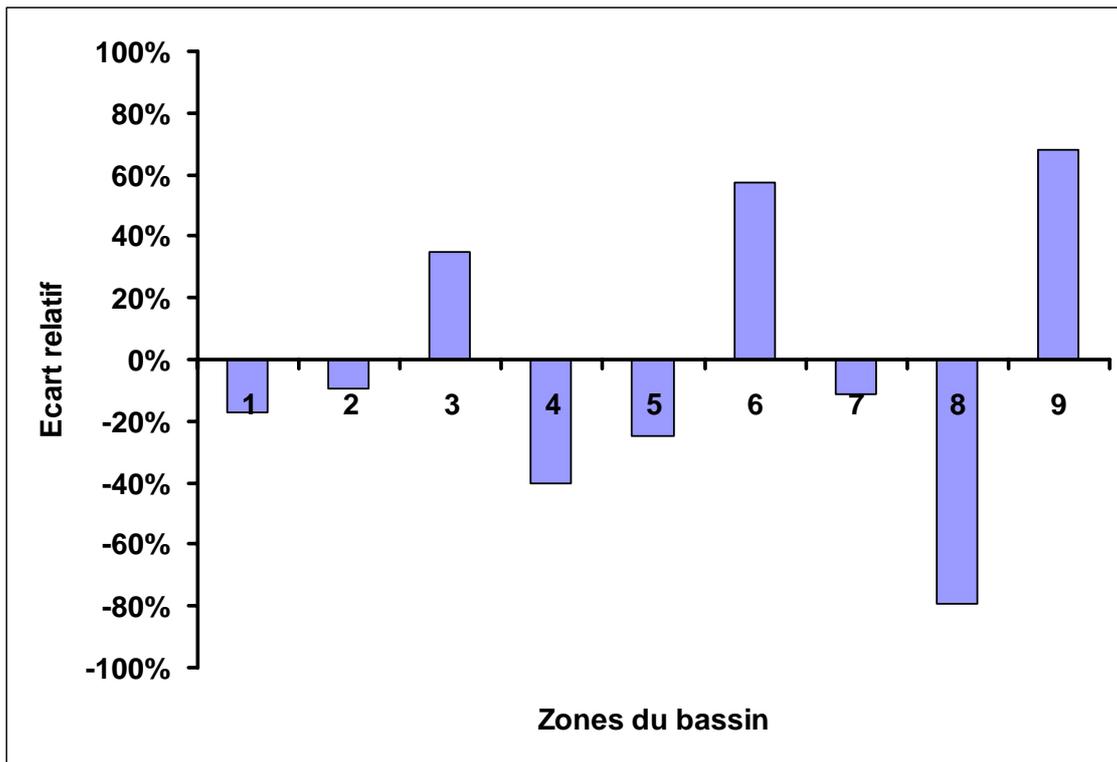


Figure 5.6. Ecart relatif entre dépôts mesurés et simulés (granulométrie MO1-Paris, masse volumique 1700 kg/m³).

Après les zones de dépôt, nous comparons l'efficacité globale en MES, c'est-à-dire le pourcentage massique de particules retenues par décantation dans le bassin. Les tableaux 5.2 et 5.3 présentent respectivement les efficacités mesurées et simulées pour l'ensemble des granulométries et des masses volumiques investiguées.

La comparaison des deux tableaux montre que les mesures effectuées par Leclaire (1997), 84% et 72%, sont comprises à l'intérieur de l'intervalle obtenu par simulation, peu étendu malgré les différences de taille et de masse volumique : entre 69% pour la granulométrie CO2-Marseille et la masse volumique 1050 kg/m³, et 89% pour CO3-Marseille et 2650 kg/m³.

Evènement pluvieux	Efficacité mesurée (MES)
13/06/1997	84%
14/07/1997	72%

Tableau 5.2. Efficacités mesurées (Leclaire, 1997).

Masse volumique (kg/m ³)	MO1-Paris	CO2-Marseille	CO3-Marseille
1050	71%	69%	73%
1700	81%	81%	86%
2650	85%	87%	89%

Tableau 5.3. Efficacités simulées.

CONCLUSION DU CHAPITRE 5

Après avoir testé la modélisation 3D du transport solide par suivi de particules pour un pilote expérimental, l'objectif de ce chapitre était de l'investiguer pour un bassin réel. Notre choix s'est porté sur le bassin de Rosheim, ouvrage pour lequel des données de transport solide (efficacité et localisation des dépôts) étaient disponibles (Leclaire, 1997).

Nous avons estimé que l'utilisation du modèle de suivi de particules était pertinente pour deux raisons :

- l'entrée s'effectue dans la partie supérieure du bassin,
- les dépôts recouvrent la totalité de la surface du fond.

Ces deux raisons laissent en effet supposer que les particules sont peu amenées à se déplacer près du fond, cette condition ayant été jugée dans le chapitre 4 nécessaire pour pouvoir utiliser le suivi de particules tel que décrit dans le chapitre 3.

Ne disposant d'aucune caractérisation des particules entrant dans le bassin, nous avons choisi un jeu de trois granulométries et de trois masses volumiques. Malgré l'étendue des caractéristiques utilisées pour le suivi de particules, les résultats sont relativement proches, tant en efficacité qu'en localisation des dépôts.

La comparaison des mesures et des résultats simulés est bonne concernant l'efficacité, les deux mesures (84% et 72%) se situant à l'intérieur de l'intervalle 69% – 89% obtenu par simulation.

Concernant les dépôts, l'écart relatif entre les mesures et les simulations est inférieur à 40% pour six des neuf zones du bassin. En revanche, il est plus important pour les trois zones les plus éloignées de l'entrée. Deux explications peuvent être avancées :

- l'incertitude quant à la validité de l'écoulement simulé,
- la réorganisation des dépôts pendant la vidange du bassin.

Malgré cela, et même si cette première application à un bassin réel ne constitue en rien une validation du modèle pour les ouvrages grandeur nature, nous pouvons conclure qu'elle constitue un premier pas prometteur. Deux études, à mettre en œuvre de A à Z, ont depuis lors été initiées afin d'utiliser le modèle dans le cas d'un ouvrage grandeur nature :

- étude du bassin des Lavandières au Mans,
- étude du bassin Charles Keller à Nancy.

CHAPITRE 6 : PREVISION DE L'ÉCOULEMENT DANS LES BASSINS RECTANGULAIRES

INTRODUCTION DU CHAPITRE 6

Les chapitres 4 et 5 s'attaquaient à investiguer la modélisation 3D sur des cas tests : pilote expérimental puis bassin réel. Ceci s'étant révélé concluant (pour le pilote) et prometteur (pour l'ouvrage réel), nous allons à présent appliquer la modélisation de façon beaucoup plus généralisatrice.

Ce chapitre se replace ainsi plus généralement dans le contexte suivant :

- déterminer la forme de l'écoulement, la géométrie du bassin étant connue,
- déterminer le transport solide (efficacité et localisation des dépôts), l'écoulement étant connu,

Il s'attaque au premier de ces deux points dans le cas des bassins rectangulaires symétriques (par rapport au plan vertical imaginaire reliant l'entrée à la sortie).

Les données expérimentales issues de la bibliographie et présentées dans le chapitre 1 mettent en évidence le fait que l'écoulement dans un bassin rectangulaire peu profond après une expansion horizontale peut être dominé par des recirculations symétriques, des recirculations asymétriques ou bien un flot piston (Kantoush, 2007 ; Dewals *et al.*, 2008).

Nos propres expériences effectuées dans le bassin brut (expansion à la fois horizontale et verticale) et présentées dans le chapitre 2, ont mis en évidence selon la hauteur d'eau : des recirculations asymétriques, des recirculations quasi-symétriques, ou bien un écoulement non permanent (oscillations au cours du temps).

Avant de pouvoir prévoir l'efficacité de dépollution d'un bassin, un prérequis est d'être capable de prévoir l'écoulement. L'objectif de ce chapitre est ainsi de proposer des critères de prévision de l'écoulement dans les bassins rectangulaires. Nous procéderons en deux étapes :

- les bassins rectangulaires après une expansion uniquement horizontale,
- les bassins rectangulaires après une expansion à la fois horizontale et verticale.

La démarche suivie dans ce chapitre consiste, sur la base des quelques bassins pour lesquels des caractérisations expérimentales de l'écoulement ont été effectuées, à imaginer un panel pertinent de géométries et à établir une banque de données numériques. Les résultats obtenus par modélisation 3D seront alors utilisés pour définir, en complément des données expérimentales, des critères de prévision.

1. CHOIX DE MODELISATION

Le modèle a été décrit en détails dans le chapitre 3. Ici, nous nous contentons d'énoncer les choix de modélisation sans en rappeler les formulations mathématiques.

L'écoulement est simulé au moyen du logiciel Fluent (2002) qui résout les équations de Reynolds par la méthode des volumes finis. Pour prendre en compte l'influence des fluctuations de vitesse sur le champ moyen, nous avons choisi le modèle de turbulence $k-\varepsilon$ avec des lois de parois standard. L'aptitude de ce modèle, pourtant simple, à reproduire les recirculations a déjà été démontrée.

Maillage

Ici, les maillages utilisés sont constitués de 15 000 à 200 000 cellules, selon le bassin considéré.

Conditions aux limites

On ne considère ici que des bassins à une entrée et une sortie. Dans tous les cas, les conditions limites sont une vitesse d'entrée pour la face amont de la conduite d'entrée, une pression de sortie pour la face aval de la conduite de sortie (pression atmosphérique), et un plan de symétrie pour la surface libre.

Conditions initiales

Afin de permettre à l'écoulement de converger vers une éventuelle forme asymétrique, nous imposons pour l'ensemble des simulations une vitesse initiale transversale non nulle dans la conduite d'entrée, typiquement 1 m/s. Cette vitesse n'est absolument pas représentative physiquement ; elle permet simplement d'initier un caractère asymétrique.

Coefficients de sous-relaxation

Au lancement de chaque calcul, nous choisissons de faibles coefficients de sous relaxation (typiquement 0.1) afin de conserver au cours des premières itérations le caractère asymétrique de l'écoulement imposé par la condition initiale. Après quelques dizaines d'itérations, nous les augmentons aux valeurs par défaut afin de permettre un calcul rapide.

2. VERIFICATION DU MODELE

2.1. Introduction

L'un des intérêts majeurs de la modélisation est de pouvoir facilement effectuer des simulations dans de nombreux cas, alors qu'un travail expérimental équivalent nécessiterait un investissement en temps et en argent très important. Cependant, quel crédit accorder aux résultats de simulation obtenus si aucune comparaison expérimentale n'est disponible ? Toute utilisation d'un modèle pour des cas hypothétiques nécessite ainsi sa vérification préalable. Cela signifie qu'avant d'utiliser le modèle, il faut d'abord s'assurer qu'il reproduit correctement des cas similaires pour lesquels on dispose de mesures expérimentales ou bien d'une solution analytique.

Dans notre cas, la vérification du modèle consiste à s'assurer de l'aptitude du modèle à reproduire l'écoulement et la transition entre ses différentes formes. Pour cela, nous avons utilisé les données expérimentales collectées par Kantoush (2007) ainsi que nos propres expériences (dont la vérification a déjà été présentée dans le chapitre 4). D'autres mesures d'écoulement dans des bassins rectangulaires sont disponibles dans la bibliographie mais :

- soit elles ne mettent en évidence qu'un seul type d'écoulement : recirculations asymétriques pour Stovin & Saul (1994), Oca *et al.* (2004) ; recirculations quasi-symétriques pour Adamsson *et al.* (2005),

- soit elles ne quantifient pas précisément la transition entre les écoulements : Stovin (1996).

Dans un souci de clarté, nous présentons la vérification du modèle hydraulique sur les données de Kantoush (2007) dans ce chapitre plutôt que dans le chapitre 4, uniquement consacré à l'investigation du modèle par rapport aux données collectées dans notre pilote expérimental.

2.2. Vérification sur les données de Kantoush (2007)

Comme rapporté dans le chapitre 1, Kantoush (2007) a procédé à des mesures de champ de vitesse dans un bassin peu profond (0.20 m) après une expansion horizontale. L'eau était introduite par un canal d'entrée de hauteur 0.20 m, c'est-à-dire identique à celle du bassin, et de largeur 0.25 m. Elle était évacuée par un canal identique sur la face aval. Pour toutes les expériences, le débit était fixé à 7.0 L/s, ce qui correspond à une vitesse moyenne dans le canal d'entrée de 0.14 m/s. En positionnant des parois à l'intérieur de l'ouvrage, différentes longueurs et largeurs ont pu être testées, comme présenté dans le tableau 6.1. Les expériences 1 à 4 correspondent aux mêmes conditions.

Expérience	Longueur L (m)	Largeur B (m)
1, 2, 3, 4	6	4
5	6	3
6	6	2
7	6	1
8	6	0.5
9	6	0.25
10	5	4
11	4	4
12	3	4

Tableau 6.1. Les dimensions investiguées par Kantoush (2007).

Comme déjà décrit dans le chapitre 1, les figures 6.1 et 6.2 présentent les trois écoulements obtenus par Kantoush (2007) : recirculations symétriques, recirculations asymétriques et écoulement piston. La première transition est illustrée sur la figure 6.1. En passant d'une longueur de 6 m à une longueur de 5 m, l'écoulement passe d'une grande recirculation asymétrique à deux recirculations symétriques. La seconde transition est illustrée quant à elle sur la figure 6.2. Entre les largeurs 1 et 0.5 m, l'écoulement passe d'une grande recirculation asymétrique à un écoulement de type piston (*plug flow*), c'est-à-dire qu'il n'y a plus aucun contre-courant (écoulement depuis l'aval vers l'amont). Dans l'expérience (8), les mesures de vitesse laissent présumer des petites recirculations près de l'entrée mais la précision est trop faible pour déterminer leurs formes et leurs tailles. L'expérience 9, non illustrée, correspond à un cas limite de l'écoulement piston où la largeur de bassin est égale à la largeur du canal d'entrée.

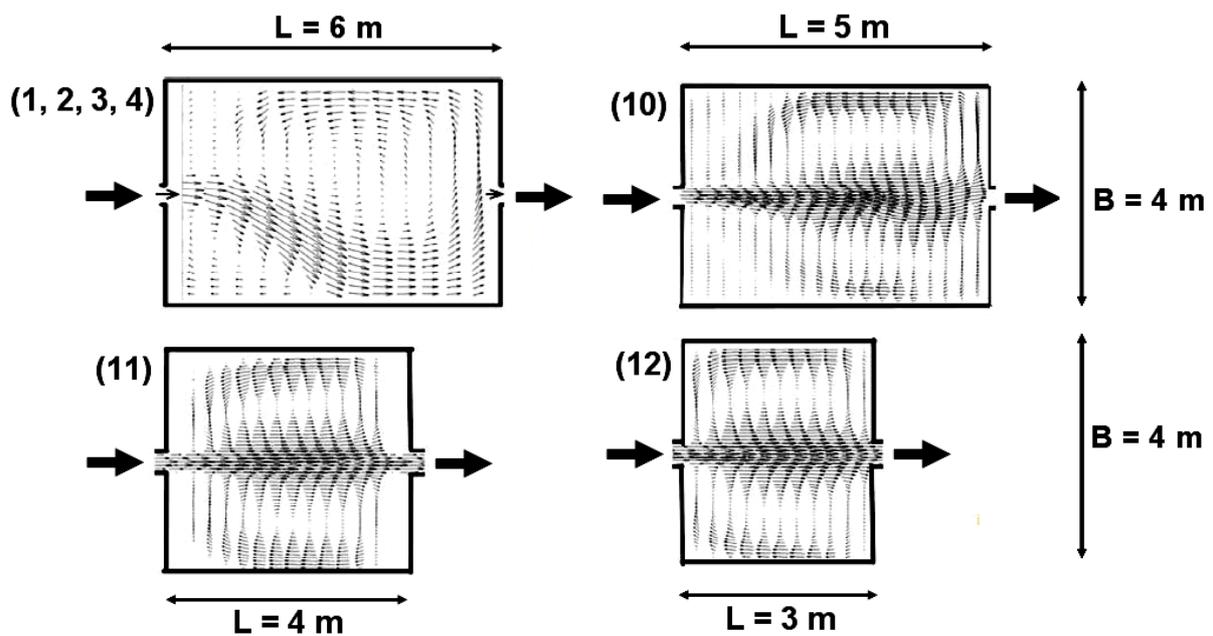


Figure 6.1. Champ de vitesse moyenne mesuré dans un plan horizontal pour les expériences 1-4, 10, 11 et 12 (Kantoush, 2007). D'après Dewals *et al.* (2008).

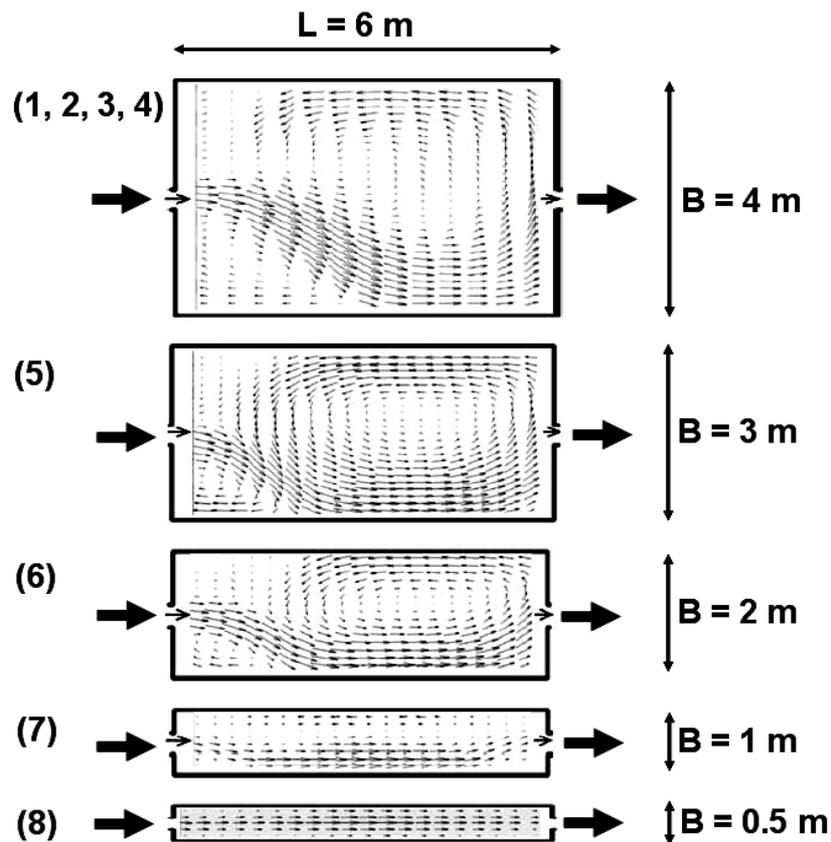


Figure 6.2. Champ de vitesse moyenne mesuré dans un plan horizontal pour les expériences 1-4, 5, 6, 7 et 8 (Kantoush, 2007). D'après Dewals *et al.* (2008).

Des simulations ont été entreprises pour l'ensemble des conditions expérimentales présentées dans le tableau 6.1. Ces écoulements étant pratiquement bidimensionnels, peu de mailles sont nécessaires sur la hauteur pour retrouver les comportements expérimentaux. Ces conditions expérimentales ont d'ailleurs fait l'objet, avec succès, d'une modélisation bidimensionnelle (Dewals *et al.*, 2008).

Concernant le maillage dans le plan horizontal, ce sont les conditions expérimentales (10) et (11) qui nécessitent le plus d'attention. En effet, si le maillage de la partie amont est trop grossier (taille > 4 cm), les deux petites recirculations présentes dans les coins du bassin ne sont pas reproduites. Pour les autres conditions expérimentales, des mailles plus grossières sont suffisantes pour retrouver les comportements expérimentaux.

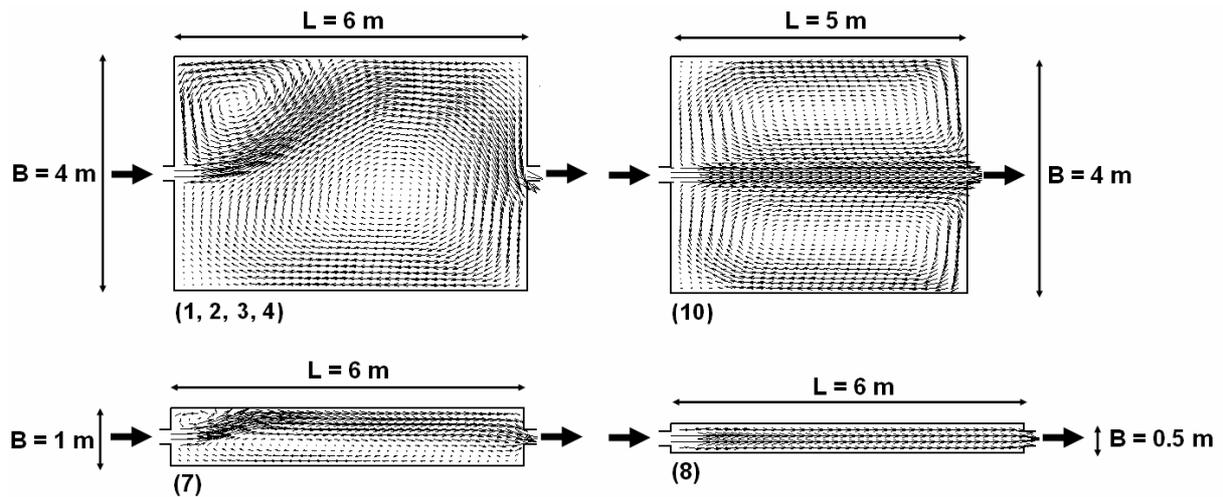


Figure 6.3. Champs de vitesse moyenne simulés.

La figure 6.3 illustre les écoulements proches des transitions pour des maillages présentant entre 15 000 et 50 000 cellules. Des essais ont été effectués pour chaque cas avec davantage de mailles pour s'assurer que le résultat était indépendant du maillage. Lorsque la largeur est égale à 4 m, nous retrouvons le passage d'un écoulement asymétrique à un écoulement symétrique en diminuant la longueur de 6 à 5 m. Lorsque la longueur est égale à 6 m, l'écoulement présente une grande recirculation asymétrique pour une largeur de 1 m ; en diminuant la largeur à 0.5 m, nous obtenons l'écoulement piston mesuré expérimentalement. Pour cette largeur, deux petites recirculations symétriques, non présentées ici mais discutées plus loin, prennent place dans la partie amont ; elles étaient absentes des résultats expérimentaux, ou tout au moins non visibles.

Dans le cas des recirculations asymétriques (conditions expérimentales 1 à 7), la taille et la forme de chacune d'elles sont, compte tenu de la précision des mesures, bien reproduites par le modèle.

2.3. Conclusion

De la vérification sur les données de Kantoush (2007), nous pouvons conclure que le modèle hydraulique reproduit correctement, selon la longueur et la largeur, les différents types d'écoulements dans un bassin rectangulaire peu profond après une expansion horizontale.

La vérification déjà effectuée dans le chapitre 4 sur les données collectées dans le pilote expérimental permet quant à elle de conclure que le modèle hydraulique reproduit correctement, selon la hauteur d'eau, les différents types d'écoulements dans un bassin rectangulaire après une expansion à la fois horizontale et verticale. Dans le cas d'un écoulement non stationnaire, le modèle ne converge pas vers un état stable en régime permanent.

Nous n'avons en toute rigueur vérifié le modèle que pour des bassins de petit volume (quelques m³). Ne disposant pas de données expérimentales pour des bassins de grande taille (plusieurs dizaines de milliers de m³), nous faisons l'hypothèse que le modèle est également pertinent dans ce cas.

3. APPLICATION DU MODELE

Nous avons alors appliqué le modèle en régime permanent à un grand nombre de bassins hypothétiques. Les simulations débutées, nous nous sommes rapidement rendu compte qu'elles mettaient en évidence des écoulements non observés expérimentalement.

Les objectifs ont alors été reformulés de la façon suivante :

- identifier les différentes formes d'écoulements,
- déterminer des critères de prévision,
- donner des ordres de grandeur des tailles des recirculations, une fois le type d'écoulement déterminé.

Il convient ici de préciser que les écoulements identifiés uniquement numériquement devront faire l'objet par la suite d'une caractérisation expérimentale.

3.1. Constitution d'une banque de données numériques

Nous avons considéré deux types de bassins, l'étude du premier constituant une étape préliminaire à l'étude du second.

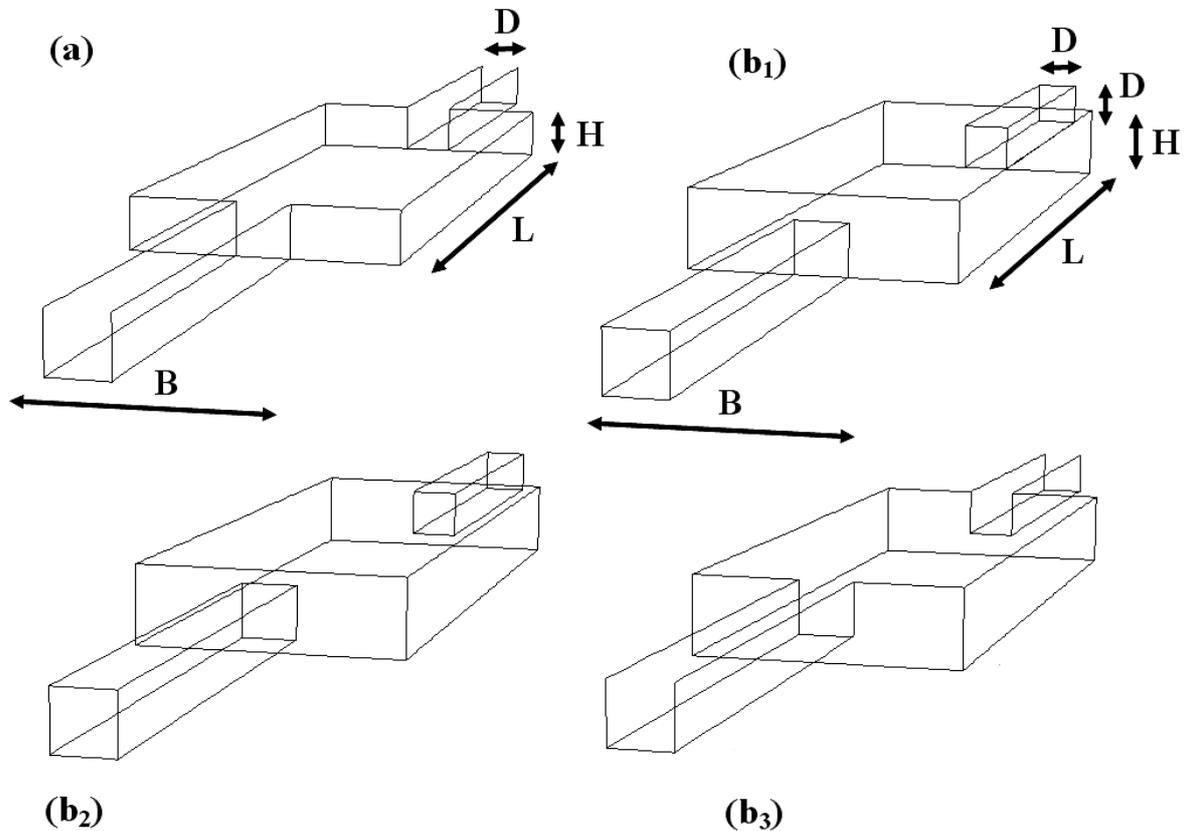


Figure 6.4. Les différentes géométries investiguées : expansions horizontales (a), expansions à la fois horizontales et verticales (b₁, b₂, b₃).

Expansion horizontale

Le premier type de bassins, nommé (a) sur la figure 6.4, est constitué d'ouvrages présentant une expansion uniquement horizontale. Comme nous souhaitons entre autres vérifier si la hauteur d'eau influençait l'écoulement, il ne s'agit pas nécessairement de bassins peu profonds. Chaque bassin est défini par sa longueur, L , sa largeur, B , la hauteur d'eau, H , et la largeur de la conduite d'entrée (identique à la conduite de sortie), D .

Expansion horizontale et verticale

Le second type de bassins, nommé (b) sur la figure 6.4, est constitué d'ouvrages présentant une expansion à la fois horizontale et verticale. Dans ce cas, chaque bassin est défini par sa longueur, L , sa largeur, B , la hauteur d'eau, H , la largeur/hauteur de la conduite (choisies

égales), D , et la position de la conduite sur la face du bassin : en bas (b_1), au milieu (b_2), ou en haut (b_3). La position est identique pour l'entrée et la sortie.

Remarquons que ce second type de bassins, s'il est cohérent avec les objectifs de départ, diffère néanmoins du pilote expérimental présenté dans le chapitre 2. Plutôt que de choisir des conduites circulaires, nous en avons choisi des rectangulaires, ceci de façon à pouvoir facilement faire le lien avec le premier type de bassins (a).

Le tableau 6.2 présente l'étendue des dimensions investiguées. Elles ont été choisies au fil des simulations, en fonction des résultats précédents. Les volumes considérés varient de moins de 1 m^3 à quelques centaines de milliers de m^3 . Au total, nous avons construit 447 géométries de bassins : 156 pour la série (a), 108 pour la série (b_1), 150 pour la série (b_2) et 33 pour la série (b_4).

L (m)	B (m)	H (m)	D (m)
1 – 200	0.35 – 40	0.05 – 20	0.05 – 20

Tableau 6.2. Etendue des dimensions investiguées.

A la suite d'essais préliminaires, nous nous sommes rendus compte que si la vitesse d'entrée de l'eau influençait bien évidemment la norme des vecteurs vitesses dans le bassin, elle n'influençait en revanche ni la forme de l'écoulement, ni la taille des recirculations. Nous avons alors entrepris les simulations pour une unique vitesse d'entrée : 0.50 m/s . Ce constat, déjà effectué dans le chapitre 4, nous permettra de définir des critères de prévision uniquement géométriques.

3.2. Résultats pour les expansions horizontales

Quatre types d'écoulements

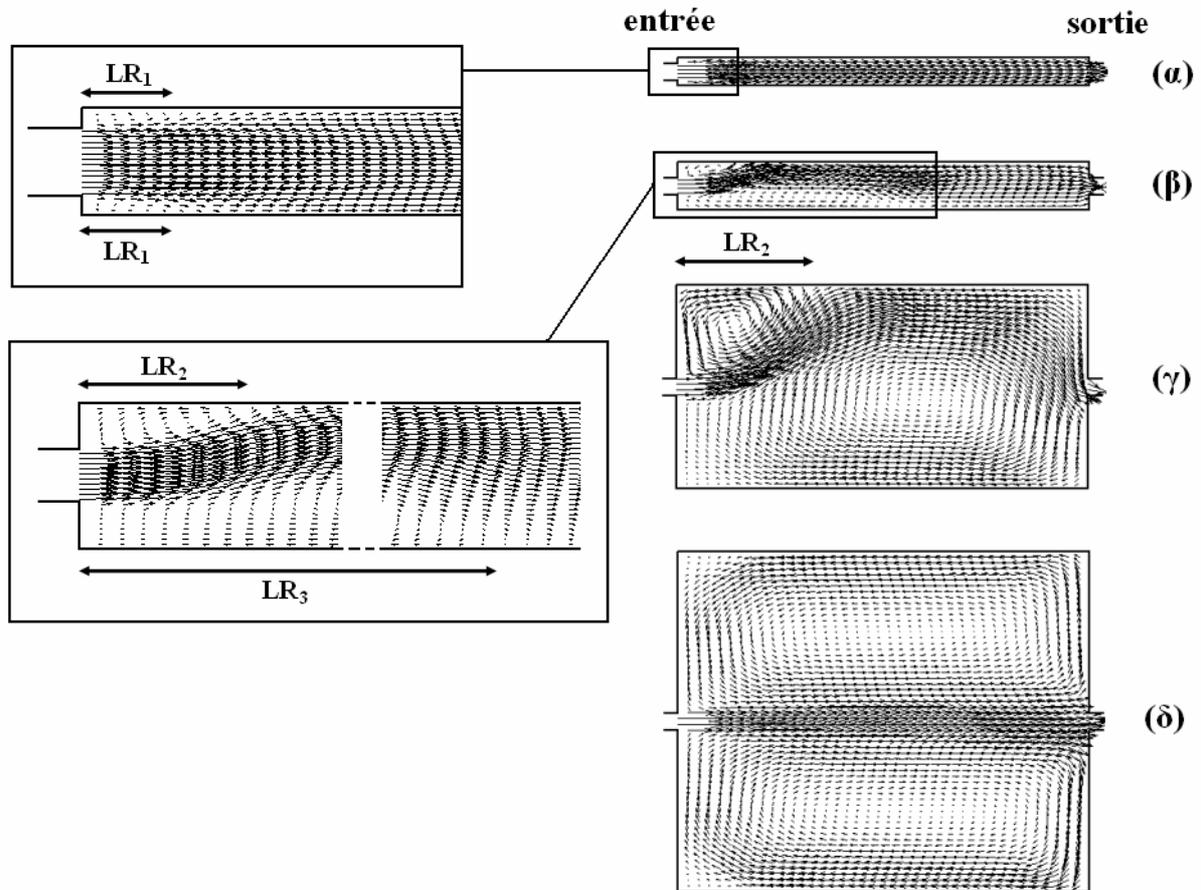


Figure 6.5. Les différents types d'écoulements obtenus pour les expansions horizontales. Longueur : 6 m ; hauteur d'eau : 0.2 m ; largeur de la conduite d'entrée : 0.25 m ; largeur du bassin : 0.4 m (α), 0.7 m (β), 3 m (γ), 5 m (δ).

La figure 6.5 illustre les quatre types d'écoulements obtenus pour la série (a), c'est-à-dire les expansions horizontales. Ici, la longueur vaut 6 m ; la hauteur d'eau, 0.2 m ; la largeur de la conduite d'entrée, 0.25 m. Quant à la largeur, elle est égale à 0.4 m pour (α), 0.7 m pour (β), 3 m pour (γ), et 5 m pour (δ). Les cas illustrés ici correspondent à une extension numérique des données expérimentales de Kantoush (2007).

L'écoulement (α), obtenu pour 0.4 m de largeur, est constitué en majeure partie d'un flot piston. En amont du bassin, deux petites recirculations prennent place, comme mis en évidence par le zoom sur la figure 6.5. Leurs longueurs de rattachement, c'est-à-dire la

distance entre la paroi amont du bassin et le point de vitesse nulle sur la paroi (appelé point de stagnation ou point de rattachement), sont égales et notées LR_1 .

En augmentant la largeur, l'écoulement perd son caractère symétrique (β). Le jet entrant dans le bassin est dévié sur un des côtés du bassin, le sens étant imposé par le champ de vitesse initiale. Les deux recirculations amont présentent alors des tailles différentes : LR_2 et LR_3 . En aval, l'écoulement est encore de type piston mais sur une longueur plus courte que précédemment.

L'écoulement piston disparaît complètement si on continue d'augmenter la largeur. Dans le cas (γ), l'écoulement est dominé par une grande recirculation asymétrique. Une petite recirculation, de longueur de rattachement LR_2 , prend place dans un coin amont du bassin. Comme pour le cas précédent, le jet entrant dans le bassin peut être dévié sur l'un ou l'autre des côtés. Deux états stables sont ainsi possibles, comme illustré sur la figure 6.6.

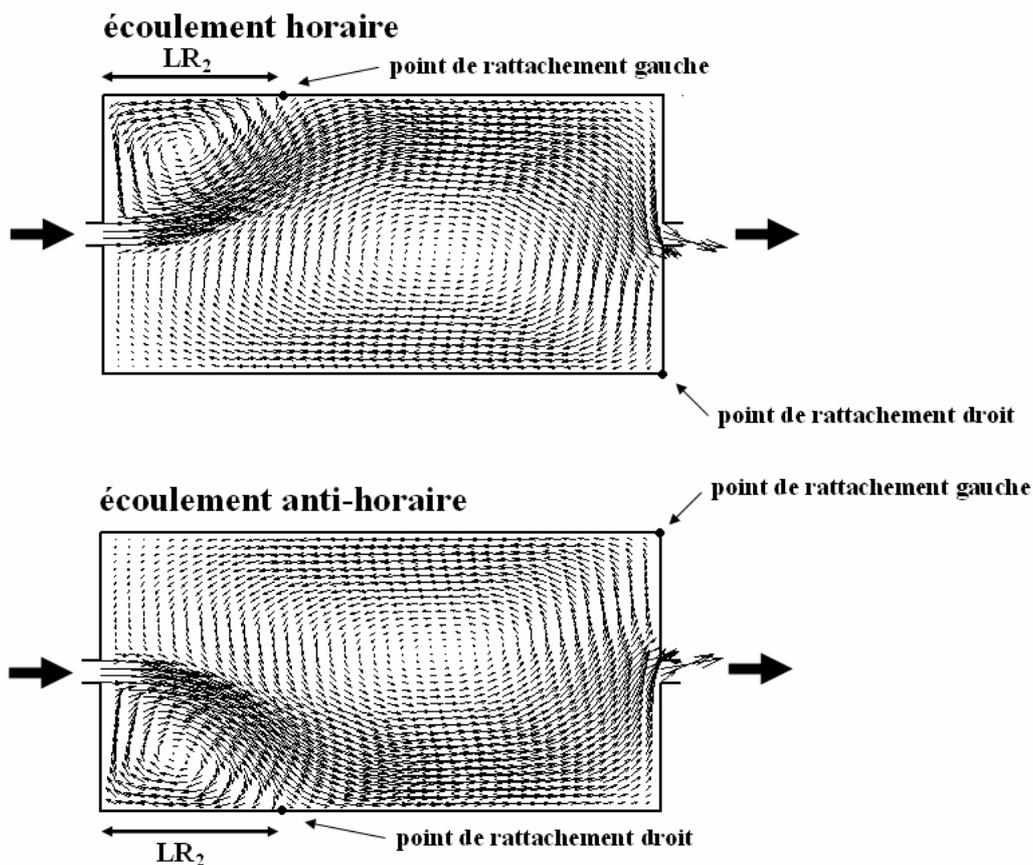


Figure 6.6. Ecoulements (γ) horaire et anti-horaire. Longueur : 6 m ; largeur : 3 m ; hauteur d'eau : 0.2 m ; largeur de l'entrée : 0.25 m (γ).

L'écoulement (δ) est obtenu en augmentant encore davantage la largeur. Dans ce cas, le champ de vitesse moyenne devient à nouveau symétrique. Il est alors constitué de deux recirculations de part et d'autre d'un jet central.

La figure 6.7 illustre les deux bifurcations symétrie-asymétrie dans le cas où la longueur vaut 6 m, la hauteur d'eau 0.2 m, et la largeur de l'entrée 0.25 m. La largeur du bassin, B, est reportée en abscisse alors qu'en ordonnée, nous avons reporté un indicateur de l'asymétrie de l'écoulement, à savoir la différence entre les longueurs de rattachement adimensionnalisée par la longueur du bassin, $\Delta LR/L$. Ici, ΔLR est la distance entre les points de rattachement gauche et droit, comme illustré sur la figure 6.6 et exprimé dans le tableau 6.3 à partir des longueurs de rattachement.

Écoulement	Rattachement adimensionnel
(α)	$\pm \frac{(LR_1 - LR_1)}{L} = 0$
(β)	$\pm \frac{(LR_2 - LR_3)}{L}$
(γ)	$\pm \frac{(LR_2 - L)}{L}$
(δ)	$\pm \frac{(L - L)}{L} = 0$

Tableau 6.3. Expression du rattachement adimensionnel pour les quatre types d'écoulements.

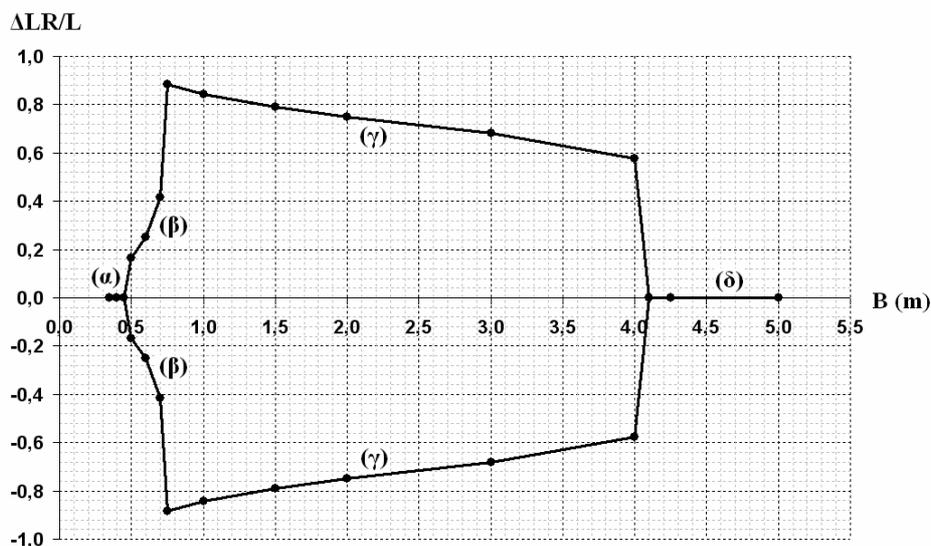


Figure 6.7. Illustrations des deux bifurcations symétrie-asymétrie.

Pour les faibles largeurs de bassin, le rattachement adimensionnel est nul car l'écoulement présente deux petites recirculations de même longueur de rattachement et une partie piston (α). Dans ce cas, il existe une unique forme stable d'écoulement. Au delà de 0.45 m de largeur, la courbe bifurque en deux branches : deux écoulements stables sont alors possibles dans le bassin. La branche du haut correspond au sens anti-horaire tandis que celle du bas correspond au sens horaire. L'asymétrie augmente alors rapidement en valeur absolue (β). Lorsque l'écoulement piston disparaît (γ), l'asymétrie atteint un pic puis diminue progressivement en valeur absolue à mesure que la largeur augmente. A partir de 4.1 m de largeur, l'asymétrie disparaît (δ), l'écoulement ne présentant plus qu'une unique forme stable : deux grandes recirculations symétriques.

Critères de prévision

Nous avons dans un premier temps déterminé l'influence qualitative de chacune des dimensions. Dans un second temps, nous avons fait l'hypothèse de l'existence d'un critère exprimable sous la forme d'un produit/quotient adimensionnel. Nous avons dans un troisième temps « balayé » les valeurs possibles pour les puissances utilisées pour adimensionnaliser le critère afin de choisir celles qui permettraient le mieux de séparer les différents types d'écoulements de part et d'autre d'une valeur seuil.

Sur la base des 156 bassins testés pour les expansions horizontales, nous avons constaté que deux critères géométriques (ce qui ne signifie pas qu'il n'en existe pas d'autres), A_L et A_B , définis respectivement dans les équations (6.1) et (6.2), étaient pertinents pour décrire la forme de l'écoulement.

$$A_L = \frac{L}{B^{0.8}D^{0.2}} \quad (6.1)$$

$$A_B = \frac{B}{D} \quad (6.2)$$

La figure 6.8 illustre l'ensemble des simulations effectuées dans un graphe (A_L , A_B). Les valeurs critiques proposées, 2.36 pour A_L et 2 pour A_B , ne constituent pas des références absolues mais simplement une valeur indicative de changement de type d'écoulement.

Cohérentes avec ces critères et ces valeurs, les données expérimentales de Kantoush (2007) sont rapportées en rouge sur cette figure.

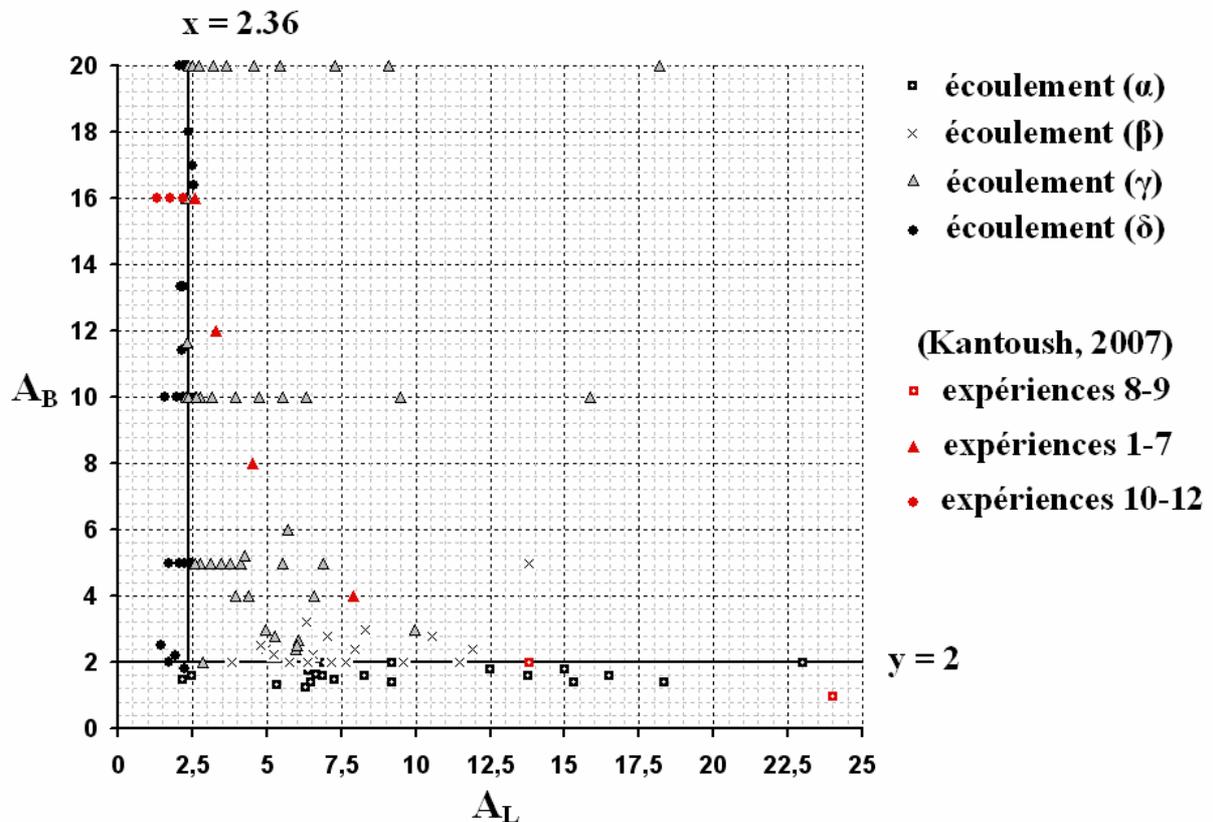


Figure 6.8. Critères de détermination de l'écoulement pour les bassins rectangulaires après une expansion horizontale.

L'écoulement (α), flot piston présentant en amont deux recirculations symétriques, est rencontré lorsque le nombre adimensionnel A_B est inférieur à 2.

Lorsque A_B est supérieur à 2, et A_L supérieur à 2.36, l'écoulement présente un caractère asymétrique : une recirculation asymétrique avec une partie piston en aval (β), ou une grande recirculation asymétrique (γ). Nous n'avons trouvé aucun critère permettant de différencier ces deux types d'écoulements.

Enfin, lorsque A_L est inférieur à 2.36, l'écoulement est dominé par deux recirculations symétriques (δ). Les petites recirculations que l'on peut éventuellement rencontrer dans les coins amont du bassin n'ont pas été investiguées.

Longueurs de rattachement

Sur la base de ces simulations, nous avons également cherché à déterminer des expressions des différentes longueurs de rattachement définies sur la figure 6.5. Nous proposons ainsi les expressions rapportées dans le tableau 6.4. Compte tenu du nombre de simulations utilisées pour l'établir (96), seule la formule proposée pour LR₂, valable dans le cas des écoulements asymétriques de type (β) et (γ), est à notre sens pleinement exploitable.

Les erreurs relatives (ER) moyennes et maximales entre ces formules et les longueurs simulées n'étant pas négligeables, les expressions proposées ne constituent qu'une estimation des rattachements.

Longueur de rattachement	Nombre de simulations	Formule	ER _{moyenne}	ER _{max}
LR ₁ (α)	27	$3.16 \frac{(B-D)^{1.5}}{D^{0.5}}$	8%	22%
LR ₂ (β)	26	$1.18 B^{0.8} D^{0.2}$	10%	28%
LR ₃ (β)	26	$4.03 \frac{(B-D)^{1.6}}{D^{0.25} H^{0.35}}$	7%	18%
LR ₂ (γ)	70	$1.18 B^{0.8} D^{0.2}$	6%	17%

Tableau 6.4. Expressions proposées pour les longueurs de rattachement.

3.3. Résultats pour les expansions horizontales et verticales

Six types d'écoulements

L'écoulement devient plus complexe dans le cas des expansions à la fois horizontales et verticales. Nous ne nous attacherons ici qu'à décrire l'écoulement dans un plan horizontal. Cependant, lorsque la hauteur devient grande par rapport à la hauteur de la conduite d'entrée, des recirculations prennent également place selon la verticale.

Les 291 simulations effectuées dans ce cas ont mis en évidence six différents types d'écoulements horizontaux, stables pour 232 d'entre eux. Les 59 simulations restantes ne convergeant pas vers un écoulement stable, nous supposons qu'elles correspondent à des situations dans lesquelles l'écoulement adopte un comportement non stationnaire (oscillations).

Cinq des six types d'écoulements mis en évidence sont illustrés sur la figure 6.9. Ici, la longueur du bassin est égale à 8 m ; la hauteur d'eau, 1 m ; la largeur et la hauteur de la conduite d'entrée, 0.5 m, la conduite étant située au milieu (b_2). Lorsque la largeur du bassin est égale à 0.8 m, l'écoulement horizontal est de type piston dans sa totalité (ε) ; il présente néanmoins des recirculations dans la verticale. L'augmentation de la largeur conduit à l'apparition de deux recirculations horizontales symétriques dans les coins amont du bassin (ζ). En continuant d'augmenter la largeur, l'écoulement piston disparaît pour être alors dominé par deux recirculations toujours symétriques (η). Il perd ensuite son caractère symétrique pour former une grande recirculation asymétrique (θ). En continuant d'augmenter la largeur, le jet principal retrouve une position quasi-centrale légèrement courbée (κ). De part et d'autre du jet, deux recirculations, dont l'une présente des vitesses plus importantes, prennent place. Le sixième type d'écoulement rencontré, (ι), non illustré ici, présente comme (θ) une recirculation asymétrique mais en plus un écoulement piston dans la partie aval du bassin. Il est similaire à l'écoulement (β) de la série (a).

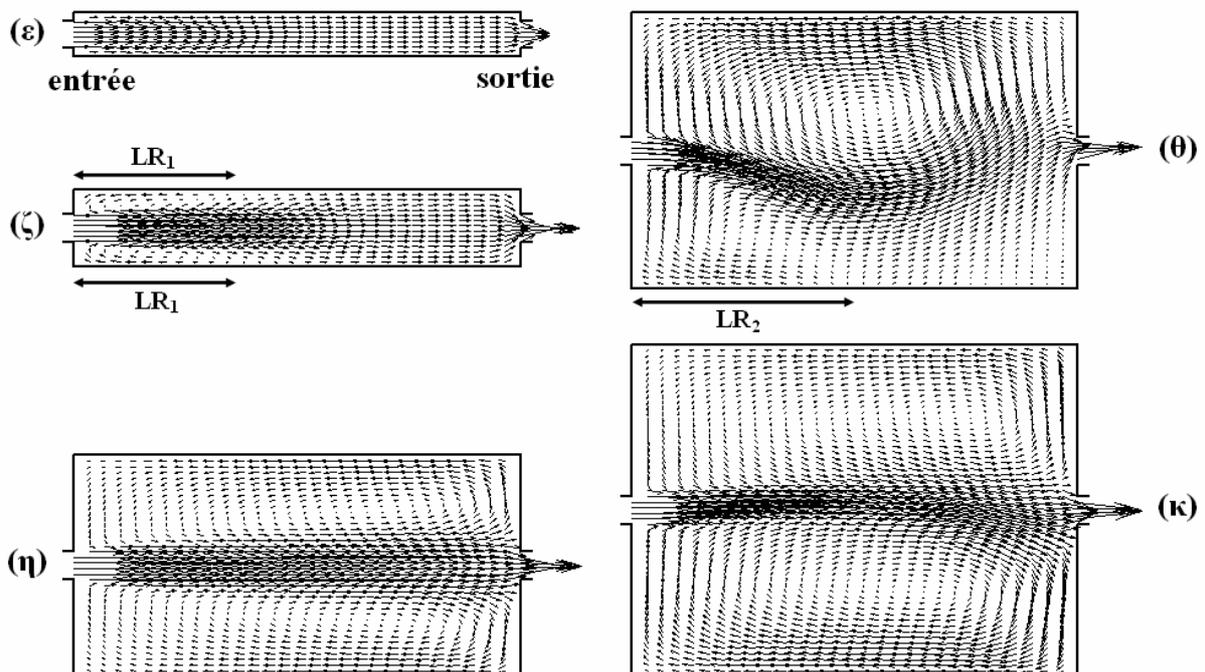


Figure 6.9. Différents types d'écoulements obtenus pour les expansions horizontales et verticales. Longueur : 8 m ; hauteur d'eau : 1 m ; largeur de la conduite d'entrée : 0.5 m ; largeur du bassin : 0.8 m (ε), 1.4 m (ζ), 4 m (η), 5 m (θ), 6 m (κ).

Critères de prévision

Pour les trois séries correspondant aux expansions à la fois horizontales et verticales, (b₁), (b₂) et (b₃), nous avons identifié deux critères pertinents pour prévoir la forme de l'écoulement. Le premier, A_L, a déjà été utilisé pour les expansions horizontales ; il est défini dans l'équation (6.1). Le second, A_H, est défini dans l'équation (6.3). Les coefficients a₁ et a₂ préconisés, différents selon la position de la conduite, sont donnés dans le tableau 6.5. Ce tableau fournit également la valeur critique de ce critère selon la série considérée.

$$A_H = \frac{H}{B^{a_1} D^{a_2}} \quad (6.3)$$

Série	a ₁	a ₂	Valeur critique
(b ₁)	0.1	0.9	1.20
(b ₂)	0.2	0.8	1.20
(b ₃)	0.1	0.9	1.25

Tableau 6.5. Coefficients et valeur critique du critère A_H selon la position de la conduite.

La figure 6.10 illustre l'ensemble des simulations effectuées pour la série (b₂) dans un graphe (A_L, A_H). Aucun critère permettant de prévoir le caractère non stationnaire de l'écoulement n'a pour le moment été identifié ; nous pouvons seulement remarquer que les écoulements non stationnaires correspondent majoritairement à de grandes valeurs de A_L et de A_H, ceci sans que la réciproque ne soit vraie. En laissant de côté les simulations n'ayant pas convergé en régime permanent, nous pouvons tirer les conclusions suivantes.

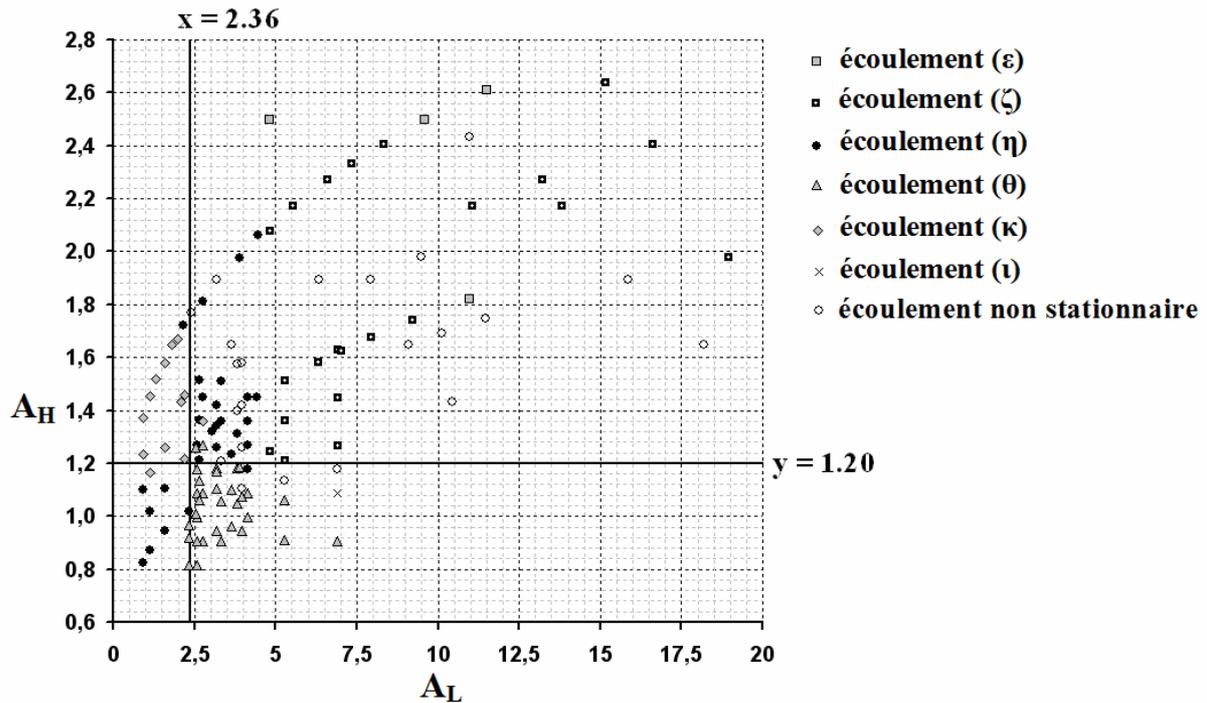


Figure 6.10. Critères de détermination pour la série (b₂).

Lorsque A_L et A_H sont supérieurs respectivement à 2.36 et 1.20, l'écoulement présente une forme horizontale symétrique : un écoulement complètement piston (ε), deux recirculations symétriques (η), ou bien une forme intermédiaire (ζ).

L'écoulement constitué de deux recirculations symétriques (η) est également rencontré lorsque A_L et A_H sont tous les deux inférieurs aux valeurs critiques.

Lorsque A_L est supérieur à 2.36 et A_H inférieur à 1.20, l'écoulement présente une forme horizontale asymétrique : une grande recirculation de sens horaire (ou anti-horaire) domine l'écoulement ; une recirculation plus petite et de sens contraire prend place dans un coin amont du bassin (θ). Un écoulement piston peut éventuellement se développer dans la partie aval (ι).

Lorsque A_L est inférieur à 2.36 et A_H supérieur à 1.20, l'écoulement présente un jet principal courbé entre l'entrée et la sortie. Deux recirculations, dont une plus importante, prennent place de part et d'autre de ce jet (κ). Pour certaines simulations, seule une des deux recirculations était présente.

Longueurs de rattachement

Nous proposons, pour les longueurs de rattachement définies sur la figure 6.9, les expressions données dans le tableau 6.6. Remarquons que l'expression de LR_2 est la même que celle proposée pour les expansions uniquement horizontales.

Longueur de rattachement	Nombre de simulations	Formule	$ER_{moyenne}$	ER_{max}
$LR_1 (\zeta)$	27	$3.65(B - D)$	9%	66%
$LR_2 (\theta)$	34	$1.18B^{0.8}D^{0.2}$	12%	26%

Tableau 6.6. Expressions proposées pour les longueurs de rattachement.

CONCLUSION DU CHAPITRE 6

Devant la complexité des écoulements pouvant se développer dans un bassin rectangulaire après des expansions horizontales et éventuellement verticales, l'objectif de ce chapitre était de proposer des critères permettant de prévoir la forme de l'écoulement en fonction de la géométrie. Après avoir vérifié le modèle hydraulique en régime permanent, nous l'avons appliqué à un grand nombre de bassins hypothétiques, regroupés en quatre séries.

La première série, fondée sur les données de Kantoush (2007) et dénommée (a), correspond à des ouvrages présentant une expansion uniquement horizontale. Dans ce cas, chaque bassin est défini par sa longueur, L , sa largeur, B , la hauteur d'eau, H , et la largeur de la conduite d'entrée (identique à la conduite de sortie), D .

Les trois autres séries correspondent à des ouvrages présentant une expansion à la fois horizontale et verticale. Chaque bassin est défini par sa longueur, L , sa largeur, B , la hauteur d'eau, H , la largeur/hauteur de la conduite (choisies égales), D , et la position de la conduite sur la face du bassin : en bas pour la série (b_1), au milieu pour la série (b_2), ou en haut pour la série (b_3). La position est identique pour entrée et sortie.

Le premier résultat remarquable est que la forme de l'écoulement est, en tout cas pour les cas testés, uniquement régie par la géométrie, et non pas par la vitesse d'entrée.

Pour les expansions horizontales, quatre écoulements ont été identifiés et classifiés selon les valeurs des paramètres A_L et A_B , définis respectivement dans les équations (6.1) et (6.2). Des expressions des différentes longueurs de rattachement des recirculations ont été proposées.

Pour les expansions à la fois horizontales et verticales, 59 des 291 simulations n'ont pas convergé vers un état stable en régime permanent, ce qui laisse supposer qu'il existe des conditions géométriques pour lesquelles l'écoulement présente un caractère non stationnaire. Pour les simulations ayant convergé en régime permanent, six écoulements différents ont été identifiés. Les valeurs de deux critères, A_L et A_H , définis respectivement dans les équations (6.1) et (6.3), en permettent une classification partielle. Des expressions des longueurs de rattachement ont également été proposées dans ce cas.

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

1. EXPERIMENTATION SUR PILOTE

Devant le manque de données sur l'écoulement et le transport solide dans des géométries pourtant simples comme les bassins rectangulaires, un modèle physique a été construit et instrumenté. Il s'agit d'un ouvrage rectangulaire d'environ 500 L disposant d'une entrée (conduite) et de deux sorties (conduite et surverse). Il a été équipé de deux systèmes de vélocimétrie qui, en complément des observations à l'œil nu, ont permis de classer, selon la hauteur d'eau, les différentes recirculations pouvant se développer dans un bassin rectangulaire après une expansion brutale, à la fois horizontale et verticale, de la section.

Un dispositif d'injection et de récupération de particules a permis de procéder à des expériences de transport solide (bilan de masse, localisation des dépôts) au sein du bassin. Nous avons ainsi effectué 55 expériences, variant la configuration du bassin (bassin brut, en présence de colonnes de type soutènement, en présence d'obstacles), le débit entrant, la répartition du débit entre les deux sorties, les particules, *etc.*

Cette vaste banque de données expérimentales a pour le moment uniquement servi de support de test à la modélisation numérique. Elle devra être pleinement exploitée par la suite, notamment en étant confrontée à des données expérimentales issues de la bibliographie.

Cette banque de données devra de plus être complétée par des expériences effectuées avec des particules plus fines, représentatives des particules rencontrées en réseau d'assainissement. Ceci nécessitera d'adapter le dispositif expérimental concernant la récupération et la mesure des particules. Il sera peut-être plus judicieux de mesurer des concentrations ou des turbidités plutôt que des masses.

Nous recommandons pour ces futures expériences, plutôt que de simples photographies, de cartographier précisément la frontière des dépôts au moyen d'un quadrillage du fond du

bassin. De plus, l'épaisseur des dépôts devrait aussi être déterminée en chaque zone du quadrillage. Ceci permettrait de disposer d'un critère objectif de comparaison entre les dépôts expérimentaux et simulés.

Quelques adaptations seront également nécessaires afin d'utiliser le dispositif expérimental pour l'étude du régime transitoire (hydrogramme en entrée du bassin). A ce jour, seules 3 expériences préliminaires ont été effectuées dans ces conditions. La pompe à eau et la pompe péristaltique devront être asservies afin de pouvoir imposer les entrées souhaitées sans intervention de l'expérimentateur en cours d'essai. Une caméra pourra être placée au dessus du bassin afin de suivre l'évolution des dépôts sur le fond.

2. MODELISATION NUMERIQUE

Concernant la modélisation, nous avons choisi d'utiliser le code de calcul Fluent (2002). La difficulté était double : les différentes recirculations pouvant être présentées par l'écoulement, et la localisation variée des zones de dépôts. Nous avons introduit dans le module de suivi de particules une nouvelle condition limite, fondée sur le seuillage de l'énergie cinétique turbulente au fond du bassin. De plus, nous avons investigué un paramètre en général ignoré, la constante de temps lagrangien, C_L , utilisée pour déterminer la taille et la durée de vie des tourbillons au sein desquels les particules se déplacent.

La confrontation des résultats simulés aux données expérimentales collectées sur pilote a permis de discuter le maillage, notamment l'intérêt des mailles tétraédriques par rapport aux mailles hexaédriques dans le cas d'un écoulement présentant une forme quasi-symétrique³. Elle a également permis de mettre en évidence la pertinence des conditions fondées sur le seuillage de la contrainte de cisaillement et de l'énergie cinétique turbulente sur le fond du bassin pour reproduire les zones de dépôt. Enfin, cette confrontation a montré que le suivi de particules tel que présenté dans ce mémoire reproduit correctement les dépôts et l'efficacité lorsque les particules se déplacent peu près du fond. Dans le cas contraire, les dépôts sont surestimés et la distribution spatiale de leur densité est mal reproduite. Selon nous, l'explication vient du fait que l'anisotropie de la vitesse fluctuante près du fond du bassin

³ La faible puissance de calcul dont nous disposons ne nous a permis de procéder à des simulations dans des maillages très denses.

n'est pas prise en compte (éjections turbulentes). Une perspective est d'implémenter dans le code de calcul des lois de parois prenant en compte l'anisotropie de la vitesse fluctuante près du fond.

Une autre perspective est d'abandonner la description de l'écoulement près du fond par des lois de parois (strictement pertinentes pour un écoulement unidirectionnel) mais de simuler l'écoulement au sein même de la couche limite. Il apparaît en effet assez contradictoire de vouloir finement reproduire les phénomènes de dépôt et de remise en suspension des particules sur le fond sans simuler précisément la vitesse dans la couche limite.

3. APPLICATION A UN OUVRAGE REEL

A la suite de cette étude sur pilote, nous avons investigué le suivi de particules dans le cas du bassin grandeur nature de Rosheim, bassin pour lequel des données d'efficacité et de dépôt étaient disponibles (Leclaire, 1997). Malgré la méconnaissance de l'écoulement ainsi que des caractéristiques des particules entrantes, les résultats obtenus sont prometteurs.

Deux études expérimentales sur site réel ont alors été initiées : le bassin des Lavandières au Mans et le bassin Charles Keller à Nancy.

Remarquons que dans le cadre d'une simulation du transport solide par suivi de particules, il est plus intéressant de disposer de la taille et de la masse volumique des particules entrant dans l'ouvrage (nécessaires au modèle) que de leur vitesse de chute.

4. PREVISION DE L'ÉCOULEMENT DANS LES BASSINS RECTANGULAIRES

Enfin, nous avons proposé des critères géométriques de détermination de la forme de l'écoulement dans les bassins rectangulaires après des expansions horizontales, ainsi qu'après des expansions à la fois horizontales et verticales.

Des expériences devront être mises en œuvre afin de vérifier expérimentalement certains écoulements mis en évidence à ce jour uniquement par simulation numérique.

L'investigation de l'influence des dimensions sur l'efficacité, qui n'a pas pu être effectuée par manque de temps, en constituerait la suite logique.

BIBLIOGRAPHIE

Abbott DE, Kline SJ (1962). Experimental investigation of subsonic turbulent flow over single and double backward facing steps. *Journal of Basic Engineering* 84:317-325.

Abdel-Gawad SM, McCorquodale JA (1985). Numerical simulation of rectangular settling tanks. *Journal of Hydraulic Research* 23(2):85-100.

Adamsson Å, Bergdahl L, Lyngfelt S (2005). Measurement and three-dimensional simulation of flow in a rectangular detention tank. *Urban Water Journal* 2(4):277-287.

Adamsson Å, Stovin V, Bergdahl L (2003). Bed shear stress boundary condition for storage tank sedimentation. *Journal of Environmental Engineering* 129(7):651-658.

Administrator (2007). Re: Eddy length scale. *Fluent University Discussion Groups Forum* [en ligne], consulté le 21 février 2007, disponible sur : <http://university.fluent.com/forum>.

Aloui F, Souhar M (2000). Experimental study of turbulent asymmetric flow in a flat duct symmetric sudden expansion. *Journal of Fluids Engineering* 122:174-177.

Ancey C, Bigillon F, Frey P, Lanier J, Ducret R (2002). Saltating motion of a bead in a rapid water stream. *Physical Review E* 66:036306.1-036306.16.

Ancey C, Bigillon F, Frey P, Ducret R (2003). Rolling motion of a bead in a rapid water stream. *Physical Review E* 67:011303.1-011303.11.

André Y, Frugier B (2005). Etude numérique et expérimentale du champ de vitesse et du transport solide dans les bassins de décantation. *Projet de fin d'études, Institut National des Sciences Appliquées de Strasbourg, France.*

Antoine Y, Lemoine F, Lebouché M (2001). Turbulent transport of a passive scalar in a round jet discharging into a co-flowing stream. *European Journal of Mechanics B – Fluids* 20:275-301.

Ashley RM, Bertrand-Krajewski JL, Hvitved-Jacobsen T, Verbanck M (2004). Solids in sewers: characteristics, effects and control of sewer solids and associated pollutants. IWA Publishing.

ATV (1992). Standards for the dimensioning and design of stormwater structures in combined sewers. Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e.V.

Bailly C, Comte-Bellot G (2003). Turbulence. CNRS editions.

Bayazit M (1972). Random walk model for motion of a solid particle in turbulent open-channel flow. *Journal of Hydraulic Research* 10(1):1-13.

Berlamont J (1981). Scale models of rivers. Université Catholique de Louvain. (cité par Luyckx et al., 1999)

Bigillon F (2001). Etude du mouvement bidimensionnel d'une particule dans un courant d'eau sur forte pente. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble, France.

Blanc P (2004). Etude expérimentale du champ de vitesse et modélisation du transport dissous d'un canal à surface libre. Thèse de master, Université Louis Pasteur, Strasbourg, France.

Böhm T (2004). Motion of a set of particles in a supercritical flow. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble, France.

Böhm T, Ancey C, Frey P, Reboud JL, Ducottet C (2004). Fluctuations of the solid discharge of gravity-driven particle flows in a turbulent stream. *Physical Review E* 69(061307):1-13.

Bourrier R (1997). Les réseaux d'assainissement : calculs, applications, perspectives. Lavoisier, Tec & Doc.

CERTU (2003). La ville et son assainissement – principes, méthodes et outils pour une meilleure intégration dans le cycle de l'eau. Centre d'études sur les réseaux, les transports, l'urbanisme et les constructions publiques.

Chebbo G (1992). Solides des rejets urbains par temps de pluie : caractérisation et traitabilité. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.

Chebbo G, Bachoc A (1993). Caractérisation physico-chimique des solides des rejets urbains par temps de pluie. *Techniques Sciences Méthodes* 10 :524-528.

Chebbo G, Forgues N, Lucas-Aiguier E, Berthebaud S (1998). A stochastic approach to modelling solid transport in settling tanks. *Water Science and Technology* 37(1):277-284.

Cherdron W, Durst F, Whitelaw J (1978). Asymmetric flows and instabilities in symmetric ducts with sudden expansions. *Journal of Fluid Mechanics* 84:13-31.

Chocat B, Bertrand-Krajewski J-L, Barraud S (2007). Eaux pluviales urbaines et rejets urbains par temps de pluie. *Techniques de l'Ingénieur W 6 800:1-17*.

Chu VH, Liu F, Altai W (2004). Friction and confinement effects on a shallow recirculating flow. *Journal of Environmental Engineering and Science* 3:436-475.

Dantec (2004). FLOWMAP 3D-PIV system, installation & user's guide. Dantec Dynamics.

De Cock W, Blom P, Vaes G, Berlamont J (1999). The feasibility of flocculation in a storage sedimentation basin. *Water Science and Technology* 39(2):75-83.

Dehbi A (2008). A CFD model for particle dispersion in turbulent boundary layer flows. *Nuclear Engineering and Design* 238:707-715.

Dewals BJ, Kantoush SA, Erpicum S, Piroton M, Schleiss AJ (2008). Experimental and numerical analysis of flow instabilities in rectangular shallow basins. *Environmental Fluid Mechanics* 8:31-54.

Escudier MP, Oliveira PJ, Poole RJ (2002). Turbulent flow through a plane sudden expansion of modest aspect ratio. *Physics of Fluids* 14(10):3641-3654.

Faffa R, Weber J (2007). Etude de l'efficacité de dépollution d'un bassin d'orage. Rapport de projet de recherche technologique, Institut National des Sciences Appliquées de Strasbourg, France.

Fearn R, Mullin T, Cliffe K (1990). Nonlinear flow phenomena in a symmetric sudden expansion. *Journal of Fluid Mechanics* 211:595-608.

Flesch TK, Prueger JH, Hatfield JL (2002). Turbulent Schmidt number from a tracer experiment. *Agricultural and Forest Meteorology* 111:299-307.

Fluent (2002). *Fluent user's guide*. Fluent Inc.

Frey P (1991). Etude expérimentale et simulation numérique du transport turbulent de particules solides dans un décanteur. Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Lyon, France.

Frey P, Champagne JY, Morel R, Gay B (1993). Hydrodynamics fields and solid particles transport in a settling tank. *Journal of Hydraulic Research* 31(6):736-776.

Garde RJ, Ranga Raju KG, Sujudi AWR (1990). Design of settling basins. *Journal of hydraulic research* 28(1):81-91.

Graf WH, Altinakar MS (1996). *Hydraulique fluviale : écoulement non permanent et phénomènes de transport*. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes.

Gromaire-Mertz MC, Garnaud S, Gonzalez A, Chebbo G (1999). Characteristics of urban runoff pollution in Paris. *Water Science and Technology* 39(2):1-8.

Hargreaves DM, Morvan HP, Wright NG (2007). Validation of the volume of fluid method for free surface calculation: the broad-crested weir. *Engineering Applications of Computational Fluid Mechanics* 1(2):136-146.

Harwood R, Saul AJ (2001). Modelling the performance of combined sewer overflow chambers. *Journal of the Chartered Institution of Water and Environmental Management* 15(4):300-304.

Hazen A (1904). On sedimentation. *Transactions of the American Society of Civil Engineers* 53:45-71. (cité par Stamou, 1995)

Hirt CW, Nichols BD (1981). Volume of Fluid (VOF) Method for the Dynamics of Free Boundaries. *Journal of Computational Physics* 39:201-225.

Imam E, McCorquodale JA (1983). Numerical modeling of sedimentation tanks. *Journal of Hydraulic Engineering* 109(12):1740-1754.

Issa RI (1986). Solution of the implicitly discretised fluid flow equations by operator-splitting. *Journal of Computational Physics* 62:40-65. (cite par Versteeg & Malalasekera, 1995)

Jayanti S, Narayanan S (2004). Computational study of particle-eddy interaction in sedimentation tanks. *Journal of Environmental Engineering* 130(1):37-49.

Kang H, Choi S (2006). Turbulence modeling of compound open-channel flows with and without vegetation on the floodplain using the Reynolds stress model. *Advances in Water Resources* 29:1650-1664.

Kantoush S (2007). Symmetric or asymmetric flow patterns in shallow rectangular basins with sediment transport. *Proceedings of the 32nd Congress of the IAHR (Harmonizing the Demands of Art and Nature in Hydraulics)*. 1-6 July 2007, Venice, Italy.

Kantoush S, Bollaert E, Schleiss A (2007). Influence of the width of a rectangular shallow reservoir on sedimentation behaviour and trap efficiency. *Proceedings of the 32nd Congress of the IAHR (Harmonizing the Demands of Art and Nature in Hydraulics)*. 1-6 July 2007, Venice, Italy.

Kantoush SA, De Cesare G, Boillat JL, Shleiss AJ (2008). Flow field investigation in a rectangular shallow reservoir using UVP, LSPIV and numerical modelling. *Flow Measurement and Instrumentation* 19:139-144.

Kehrwiller JM (1995). Etude comparative de l'efficacité des déversoirs d'orage. Mémoire de fin d'études, Ecole Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg, France.

Khosronejad A, Rennie CD, Moghimi S (2007). 3D numerical modeling of flow field and sediment transport in laboratory reservoir flushing process. Proceedings of the 32nd Congress of the IAHR (Harmonizing the Demands of Art and Nature in Hydraulics). 1-6 July 2007, Venice, Italy.

Koeltzsch K (2000). The height dependence of the turbulent Schmidt number within the boundary layer. *Atmospheric Environment* 31:1147-1151.

Koulinski V (1993). Etude de la formation d'un lit torrential. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble, France.

Koskiaho J (2003). Flow velocity retardation and sediment retention in two constructed wetland-ponds. *Ecological Engineering* 19:325-337.

Kowalski R, Reuber J, Köngeter J (1999). Investigations into and optimisation of the performance of sewage detention tanks during storm rainfall events. *Water Science and Technology* 39(2):43-52.

Lafond J-M (1995). Comparaison de modèles de transport en suspension – application à des ouvrages de stockage-décantation. Thèse de doctorat, Université Claude Bernard, Lyon, France.

Launay K (1998). Analyse de modèles lagrangiens de prédiction de dispersion turbulente et proposition d'un modèle intégrant la turbulence vue par la particule. Thèse de doctorat, Université Louis Pasteur, Strasbourg, France.

Leclaire C (1997). Etude du fonctionnement d'un bassin de pollution en tête d'une station d'épuration, propositions de gestion. Thèse de master, Ecole Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg, France.

Lee SO, Sturm TW, Cho YS, Lee JW (2007). Experimental and numerical analysis of the turbulent flow through an oil-grit separator. Proceedings of the 32nd Congress of the IAHR (Harmonizing the Demands of Art and Nature in Hydraulics). 1-6 July 2007, Venice, Italy.

Letondu L (1997). Suivi du bassin de dépollution des rejets urbains par temps de pluie de la commune de Sargé-Les-Le-Mans. Rapport de stage pour la Communauté Urbaine du Mans, France.

Lipeme Kouyi G (2004). Expérimentations et modélisations tridimensionnelles de l'hydrodynamique et de la séparation particulaire dans les déversoirs d'orage. Thèse de doctorat, Université Louis Pasteur, Strasbourg, France.

Lipeme Kouyi G, Vazquez J, Poulet JB (2003). 3D surface measurement and numerical modelling in storm overflows. *Flow Measurement and Instrumentation* 14:79-87.

Lubbers CL, Brethouwer G, Boersma BJ (2001). Simulation of the mixing of a passive scalar in a round turbulent jet. *Fluid Dynamic Research* 28:189-208.

Luyckx G, Vaes G, Berlamont J (1999). Experimental investigation on the efficiency of a high side weir overflow. *Water Science and Technology* 39(2):61-68.

Marsalek J, Krishnappan BG, Watt WE, Anderson BC (1998). Size distribution of suspended sediments in a on-stream stormwater management pond. Proceedings of the 3rd International Conference NOVATECH. 4-6 May 1998, Lyon, France.

Maurel A, Ern P, Zielinska BJA, Wesfreid JE (1996). Experimental study of self-sustained oscillations in a confined jet. *Physical Review E* 54(4):3643-3651.

Maxey MR, Riley JJ (1983). Equation of motion for a small rigid sphere in a nonuniform flow. *Physics of Fluids* 26(4):883-889.

McCorquodale JA, Moursi AM, El-Sebakhy IS (1988). Experimental study of flow in settling tanks. *Journal of Environmental Engineering* 114(5):1158:1174.

Mehta PR (1981). Separated flow through large sudden expansions. *Journal of the Hydraulics Division* 107:451-460.

Milisic V, Chebbo G (2005). Numerical tools for sediment management in sewers: application to storage-settling basins. *Proceedings of the 7th IAHS, April 2005, Foz do Iguaçu, Brazil.*

Morsi SA, Alexander AJ (1971). An investigation of particle trajectories in two-phase flow systems. *Journal of Fluid Mechanics* 55(2):193-208. (cité par Fluent, 2002)

Narasimha M, Brennan M, Holtham PN (2007). A review of CFD modelling for performance predictions of hydrocyclones. *Engineering Applications of Computational Fluid Dynamics* 1(2):109-125.

Oca J, Masaló I (2007). Design criteria for rotating flow cells in rectangular aquaculture tanks. *Aquacultural Engineering* 36:36-44.

Oca J, Masaló I, Reig L (2004). Comparative analysis of flow patterns in aquaculture rectangular tanks with different water inlet characteristics. *Aquacultural Engineering* 31:221-236.

Palau G, Weitbrecht V, Stösser T, Bleninger T, Hofmann B, Maier M, Roth K (2007). Numerical simulations to predict the hydrodynamics and the related mixing processes in water storage tanks. *Proceedings of the 32nd Congress of the IAHR (Harmonizing the Demands of Art and Nature in Hydraulics). 1-6 July 2007, Venice, Italy.*

Patankar SV, Spalding CB (1972). A calculation procedure for heat, mass and momentum transfer in three-dimensional parabolic flows. *International Journal of Heat and Mass Transfer* 15:1787-1798. (cite par Versteeg & Malalasekera, 1995)

Persson J (2000). The hydraulic performance of ponds of various layouts. *Urban Water* 2:243-250.

Persson J, Somes NLG, Wong THF (1999). Hydraulics efficiency of constructed wetlands and ponds. *Water Science and Technology* 40(3):291-300.

Pollert J, Stránský D (2003). Combination of computational techniques – evaluation of CSO efficiency for suspended solids separation. *Water Science and Technology* 47(4):157-166.

Qasim SR, Motley EM, Zhu G (2000). *Water works engineering – Planning, design & operation*. Prentice Hall.

Quadrio M, Luchini P (2003). Integral space-time scales in turbulent wall flows. *Physics of Fluids* 15(8):2219-2227.

Quarini G, Innes H, Smith M, Wise D (1996). Hydrodynamic modelling of sedimentation tanks. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part E, Journal of Process Mechanical Engineering* 210(2):83-91.

Rahimi M, Parvareh A (2005). Experimental and CFD investigation on mixing by a jet in a semi-industrial stirred tank. *Chemical Engineering Journal* 115:85-92.

Restivo A, Whitelaw JH (1978). Turbulence characteristics of the flow downstream of a symmetric plane sudden expansion. *Journal of Fluids Engineering* 100(3):308-310.

Rodi W (1995). Impact of Reynolds-average modelling in hydraulics. *Proceedings, Royal Society, Mathematical and Physical Sciences* 451(1951):141-164.

Saul AJ, Brownbill VR, Skipworth P, Roulston M, Lafond JM (1992). Laboratory investigations of shaft-tank efficiency. *Proceedings of the 3rd International Conference NOVATECH*. 4-6 May 1998, Lyon, France.

Saul AJ, Ellis DR (1992). Sediment deposition in storage tanks. *Water Science and Technology* 25(8):189-198.

Schmeeckle MW, Nelson JM (2003). Direct numerical simulation of bedload transport using a local, dynamic boundary condition. *Sedimentology* 50:279-301.

Schmidt S (2003). Détermination des caractéristiques physiques de particules utilisées sur un banc d'essai de capteurs vélocimétriques Doppler. Mémoire de fin d'études DUT, Université Louis Pasteur, Strasbourg, France.

Shields A (1936). Application of similarity principles and turbulence research to bed-load movement. California Institute of Technology. (cité par Graf & Altinakar, 1996)

Shirolkar JS, Coimbra CFM, Queiroz McQuay M (1996). Fundamental aspects of modelling particle dispersion in dilute flows. *Progress in Energy and Combustion Science* 22:363-399.

Smyth R (1979). Turbulent flow over a plane sudden expansion. *Journal of Fluids Engineering* 101:348-353.

Sontek (2001). Sontek ADVfield acoustic Doppler velocimeter: technical documentation. SonTek/YSI Inc.

Stamou AI (1995). Modelling of settling tanks – a critical review. *Transactions on Ecology and the Environment* 7:305-312.

Stamou AI (2007). Improving the hydraulic efficiency of water process tanks using CFD models. *Chemical Engineering and Processing*, article in press.

Stamou AI, Adams EW, Rodi W (1989). Numerical modeling of flow and settling in primary rectangular clarifiers. *Journal of Hydraulic Research* 27(5):665-682.

Stovin VR (1996). The prediction of sediment deposition in storage chambers based on laboratory observations and numerical simulation. PhD thesis, University of Sheffield, United Kingdom.

Stovin VR (2008). Sedimentation in storage chambers. Page personnelle, [en ligne], 23 juin 2008, disponible sur <http://www.urban-drainage-cfd.group.shef.ac.uk/scc/index.html#plate1>.

Stovin, VR, Grimm JP, Saul AJ (2002). Fine sediment retention in storage chambers: an assessment of time-dependent effects. *Water Science and Technology* 45(7):123-131.

Stovin VR, Saul AJ (1994). Sedimentation in storage tank structures. *Water Science and Technology* 29(1-2):363-372.

Stovin VR, Saul AJ (1996). Efficiency prediction for storage chambers using computational fluid dynamics. *Water Science and Technology* 33(9):163-170.

Stovin VR, Saul AJ (1998). A computational fluid dynamics (CFD) particle tracking approach to efficiency prediction. *Water Science and Technology* 37(1):285-293.

Stovin VR, Saul AJ, Drinkwater A, Clifforde I (1999). Field testing CFD-based predictions of storage chamber gross solids separation efficiency. *Water Science and Technology* 39(9):161-168.

Szymocha K (1984). An experimental analysis of the turbulent flow downstream of a plane sudden expansion. *Archives of Mechanics* 36(5-6):705-713.

Ta CT (1999). Computational fluid dynamic model of storm tank. *Proceedings of the 8th International Conference on Urban Storm Drainage, Sydney, Australia.*

Ta CT, Brignal WJ (1998). Application of computational fluid dynamics technique to storage reservoir studies. *Water Science and Technology* 37(2):219-226.

Ta TT (1988). Les bassins d'orage sur les réseaux d'assainissement – Expérience acquise à partir des réalisations actuelles. *Rapport de la Direction de l'Espace Rural et de la Forêt, Ministère de l'Agriculture, Paris, France.*

Torres A (2008). Décantation des eaux pluviales dans un ouvrage réel de grande taille : éléments de réflexion pour le suivi et la modélisation. *Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, France.*

Tyack JN, Fenner RA (1999). Computational fluid dynamics modelling of velocity profiles within a hydrodynamic separator. *Water Science and Technology* 39(9):169-176.

Van Doormal JP, Raithby GD (1984). Enhancements of the SIMPLE method for predicting incompressible fluid flows. *Numerical Heat Transfer* 7:147-163. (cité par Versteeg & Malalasekera, 1995).

Versteeg HK, Malalasekera W (1995). *An introduction to computational fluid dynamics*. Prentice Hall.

Wallis SG, Morgan CT, Lunn RJ, Heal KV (2006). Using mathematical modelling to inform on the ability of stormwater ponds to improve the water quality of urban runoff. *Water Science and Technology* 53(10):229-236.

Wilcox DC (1998). *Turbulence modeling for CFD*. DCW Industries.

Yvergniaux P (1989). *Simulation euléro-lagrangienne du transport de particules solides en suspension dans un écoulement turbulent en canal*, thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble, France.

Zhou S, McCorquodale JA (1992). Modeling of rectangular settling tanks. *Journal of Hydraulic Engineering* 118(10):1391-1405.

LISTE DES PUBLICATIONS ET COMMUNICATIONS

1. PUBLICATIONS

Dufresne M, Vazquez J, Terfous A, Ghenaim A, Poulet J-B (xxxx). CFD modeling of solids separation in three combined sewer overflow chambers. *Journal of Environmental Engineering* (accepté pour publication).

Dufresne M, Vazquez J, Terfous A, Ghenaim A, Poulet J-B (xxxx). Experimental investigation and CFD modelling of flow, sedimentation, and solids separation in a combined sewer detention tank. *Computers & Fluids* (accepté pour publication).

Dufresne M, Vazquez J, Terfous A, Ghenaim A, Poulet J-B (2008). Prévoir l'efficacité des bassins d'orage par modélisation 3D : du bassin expérimental à l'ouvrage réel. *La Houille Blanche* 5 (accepté pour publication).

Dufresne M, Terfous A, Ghenaim A, Poulet J-B, Vazquez J (2007). Modélisation 3D du transport et du dépôt de particules dans un pilote de bassin d'orage. *La Houille Blanche* 5:95-100.

Dufresne M, Vazquez J, Terfous A, Ghenaim A, Poulet J-B (2007). Vélocimétrie par images de particules dans un bassin d'orage. *Techniques Sciences Méthodes* 10:97-103.

2. COMMUNICATIONS

Dufresne M (2008). Criteria for predicting asymmetric and symmetric flows in rectangular detention tanks. *Proceedings of the 11th International Conference on Urban Drainage (ICUD)*. 31 août - 5 septembre 2008, Edinburgh, Royaume-Uni.

Dufresne M, Vazquez J, Terfous A, Ghenaim A, Poulet J-B (2007). La modélisation 3D comme outil de dimensionnement des bassins d'orage : du pilote expérimental à l'ouvrage réel. Actes du colloque « Transports solides et gestion des sédiments en milieux naturels et urbains » (Société Hydrotechnique de France). 28-29 novembre 2007, Lyon, France.

Dufresne M, Vazquez J, Terfous A, Ghenaim A, Poulet J-B (2007). Prediction of sedimentation in a storm-water tank pilot using computational fluid dynamics. Proceedings of the 9th International Symposium on Fluid Control, Measurement and Visualization (Flucome). 16-19 septembre 2007, Tallahassee, Etats-Unis d'Amérique.

Dufresne M, Vazquez J, Terfous A, Ghenaim A, Poulet J-B (2007). Sedimentation in storm-water tanks: bed shear stress versus bed turbulent kinetic energy. Proceedings of the 32nd Congress of the International Association of Hydraulic Engineering and Research (Harmonizing the Demands of Art and Nature in Hydraulics). 1-6 juillet 2007, Venise, Italie.

Dufresne M, Vazquez J, Terfous A, Ghenaim A, Poulet J-B (2007). Three-dimensional flow measurements and CFD modelling in a storm-water tank. Proceedings of the 6th International Conference – Sustainable techniques and strategies in urban water management (NOVATECH). 25-28 juin 2007, Lyon, France.

Dufresne M, Terfous A, Vazquez J, Ghenaim A, Poulet J-B (2006). Étude du transport et du dépôt de particules dans un bassin d'orage : des résultats expérimentaux à la modélisation 3D. Actes des Journées Doctorales de l'Hydrologie Urbaine (JDHU). 17-18 octobre 2006, Nantes, France.

Terfous A, Vazquez J, **Dufresne M**, Poulet J-B, Ghenaim A, Lipeme-Kouyi G, Vasile C (2006). Contribution to the 3D modelling of the suspended sediment flow in a storm-water tank by the use of the Particle Image Velocimetry (PIV). Proceedings of the 7th International Conference on Hydroinformatics (HIC). 4-8 septembre 2006, Nice, France.

Frey P, **Dufresne M**, Böhm T, Jodeau M, Ancy C (2006). Experimental study of bed load on steep slopes. Proceedings of the International Conference on Fluvial Hydraulics (River Flow). 6-8 septembre 2006, Lisbon, Portugal.

La modélisation 3D du transport solide dans les bassins en assainissement : du pilote expérimental à l'ouvrage réel

Résumé : En assainissement, la connaissance du transport solide est indispensable au choix des dimensions et à l'exploitation d'un bassin ; elle passe par la détermination préalable de l'écoulement. Pour y parvenir, expérimentation et modélisation numérique forment deux approches complémentaires. Les objectifs de cette thèse sont de tester, améliorer puis appliquer un modèle numérique de suivi de particules. En expérimentation, nous avons collecté une vaste banque de données sur l'écoulement et le transport solide (efficacité et localisation des dépôts) dans un pilote expérimental rectangulaire équipé d'une conduite d'entrée, d'une conduite de sortie et d'un trop-plein. Pour la modélisation numérique, nous avons utilisé un code de calcul commercial ; nous proposons pour le suivi de particules une nouvelle condition limite fondée sur le seuillage de l'énergie cinétique turbulente sur le fond du bassin. Le modèle numérique d'écoulement et de transport solide a été testé sur les données expérimentales pour définir son champ d'application, puis appliqué à un ouvrage grandeur nature. Enfin, nous avons trouvé des critères géométriques de prévision de l'écoulement dans les bassins rectangulaires.

Mots clés : assainissement, bassin, dépôt, écoulement, efficacité, expérimentation, hydraulique, modélisation numérique, ouvrage réel, pilote expérimental, suivi de particules, transport solide

Three-dimensional modelling of sediment transport in sewer detention tanks: physical model and real-life application

Abstract: The knowledge of sediment transport is required for the design and operation of sewer detention tanks; a prerequisite is to determine the flow pattern. To achieve these objectives experiments and numerical modelling are two complementary approaches. The aims of this work are to investigate, improve, and apply a particle-tracking model. We carried out many experimental tests in a rectangular physical model with one inlet (pipe) and two outlets (pipe and weir). Measurements have been performed of both flow pattern and sediment transport (efficiency, spatial distribution of deposits). Numerical simulations have been done by using a commercial software; we implemented a bed boundary condition based on turbulent kinetic energy in the particle tracking routine. Simulated and experimental results have been compared in order to investigate the range of application of the numerical model; we then applied it to a real-life work. Finally, we found geometrical criteria to predict the flow pattern in rectangular tanks.

Keywords: computational fluid dynamics, deposit, efficiency, experiment, flow, hydraulics, particle tracking, physical model, real-life work, sediment transport, sewer, tank