



École Doctorale Sciences Pour l'Ingénieur
ULP – INSA Strasbourg – ENGEES - URS

THESE

Présentée pour obtenir le grade de

Docteur de l'Université Louis Pasteur – Strasbourg I
Discipline : Sciences pour l'Ingénieur

par

Gislain LIPEME KOUYI

**EXPERIMENTATIONS ET MODELISATIONS
TRIDIMENSIONNELLES DE L'HYDRODYNAMIQUE ET DE LA
SEPARATION PARTICULAIRE DANS LES DEVERSOIRS D'ORAGE**

Soutenue publiquement le 16 décembre 2004

Membres du jury

Directeur de thèse : M. Jean - Bernard Poulet (Professeur INSA Strasbourg)
Rapporteur interne : M. Yves Remond (Professeur ULP - Directeur IMF2S, Strasbourg)
Rapporteur externe : M. Bernard Chocat (Professeur INSA Lyon)
Rapporteur externe : M. Willi H. Hager (Professeur VAW – ETHZ, Zürich)
Examineur : M. Olivier Blanpain (Professeur EPUL, Lille)
Examineur : M. José Vazquez (Maître de conférence ENGEES, Strasbourg)
Membre invité : M. Mathieu Zug (Directeur de programme Anjou Recherche)

REMERCIEMENTS

Les travaux de thèse présentés dans ce mémoire ont été réalisés grâce à la participation de plusieurs personnes que je tiens à remercier ici.

Je remercie :

M. Antoine-Georges **SADOWSKI**, responsable du laboratoire UPR « Systèmes Hydrauliques Urbains », pour m'avoir accueilli et pour sa bonne humeur,

M. Jean Bernard **POULET**, directeur de cette thèse, pour sa réactivité et ses conseils,

M. José **VAZQUEZ**, pour m'avoir fait partager sa connaissance scientifique, pour sa confiance et pour la qualité de son encadrement. Ses compétences et ses orientations m'ont souvent facilité la tâche.

J'adresse toute ma reconnaissance à M. Bernard **CHOCAT**, M. Willi H. **HAGER** et M. Yves **REMOND** pour avoir accepté de rapporter ce travail, ainsi qu'à M. Olivier **BLANPAIN** pour sa participation au jury.

Un grand merci à M. Mathieu **ZUG** (Direction Technique - Région Ouest Générale des eaux), Mme Céline **LEVECQ** et M. Christophe **ZOBRIST** (Véolia Water – Anjou Recherche), pour leur disponibilité et leur aide précieuse.

Je remercie M. Jean Bernard **BARDIAUX**, M. Martin **FISCHER**, M. Christian **BECK** et M. Robert **MOSE**, pour leur contribution et leur gentillesse.

Je remercie également M. Marc **BUYER** pour ses conseils et ses encouragements.

J'adresse mes remerciements à :

M. Adrien **WANKO**, M. Maher **ABDALLAH**, Mme Amadou **HAOUA** et tous les stagiaires du laboratoire SHU,

M. Nicolas **DOMANGE** et M. Georges **SCHMITT**.

Je remercie tout particulièrement ma fiancée **SONYA**, pour son soutien, ses encouragements sans faille et sa patience.

Je remercie le service de la bibliothèque de l'ENGEES et le secrétariat de la formation spécialisée pour leur gentillesse et leur efficacité.

Je remercie enfin toutes les personnes, qui, de près ou de loin, ont contribué à l'aboutissement de ce travail.

RESUME

Les contraintes réglementaires imposent la surveillance des rejets des systèmes d'assainissement, notamment ceux des déversoirs. Par conséquent, il devient indispensable de connaître les surverses en débit et en charge polluante rejetées par les déversoirs d'orage dans le milieu naturel.

Dans ce contexte, nous avons montré la possibilité de modéliser le comportement hydrodynamique et la séparation particulaire dans les déversoirs en utilisant un code de calcul 3D (FLUENT).

Dans un premier temps, nous avons modélisé en 2D et en 3D les écoulements dans un canal rectangulaire à surface libre (courbes de remous) et un venturi (prise en compte de l'entonnement). Dans un deuxième temps, nous avons testé la capacité du code à prédire un écoulement au droit d'un seuil avec apparition d'un ressaut hydraulique à l'aval de celui-ci. La comparaison des résultats numériques avec des mesures expérimentales a permis d'en déduire le type de maillage et le nombre de cellules nécessaires, les conditions aux limites utilisables ainsi que le modèle de turbulence pertinent.

Nous avons ensuite simulé en trois dimensions les écoulements dans les déversoirs d'orage latéraux. La validation est essentiellement faite sur les débits déversés, conservés et la surface libre en 3D, obtenus sur le pilote d'Obernai (Bas-Rhin). La mesure de la surface libre en 3D s'est faite grâce à l'adaptation d'un capteur de reconnaissance de forme en lumière structurée. La comparaison des surfaces libres mesurées et calculées met en évidence la capacité du code de calcul à localiser la surface libre (erreurs inférieures à 10 %). Le logiciel prédit également le partage des débits avec une erreur inférieure à 8 %, par rapport au partage réel de débits obtenu sur pilote. L'ensemble des tests réalisés a permis une meilleure connaissance des options de modélisation appropriées pour la simulation 3D des écoulements dans un déversoir.

La validation des modèles 3D de transport solide a été faite grâce à des données expérimentales provenant de l'étude bibliographique. Le modèle testé est fondé sur une approche lagrangienne et stochastique du mouvement de la particule. Nous nous sommes intéressés à une répartition de la granulométrie uniforme ainsi qu'aux masses totales déversées. Les résultats de comparaison entre l'expérimental et le calcul de ces masses sont proches de 5 %.

Enfin, nous avons appliqué les recommandations énoncées précédemment (maillage, conditions aux limites et turbulence) aux déversoirs complexes sur les sites de : Fontainebleau, Sélestat et Clichy. Nous avons montré le mode d'utilisation de la modélisation 3D pour comprendre le fonctionnement hydraulique de ces ouvrages. L'exploitation des résultats des simulations nous a fourni des renseignements importants en vue de mettre en place ou d'améliorer l'instrumentation des déversoirs complexes.

Mots clés : Déversoir d'orage, Hydrodynamique, Instrumentation, Modélisation 3D, Séparation particulaire

ABSTRACT

The lawful constraints impose the monitoring of the rejections of sewer networks, in particular those of the Combined Sewer Overflows (CSO). Consequently, it becomes essential to know the overflow rate and polluting load rejected by the CSO in the natural environment.

In this context, we showed the possibility of modelling the hydrodynamic behaviour and the particle separation of the CSO by using the 3D FLUENT CFD software.

Initially, we modelled in 2D and 3D a free surface rectangular channel and a venturi flume which represents a non-prismatic channel. In the second time, we tested the capacity of the code to predict the flow over weir with the appearance of a hydraulic jump downstream the weir. The comparison between the experimental and numerical results made it possible to deduce the type of the computational mesh, the number of the cells, the boundary conditions as well as the pertinent model of turbulence.

Then, we simulated in three dimensions the flows in the CSO. The validation is primarily made on the overflow rate, preserved flow and of the 3D free surface measurement, obtained on the pilot of Obernai. The measurement of the 3D free surface was done by the adaptation of new equipment made up of a projector and a numerical camera coupled to software of image processing. The comparison of the measured and calculated free surface highlights the capacity of the computer code to locate the free surface (errors lower than 10 %). The software also predicts the division of the flow discharge with an error lower than 8 %, compared to the real division of flow rates obtained experimentally. The whole of the tests carried out, allowed a better knowledge of the suitable options of 3D modelling of a CSO.

The validation of the 3D models concerning the transport of sediment was made by comparison to the experimental data found in the literature. The model tested is based on a Lagrangian and stochastic approaches of the particle movement. We were interested to an uniform particle size distribution as well as to the total poured masses. The comparison between the experimental and the simulated data shows an error lower than 5 %.

Finally, we have applied the recommendations stated previously (mesh, boundary conditions and turbulence model) to the complex CSO of the following sites: Fontainebleau, Sélestat and Clichy. We showed the mode of use of 3D modelling to understand the hydraulic operation of these complex works. The analysis of the results of simulations provided us significant information in order to set up or to improve the instrumentation of the complex CSO.

Key words : 3D modelling, CSO, Hydrodynamics, Instrumentation, Particle separation

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS	2
RESUME	3
SOMMAIRE	5
LISTE DES FIGURES	10
LISTE DES TABLEAUX	14
LISTE DES SYMBOLES	16
INTRODUCTION GENERALE	18
CHAPITRE 1 : PROBLEMATIQUE	19
CHAPITRE 2 : OBJECTIFS DE LA THESE	20
PARTIE 1 - FONCTIONNEMENT HYDRAULIQUE DES DEVERSOIRS D'ORAGE ET ETAT ACTUEL DES CONNAISSANCES	21
CHAPITRE 1 : FONCTIONNEMENT HYDRAULIQUE D'UN DEVERSOIR	23
1. Description et rôle des déversoirs d'orage	23
2. La courbe de fonctionnement	24
3. Exploitation de la courbe de fonctionnement.....	25
3.1. Principe de dimensionnement	25
3.2. Principe de diagnostic	25
4. Évolution de la ligne d'eau	26
5. Les différents déversoirs.....	29
CHAPITRE 2 : ÉTAT ACTUEL DES CONNAISSANCES	33
1. Modélisation de l'hydrodynamique dans les déversoirs d'orage	33
1.1. Définitions	34
1.2. Modélisation 1D	35
1.3. Modélisation 3D	38
2. Transport solide dans les déversoirs d'orage	41
2.1. Nature et origines de la pollution	41
2.1.1. La pollution atmosphérique	41
2.1.2. La pollution provenant des surfaces urbaines.....	41
2.1.3. La pollution provenant du réseau	42
2.2. Mécanismes de transport de la pollution particulaire.....	42
2.3. Quantités et caractéristiques de la pollution.....	43
2.3.1. Quantités.....	43
2.3.2. Caractéristiques	43
2.4. Étude expérimentale de la séparation particulaire dans les déversoirs	45
2.4.1. Choix des paramètres de l'expérimentation	45
2.4.2. Protocole expérimental	46
2.4.3. Comparaison des résultats	47
2.4.4. Conclusion de l'étude expérimentale	47
2.5. Modélisation du transport solide	48

2.5.1. Approche modélisatrice du transport solide	48
1.1.1. Modélisation 1D	49
1.1.2. Modélisation 3D	49
CHAPITRE 3 : CONCLUSION	52

PARTIE 2 - VALIDATION EXPERIMENTALE DES MODELES 3D POUR LES DEVERSOIRS D'ORAGE 53

CHAPITRE 1 : VALIDATION DES MODELES HYDRAULIQUES TRIDIMENSIONNELS.....	55
1. <i>Les modèles hydrauliques tridimensionnels</i>	55
1.1. Généralités sur les équations de Navier-Stokes	55
1.2. Équations et approches de résolution pour un écoulement turbulent.....	56
1.2.1. Définition et caractéristiques de l'écoulement turbulent	56
1.2.2. Approches de résolution des équations de l'écoulement turbulent.....	57
1.3. Modélisation de la surface libre	67
1.3.1. Généralités sur les modèles multiphasiques	67
1.3.2. Équations	68
1.4. Conditions initiales et aux limites	70
1.4.1. Conditions initiales.....	70
1.4.2. Conditions aux limites.....	70
2. <i>Méthode de résolution et convergence</i>	72
2.1. Méthode de résolution	72
2.2. Convergence	75
3. <i>Présentation du code de calcul</i>	77
3.1. Le pré-processeur GAMBIT	77
3.2. Le solveur FLUENT 6.....	77
3.3. Le post-processeur.....	78
4. <i>Méthodologie de validation</i>	79
4.1. Décomposition en phénomènes simples	79
4.2. Assemblage des phénomènes et interactions	80
5. <i>Données expérimentales en hydraulique</i>	81
5.1. Présentation des pilotes	81
5.1.1. Le pilote « canal à surface libre ».....	81
5.1.2. Le pilote « déversoir d'orage ».....	83
5.2. Mesure des débits sur le pilote « déversoir d'orage »	85
5.2.1. Protocole expérimental	85
5.2.2. Validation des mesures de débits.....	87
5.3. Mesure de la surface libre en 3D.....	88
5.3.1. Intérêt et applications de la métrologie optique.....	88
5.3.2. Méthode et principe de mesure de la surface libre	88
5.3.3. Méthode de validation des mesures 3D.....	91
5.3.4. Validation de la mesure sur le déversoir.....	96
5.4. Résultats expérimentaux en hydraulique.....	98
5.4.1. Outil de gestion	98
5.4.2. Surfaces libres 3D	99
5.5. Conclusion.....	102
6. <i>Validation des modèles hydrauliques tridimensionnels</i>	103
6.1. Validation des résultats numériques issus de la modélisation des phénomènes simples.....	103
6.1.1. Courbes de remous	103
6.1.2. Écoulement au droit d'un seuil et ressaut hydraulique	105
6.1.3. Prise en compte de l'entonnement.....	106
6.1.4. Conclusion.....	108
6.2. Validation des résultats de simulations des écoulements dans les déversoirs latéraux.....	110

6.2.1.	Comparaison des résultats : Déversoir latéral à crête basse	110
6.2.2.	Comparaison des résultats : Déversoir latéral à crête haute	119
7.	<i>Conclusion</i>	122
CHAPITRE 2 : VALIDATION DES MODELES DE TRANSPORT SOLIDE		124
1.	<i>Les modèles 3D de transport particulaire</i>	124
1.1.	Forces s'exerçant sur une particule isolée.....	124
1.2.	Le modèle « particle tracking ».....	125
1.2.1.	Équation fondamentale du modèle	126
1.2.2.	Hypothèses et paramètres du modèle	127
1.3.	Le modèle eulérien granulaire.....	129
1.3.1.	Fraction volumique.....	130
1.3.2.	Equation de continuité pour la phase q.....	130
1.3.3.	Equation de la conservation de la quantité de mouvement.....	130
2.	<i>Données expérimentales sur la séparation particulaire</i>	131
2.1.	Séparation solide – liquide par décantation.....	131
2.2.	Séparation particulaire dans les déversoirs	134
3.	<i>Validation des modèles de transport solide</i>	137
3.1.	Séparation solide – liquide par décantation.....	137
3.1.1.	Champ de vitesse.....	137
3.1.2.	Efficacités de décantation.....	139
3.1.3.	Distribution spatiale des particules décantées	141
3.1.4.	Conclusion.....	143
3.2.	Séparation particulaire dans un déversoir latéral	144
3.2.1.	Comparaison des résultats pour un débit conservé fixé à 0.18 l/s	144
3.2.2.	Comparaison des résultats pour un débit conservé fixé à 0.23 l/s	146
3.2.3.	Évaluation du « taux de dépollution » du déversoir étudié.....	148
3.2.4.	Conclusion.....	148
CHAPITRE 3 : CONCLUSION.....		149

PARTIE 3 - APPLICATION DE LA MODELISATION 3D A DES OUVRAGES EXISTANTS..... 151

CHAPITRE 1 : UTILITE DE LA MODELISATION DANS LE POSITIONNEMENT DES CAPTEURS.		153
CHAPITRE 2 : LE DEVERSOIR DE FONTAINEBLEAU		154
1.	<i>Contexte et objectifs de l'étude</i>	154
2.	<i>Description du site et géométrie de l'ouvrage</i>	155
3.	<i>Fonctionnement du déversoir</i>	157
3.1.	Par temps sec	157
3.2.	Par temps de pluie	159
4.	<i>Modélisation du déversoir</i>	162
4.1.	Géométrie et maillage du déversoir	162
4.2.	Conditions initiales, aux limites et modèle de turbulence.....	163
5.	<i>Résultats des simulations</i>	165
5.1.	Temps sec	165
5.2.	Temps de pluie	166
5.3.	Évolution de la surface libre.....	168
5.4.	Évolution des tirants d'eau	169
5.5.	Débits et vitesses	173
6.	<i>Traitement des résultats de simulation en temps de pluie</i>	177
6.1.	Modèle mathématique de déversement au niveau du seuil gauche.....	177
6.2.	Modèle mathématique de déversement au niveau du seuil droit	178
6.3.	Modèle mathématique de déversement au niveau du batardeau	179
7.	<i>Conclusion</i>	180

CHAPITRE 3 : INSTRUMENTATION DES DEVERSOIRS DE SELESTAT.....	181
1. Contexte et objectifs	181
2. Validation du principe de mesure sur pilote	182
3. Application au site de Sélestat	183
3.1. Description et fonctionnement général du réseau	183
3.2. Modélisation des déversoirs	184
3.2.1. Caractéristiques géométriques des ouvrages étudiés	184
3.2.2. Maillage.....	186
3.2.3. Conditions aux limites et initiales	187
3.2.4. Résultats des simulations.....	192
3.3. Positionnement des capteurs et modèles mathématiques de fonctionnement.....	195
3.3.1. Positionnement des capteurs sur site	195
3.3.2. Modèles mathématiques pour évaluer le fonctionnement hydraulique	195
3.3.3. Limites de la validité des modèles mathématiques.....	200
4. Conclusion.....	202
CHAPITRE 4 : LE DEVERSOIR DE CLICHY	203
1. Contexte et objectifs	203
2. Description et fonctionnement général des installations de l'usine de Clichy	205
2.1. Les missions	205
2.2. Arrivée des eaux	205
2.3. Départ des eaux	206
3. Modélisation du déversoir.....	207
3.1. Géométrie des canalisations d'alimentation et du déversoir	207
3.1.1. Géométrie des canalisations d'alimentation	207
3.1.2. Géométrie du déversoir	207
3.2. Maillage.....	208
3.3. Conditions aux limites et initiales	209
4. Traitement des résultats de simulation.....	211
4.1. Cas n°1 : Basses eaux.....	211
4.1.1. Évolutions de la surface libre et des tirants d'eau	211
4.1.2. Évolution du champ de vitesse	213
4.1.3. Débits	215
4.2. Cas n°2 : Hautes eaux	218
4.2.1. Évolution des hauteurs d'eau.....	218
4.2.2. Évolution du champ de vitesse	220
4.2.3. Débits	220
4.3. Cas n°3 : Hautes eaux (+ 0.6 m au-dessus du seuil)	222
4.3.1. Évolution des hauteurs d'eau.....	222
4.3.2. Évolution du champ de vitesse	223
4.3.3. Débits	223
4.4. Cas n°4 : Hautes eaux (+ 1.2m au-dessus du seuil)	223
4.4.1. Évolution des hauteurs d'eau.....	223
4.4.2. Évolution du champ de vitesse	224
4.4.3. Débits	224
4.5. Cas n°5 : Hautes eaux (+ 1.58m au-dessus du seuil)	225
5. Différences et ajustement des formules de déversement	225
5.1. Cas n°1 : Basses eaux.....	225
5.1.1. Différences entre les débits déversés pour le déversoir de 42 m	225
5.1.2. Ajustement de la formule SIAAP pour le déversoir de 42 m	226
5.1.3. Différences entre les débits déversés pour les seuils Marceau et Clichy.....	227
5.1.4. Ajustement de la formule SIAAP pour les seuils Marceau et Clichy	228
5.1.5. Amélioration de l'instrumentation.....	229
5.2. Cas n°2 : Hautes eaux	232

5.2.1.	Différences entre les débits déversés pour le déversoir de 42 m	232
5.2.2.	Différences entre les débits déversés pour les seuils Marceau et Clichy.....	232
5.3.	Cas n°3 : Hautes eaux (+0.6m au-dessus du seuil)	234
5.3.1.	Différences entre les débits déversés pour le déversoir de 42 m	234
6.	<i>Formules mathématiques générales de déversement</i>	235
6.1.	Formule générale : Seuil L3 de 42 m	235
6.2.	Formule générale : Seuil CLICHY et MARCEAU.....	237
7.	<i>Conclusion de l'étude du déversoir de Clichy</i>	241
CHAPITRE 5 :	CONCLUSION	242
CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES		243
BIBLIOGRAPHIE		247
ANNEXES		254
<i>Annexe 1 : Courbes de fonctionnement des déversoirs pilotes.....</i>		<i>256</i>
1.	Influence de l'entonnement.....	257
2.	Influence de la longueur et du nombre de crêtes.....	257
2.1.	Déversoirs sans entonnement.....	257
2.2.	Déversoirs avec entonnement	259
3.	Conclusion.....	260
<i>Annexe 2 : Localisation des sites étudiés</i>		<i>261</i>
<i>Annexe 3 : Maillage des déversoirs de Sélestat (DO A et C).....</i>		<i>262</i>
<i>Annexe 4 : Conditions aux limites et initiales pour les simulations (DO Sélestat).</i>		<i>263</i>
<i>Annexe 5 : Outil de traitement des données</i>		<i>266</i>
<i>Annexe 6 : Résultats des simulations : DO Fontainebleau et Sélestat.....</i>		<i>267</i>
<i>Annexe 7 : Localisation des capteurs des DO de Sélestat.....</i>		<i>268</i>
<i>Annexe 8 : Contexte réglementaire.....</i>		<i>269</i>
1.1.	La loi sur l'eau.....	269
1.2.	Surveillance et autosurveillance.....	272

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 : Schéma de principe du déversoir d'orage.....	23
Figure 1-2 : Principe de fonctionnement hydraulique du déversoir d'orage.....	24
Figure 1-3 : Lignes d'eau possibles dans un déversoir latéral prismatique.....	26
Figure 1-4 : Schéma du déversoir de type latéral à seuil bas.....	27
Figure 1-5 : Fonctionnement d'un déversoir d'orage latéral à seuil bas.....	27
Figure 1-6 : Schéma du déversoir de type latéral à seuil haut.....	28
Figure 1-7 : Schéma du déversoir de type latéral avec entonnement (vue de dessus).....	28
Figure 1-8 : Fonctionnement d'un déversoir latéral à seuil haut.....	28
Figure 1-9 : Canalisations d'entrée de l'usine de Clichy.....	29
Figure 1-10 : DO de Clichy.....	30
Figure 1-11 : Déversoir du réseau de Sélestat (DO E).....	30
Figure 1-12 : Déversoir du réseau de Sélestat (DO G).....	31
Figure 1-13 : Vue 3D du DO G.....	31
Figure 1-14 : Déversoir de Fontainebleau.....	32
Figure 1-15 : Vue 3D du déversoir de Fontainebleau.....	32
Figure 1-16 : Les principaux modes de transport de la pollution particulaire (Schéma tiré de (Zug, 1998)).....	42
Figure 1-17 : Notation des volumes de sédiments.....	45
Figure 2-1 : Schématisation d'une maille (hexaèdre) et du système de coordonnées qui lui est rapporté : $\zeta(x,y,z)$, $\xi(x,y,z)$, $\eta(x,y,z)$	72
Figure 2-2 : Schéma représentatif de l'algorithme SIMPLE.....	74
Figure 2-3 : Canal rectangulaire à surface libre.....	81
Figure 2-4 : Schéma simplifié du canal expérimental.....	82
Figure 2-5 : Vue d'ensemble du pilote « déversoir d'orage ».....	83
Figure 2-6 : Schéma simplifié de la boucle hydraulique.....	84
Figure 2-7 : Dispositif de mesure de débits.....	85
Figure 2-8 : Un micromoulinet.....	86
Figure 2-9 : Profils de vitesse obtenus.....	87
Figure 2-10 : Équipement de mesure de la surface libre en lumière structurée.....	89
Figure 2-11 : Schéma simplifié du dispositif de mesure de la surface libre.....	90
Figure 2-12 : Calibrage.....	92
Figure 2-13 : Position des plans de calibrage.....	93
Figure 2-14 : Image source d'un plan horizontal $h = 50$ mm.....	94
Figure 2-15 : Image correspondante traitée.....	94
Figure 2-16 : Perturbations au niveau de la frange d'ordre zéro.....	95
Figure 2-17 : Image source avec reflets.....	95
Figure 2-18 : Image source obtenue en prenant la médiane.....	95
Figure 2-19 : Image source d'un plan incliné.....	96
Figure 2-20 : Image correspondante traitée.....	96
Figure 2-21 : Position des points.....	96
Figure 2-22 : Exemple d'image source: régime fluvial.....	97
Figure 2-23 : Image correspondante traitée.....	97
Figure 2-24 : Exemple d'image source: ressaut hydraulique.....	97
Figure 2-25 : Image correspondante traitée.....	97
Figure 2-26 : Surface libre en régime fluvial.....	99
Figure 2-27 : Surface libre en régime torrentiel.....	100
Figure 2-28 : Surface libre dans le cas d'un ressaut hydraulique.....	101
Figure 2-29 : Maillage et Conditions aux limites pour le canal.....	103
Figure 2-30 : Comparaison des hauteurs d'eau.....	104
Figure 2-31 : Conditions aux limites et initiales pour la modélisation du seuil.....	105
Figure 2-32 : Comparaison des hauteurs d'eau.....	105

Figure 2-33 : Vue de dessus du venturi.....	106
Figure 2-34 : Conditions initiales et aux limites pour le venturi.....	106
Figure 2-35 : Influence du nombre de mailles suivant la longueur dans le venturi.....	107
Figure 2-36 : Influence du nombre de mailles suivant la hauteur dans le venturi.....	108
Figure 2-37 : Géométrie d'un déversoir latéral crête basse.....	110
Figure 2-38 : Maillage et conditions aux limites pour le déversoir latéral à crête basse.....	111
Figure 2-39 : Comparaison des surfaces libres mesurée et calculée en torrentiel.....	115
Figure 2-40 : Représentation des erreurs en torrentiel.....	115
Figure 2-41 : Comparaison des surfaces libres dans le cas d'un ressaut.....	116
Figure 2-42 : Représentation des erreurs dans le cas d'un ressaut.....	117
Figure 2-43 : Comparaison des surfaces libres en régime fluvial.....	117
Figure 2-44 : Représentation des erreurs en régime fluvial.....	118
Figure 2-45 : Exemple de maillage d'un déversoir à deux crêtes hautes avec entonnement.....	119
Figure 2-46 : Comparaison des surfaces libres mesurée et calculée pour le DO crête haute.....	120
Figure 2-47 : Représentation des erreurs pour le DO crête haute.....	121
Figure 2-48 : Dimensions de la cuve de décantation.....	131
Figure 2-49 : Champ de vitesse mesuré à $y = 0.15$ m (Stovin et Saul, 1994 ; Stovin et Saul, 1996 ; Stovin, 1996).....	131
Figure 2-50 : Champ de vitesse mesuré au fond de la cuve (Stovin et Saul, 1994 ; Stovin et Saul, 1996 ; Stovin, 1996).....	132
Figure 2-51 : Distribution spatiale des dépôts obtenue expérimentalement pour une vitesse d'entrée de 0.15 m/s (Stovin et Saul, 1994 ; Stovin et Saul, 1996 ; Stovin, 1996).....	133
Figure 2-52 : Distribution spatiale des dépôts obtenue expérimentalement pour une vitesse d'entrée de 0.36 m/s (Stovin et Saul, 1994 ; Stovin et Saul, 1996 ; Stovin, 1996).....	133
Figure 2-53 : Distribution spatiale des dépôts obtenue expérimentalement pour une vitesse d'entrée de 0.57 m/s (Stovin et Saul, 1994 ; Stovin et Saul, 1996 ; Stovin, 1996).....	133
Figure 2-54 : Photos du modèle de déversoir d'orage latéral à seuil unique haut (Kehrwiler, 1995).....	134
Figure 2-55 : Section droite dans le déversoir.....	135
Figure 2-56 : Comparaison des champs de vitesses expérimentales et simulées dans le plan $y = 0.15$ m.....	138
Figure 2-57 : Comparaison des champs de vitesses expérimentales et simulées au fond de la cuve.....	138
Figure 2-58 : Comparaison entre les efficacités expérimentales et simulées pour un diamètre des particules de $47 \mu\text{m}$	140
Figure 2-59 : Comparaison entre les efficacités expérimentales et simulées pour un diamètre des particules de $110 \mu\text{m}$	140
Figure 2-60 : Distribution spatiale des dépôts obtenue expérimentalement et par simulation pour une vitesse d'entrée de 0.15 m/s.....	141
Figure 2-61 : Distribution spatiale des dépôts obtenue expérimentalement et par simulation pour une vitesse d'entrée de 0.36 m/s.....	142
Figure 2-62 : Distribution spatiale des dépôts obtenue expérimentalement et par simulation pour une vitesse d'entrée de 0.57 m/s.....	142
Figure 2-63 : Maillage et conditions aux limites pour le déversoir à seuil unique haut.....	144
Figure 2-64 : Comparaison des parts massiques particulières déversées pour un diamètre de $50 \mu\text{m}$ et un débit conservé de 0.18 l/s.....	145
Figure 2-65 : Comparaison des parts massiques particulières déversées pour un diamètre de $100 \mu\text{m}$ et un débit conservé de 0.18 l/s.....	145
Figure 2-66 : Comparaison des parts massiques particulières déversées pour un diamètre de $150 \mu\text{m}$ et un débit conservé de 0.18 l/s.....	146
Figure 2-67 : Comparaison des parts massiques particulières déversées pour un diamètre de $50 \mu\text{m}$ et un débit conservé de 0.23 l/s.....	146
Figure 2-68 : Comparaison des parts massiques particulières déversées pour un diamètre de $100 \mu\text{m}$ et un débit conservé de 0.23 l/s.....	147
Figure 2-69 : Comparaison des parts massiques particulières déversées pour un diamètre de $150 \mu\text{m}$ et un débit conservé de 0.23 l/s.....	147
Figure 3-1 : Évolution de la ligne d'eau le long d'un déversoir fictif.....	153

Figure 3-2 : Schéma du déversoir de Fontainebleau	155
Figure 3-3 : Le collecteur d'apport vu vers l'amont, au niveau du batardeau.....	156
Figure 3-4 : Profil du collecteur Amont du déversoir de Fontainebleau	156
Figure 3-5 : Vue vers l'aval du déversoir	157
Figure 3-6 : Schéma du seuil et de la vanne (vue de dessus)	158
Figure 3-7 : Détail de la vanne (Vue de dessus).....	158
Figure 3-8 : Passage d'une « loi » de seuil dénoyé à une « loi » de seuil noyé	159
Figure 3-9 : Déversement au niveau du seuil du DO	160
Figure 3-10 : Surélévation du batardeau au niveau du coude.....	160
Figure 3-11 : Vue d'ensemble du maillage du DO de Fontainebleau	162
Figure 3-12 : Maillage au niveau du collecteur amont.....	163
Figure 3-13 : Surface libre obtenue pour un débit amont de $0.175 \text{ m}^3/\text{s}$ après ajustement de la hauteur du seuil aval (condition limite aval)	165
Figure 3-14 : Ligne d'eau au milieu du DO ($Q_{\text{amont}} = 0.175 \text{ m}^3/\text{s}$)	166
Figure 3-15 : Évolution de la hauteur d'eau sur le seuil en fonction du débit amont (mesures obtenues sur site)	167
Figure 3-16 : Évolution de la hauteur de la surface libre dans le déversoir ($Q = 2 \text{ m}^3/\text{s}$)	168
Figure 3-17 : Évolution de la hauteur de la surface libre au niveau du coude ($Q = 2.5 \text{ m}^3/\text{s}$).....	168
Figure 3-18 : Évolution de la hauteur de la surface libre dans le collecteur amont ($Q = 2 \text{ m}^3/\text{s}$).....	169
Figure 3-19 : Plan amont des profils de hauteurs d'eau	169
Figure 3-20 : Plans des profils de hauteurs d'eau le long des seuils droit et gauche.....	170
Figure 3-21 : Évolution de la ligne d'eau le long du seuil gauche en fonction du débit	170
Figure 3-22 : Évolution de la ligne d'eau le long du seuil droit en fonction du débit	171
Figure 3-23 : Évolution de la ligne d'eau au niveau du collecteur amont en fonction du débit	171
Figure 3-24 : Évolution du champ de vitesse au niveau de la surface libre (vue de dessus).....	174
Figure 3-25 : Vue de dessus des recirculations au niveau de la surface libre (après le coude)	174
Figure 3-26 : Vue de dessus des recirculations au niveau de la surface libre ($2 \text{ m}^3/\text{s}$).....	175
Figure 3-27 : Évolution du débit déversé par unité de longueur (seuil gauche).....	175
Figure 3-28 : Évolution du débit déversé par unité de longueur (seuil droit).....	176
Figure 3-29 : Emplacement du capteur dans le DO (Vue de dessus)	177
Figure 3-30 : Dispositif expérimental de mesure de débit avec les sondes ultrasons.....	182
Figure 3-31 : Plan de situation des DO de Sélestat	183
Figure 3-32 : Déversoir latéral du réseau de Sélestat (DO A).....	184
Figure 3-33 : Déversoir curviligne du réseau de Sélestat (DO 1)	184
Figure 3-34 : Maillage du déversoir le plus complexe du réseau de Sélestat.....	186
Figure 3-35 : Maillage des déversoirs de Sélestat	187
Figure 3-36 : Ligne de charge entre le DOA et le DO1 pour $Q = [2 \text{ à } 4,5] \text{ m}^3/\text{s}$	188
Figure 3-37 : Ligne de charge entre le DOA et le DO1 pour $Q = [0,9 \text{ à } 2] \text{ m}^3/\text{s}$	189
Figure 3-38 : Estimation du coefficient de perte de charge k	190
Figure 3-39 : Comparaison des « lois » Hamont = $f(V^2/2g)$	190
Figure 3-40 : Positionnement du seuil dans la conduite aval du DO A.....	191
Figure 3-41 : Évolution de la hauteur de la surface libre dans le déversoir ($Q = 5 \text{ m}^3/\text{s}$)	192
Figure 3-42 : Représentation des lignes de courant et du champ de vitesse dans le DO E – Vue de dessus ($Q = 5 \text{ m}^3/\text{s}$).....	193
Figure 3-43 : Évolution de la ligne d'eau dans l'axe du DO E en fonction du débit	193
Figure 3-44 : Évolution du débit déversé par unité de longueur (DO E)	194
Figure 3-45 : Exemple d'installation sur rail.....	195
Figure 3-46 : Surface libre du DO A ($Q = 5 \text{ m}^3/\text{s}$)	198
Figure 3-47 : Une vue du déversoir de Clichy	203
Figure 3-48 : Comportement 3D du déversoir de Clichy	204
Figure 3-49 : Schéma de l'usine de Clichy – Collecteurs d'arrivée	205
Figure 3-50 : Schéma de l'usine de Clichy – Collecteurs de départ.....	206
Figure 3-51 : Exemple de collecteur type à bateau	207
Figure 3-52 : Géométrie du déversoir de Clichy	208
Figure 3-53 : Maillage du déversoir de Clichy.....	208

Figure 3-54 : Schéma des conditions initiales.....	210
Figure 3-55 : Évolution de la hauteur de la surface libre dans le déversoir – $Q = 70 \text{ m}^3/\text{s}$ (cas n°1)..	211
Figure 3-56 : Évolution de la hauteur de la surface libre – Arrivée Clichy, Marceau et Chasses – $Q = 70 \text{ m}^3/\text{s}$ (cas n°1).....	211
Figure 3-57 : Positionnement des axes des profils en long	212
Figure 3-58 : Ligne d'eau en fonction du débit pour l'axe «42 m» (cas n°1)	212
Figure 3-59 : Ligne d'eau en fonction du débit pour l'axe Clichy (cas n°1).....	213
Figure 3-60 : Évolution du champ de vitesse au niveau de la surface libre – Vue de dessus - $Q = 70 \text{ m}^3/\text{s}$ - côté Clichy (cas n°1).....	214
Figure 3-61 : Évolution du champ de vitesse au niveau de la surface libre – Vue de dessus - $Q = 70 \text{ m}^3/\text{s}$ - côté Asnières (cas n°1)	214
Figure 3-62 : Évolution des lignes de courant pour $Q = 70 \text{ m}^3/\text{s}$ - Vue de dessus (cas n°1).....	215
Figure 3-63 : Évolution du débit déversé sur le seuil de 42 m par unité de longueur (cas n°1).....	217
Figure 3-64 : Évolution de la hauteur de la surface libre pour $Q = 120 \text{ m}^3/\text{s}$ (cas n°2).....	218
Figure 3-65 : Évolution de la ligne d'eau en fonction du débit pour l'axe 42 m (cas n°2)	219
Figure 3-66 : Lignes d'eau en fonction du débit pour l'axe Clichy (cas n°2)	219
Figure 3-67 : Évolution du champ de vitesse pour $Q = 120 \text{ m}^3/\text{s}$ – Vue de dessus (cas n°2).....	220
Figure 3-68 : Évolution du débit déversé par unité de longueur sur le seuil L3 (cas n°2)	221
Figure 3-69 : Évolution de la hauteur de la surface libre pour $Q = 120 \text{ m}^3/\text{s}$ (cas n°3).....	222
Figure 3-70 : Évolution de la ligne d'eau en fonction du débit pour l'axe 42 m (cas n°3)	222
Figure 3-71 : Évolution de la hauteur de la surface libre pour $Q = 120 \text{ m}^3/\text{s}$ (cas 4)	223
Figure 3-72 : Évolution de la ligne d'eau en fonction du débit pour l'axe 42 m (cas n°4)	224
Figure 3-73 : Position du point de mesure réel.....	225
Figure 3-74 : Comparaison des « lois » de déversement – cas n°1	227
Figure 3-75 : Nouvel emplacement du capteur à ultrasons (côté « Clichy »)	229
Figure 3-76 : Position du nouveau point de mesure de la hauteur d'eau sur le seuil « Clichy ».....	230
Figure 3-77 : Comparaison des « lois » de déversement pour le seuil « Clichy » (cas n°1)	231
Figure 3-78 : Comparaison des « lois » de déversement pour le déversoir de 42 m (cas n°2).....	232
Figure 3-79 : Comparaison des « lois » de déversement pour le seuil « Clichy » (cas n°2)	233
Figure 3-80 : Comparaison des « lois » de déversement pour le seuil de 42m (cas n°3).....	234
Figure 3-81 : Comparaison entre le coefficient a des formules ajustées et $a = f(h_2)$	236
Figure 3-82 : Comparaison entre le coefficient b des formules ajustées et $b = f(h_2)$	236
Figure 3-83 : Position du point de mesures envisagé (seuil Clichy)	238
Figure 3-84 : positionnement du capteur existant	239

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1-1 : Fourchettes de concentrations moyennes (Ellis, 1985 ; Philippe <i>et al.</i> , 1987 ; Chocat, 1992 ; Chebbo, 1992 ; Saget, 1994).....	43
Tableau 2-1 : Valeurs des constantes empiriques du modèle k- ϵ	59
Tableau 2-2 : Valeur des constantes du modèle k- ω	63
Tableau 2-3 : Erreurs sur les mesures de débits.....	87
Tableau 2-4 : Les différents tests.....	98
Tableau 2-5 : Cas de comparaison des débits et des surfaces libres (DO crête basse).....	111
Tableau 2-6 : Cas 1 : Comparaison des débits pour 6 000 cellules.....	112
Tableau 2-7 : Cas 1 : Comparaison des débits pour 20 000 cellules.....	112
Tableau 2-8 : Cas 1 : Comparaison des débits pour 60 000 cellules.....	112
Tableau 2-9 : Cas 2 : Comparaison des débits pour 6 000 cellules.....	112
Tableau 2-10 : Cas 2 : Comparaison des débits pour 20 000 cellules.....	113
Tableau 2-11 : Cas 2 : Comparaison des débits pour 60 000 cellules.....	113
Tableau 2-12 : Cas 3 : Comparaison des débits pour 6 000 cellules.....	113
Tableau 2-13 : Cas 3 : Comparaison des débits pour 20 000 cellules.....	113
Tableau 2-14 : Cas 3 : Comparaison des débits pour 60 000 cellules.....	114
Tableau 2-15 : Cas de comparaison des débits et des surfaces libres (DO crête haute).....	119
Tableau 2-16 : Comparaison des débits (DO crête haute).....	120
Tableau 2-17 : Efficacités expérimentales en fonction de la vitesse d'entrée (Stovin et Saul, 1994 ; Stovin et Saul, 1996 ; Stovin, 1996).....	132
Tableau 2-18 : Volumes de sédiments pour différents débits d'entrée (débit conservé fixé à 0.18 l/s) (Kehrwiller, 1995).....	135
Tableau 2-19 : Volumes de sédiments pour différents débits d'entrée (débit conservé fixé à 0.23 l/s) (Kehrwiller, 1995).....	136
Tableau 2-20 : Maillages utilisés pour la cuve de décantation.....	137
Tableau 2-21 : Paramètres utilisés pour le calcul des trajectoires des particules.....	139
Tableau 2-22 : Conditions aux niveau des parois de la cuve.....	139
Tableau 2-23 : Évaluation des « taux de dépollution » en fonction des débits amont.....	148
Tableau 3-1 : Hauteurs initiales (collecteur amont).....	163
Tableau 3-2 : Comparaison des hauteurs d'eau mesurées et calculées au dessus du seuil de mesure (compartiment aval) en période de temps sec.....	165
Tableau 3-3 : Débits déversés au niveau de chaque seuil en fonction du débit amont.....	173
Tableau 3-4 : Répartition des débits déversés.....	173
Tableau 3-5 : Différences entre les débits déversés calculées par la simulation et par la « loi » pour le seuil gauche.....	178
Tableau 3-6 : Différences entre les débits déversés calculés par la simulation et par la « loi » pour le seuil droit.....	178
Tableau 3-7 : Différences obtenues en mesurant la hauteur d'eau à 20 cm du seuil gauche.....	179
Tableau 3-8 : Différences entre les débits déversés calculés par la simulation et par la « loi » pour le batardeau.....	179
Tableau 3-9 : Caractéristiques géométriques des déversoirs.....	185
Tableau 3-10 : Caractéristiques géométriques des collecteurs.....	186
Tableau 3-11 : Relation « hauteur/débit » à l'amont et à l'aval de la conduite A-1.....	189
Tableau 3-12 : Relation « Hauteur/Débit » à l'amont et à l'aval de la conduite C-A.....	191
Tableau 3-13 : Différences entre débits déversés simulés et calculés pour le DO 1.....	196
Tableau 3-14 : Différences entre débits déversés simulés et calculés pour le DO G.....	197
Tableau 3-15 : Différences entre débits déversés simulés et calculés pour le DO A.....	198
Tableau 3-16 : Différences entre débits déversés simulés et calculés pour le DO C.....	199
Tableau 3-17 : Différences entre débits déversés simulés et calculés pour le DO E.....	199
Tableau 3-18 : Différences entre débits déversés simulés et calculés pour le DO M.....	199
Tableau 3-19 : Répartition des débits déversés calculés pour chaque terme de la « loi » (DO M).....	200
Tableau 3-20 : Erreurs sur les débits déversés simulés et calculés avec la « loi » pour le DO M.....	200

Tableau 3-21 : Répartition des débits d'entrée dans le DO de Fontainebleau.....	209
Tableau 3-22 : Configurations envisagées pour les simulations du déversoir.....	210
Tableau 3-23 : Répartition des débits entrants et sortants dans le DO de Clichy (cas n°1)	215
Tableau 3-24 : Répartition de débits transitant dans les 6 canaux à l'aval du DO de Clichy (cas n°1)	216
Tableau 3-25 : Répartition des débits déversés en fonction de chaque seuil (cas n°1)	216
Tableau 3-26 : Répartition de débits transitant dans les 6 canaux à l'aval du DO de Clichy (cas n°2)	220
Tableau 3-27 : Répartition des débits déversés en fonction de chaque seuil (cas n°2 - DO Clichy)...	221
Tableau 3-28 : Écarts entre les débits calculés avec la relation du SIAAP et ceux simulés (seuil L3 - cas n°1)	226
Tableau 3-29 : Écarts entre les débits simulés et ceux calculés avec la formule ajustée (seuil L3 - cas n°1)	226
Tableau 3-30 : Écarts entre les débits calculés avec la relation du SIAAP et ceux simulés (seuils Clichy - cas n°1).....	228
Tableau 3-31 : Écarts entre les débits simulés et ceux calculés avec la formule ajustée (seuils Clichy - cas n°1).....	229
Tableau 3-32 : Différences entre les débits déversés avec le nouveau point de mesures (seuil Clichy)	230
Tableau 3-33 : Différences pour le coefficient a - seuil L3	235
Tableau 3-34 : Différences pour le coefficient b - seuil L3.....	236
Tableau 3-35 : Différences entre les débits déversés simulés et calculés avec la formule générale (seuil L3)	237
Tableau 3-36 : Différences entre les débits déversés simulés et calculés avec la formule générale (h ₁ mesurée à proximité du seuil Clichy)	238
Tableau 3-37 : Différences entre les débits déversés simulés et calculés avec la formule générale (h ₁ mesurée à proximité du seuil L3)	239

LISTE DES SYMBOLES

◆ Lettres latines

Symbole	Signification	Dimension
C_D	Coefficient de traînée	(-)
D	Distance caractéristique de l'écoulement	L
d_{\max}	Diamètre maximal d'un ensemble de particules	L
d_p	Diamètre équivalent de la particule	L
F_D	Force de traînée	$M.L.T^{-2}$
g	Accélération de la pesanteur	$M.L.T^{-2}$
H, h	Hauteur d'eau	L
k	Energie cinétique turbulente	$L^2.T^{-2}$
k_s	Tailles des aspérités	L
K	Coefficient de rugosité de Strickler	$L^{1/3}.T^{-1}$
M_e	Masse à l'entrée du décanteur	M
M_s	Masse à la sortie du décanteur	M
P	Pression locale du fluide	$M.L^{-1}.T^{-2}$
\bar{P}	Pression locale moyenne du fluide en régime turbulent	$M.L^{-1}.T^{-2}$
P_{ij}	Terme de production	$L^2.T^{-3}$
Re	Nombre de Reynolds	(-)
R_{ij}	Contraintes de Reynolds	$L^2.T^{-2}$
S_Φ	Terme puits/source	$M.L^3.T^{-1}$
T	Échelle de temps	T
T_L	Échelle de temps Lagrangienne	T
U_i	Composantes des vitesses instantanées en régime turbulent	$L.T^{-1}$
\bar{U}_i	Composantes de la vitesse moyenne en régime turbulent	$L.T^{-1}$
v	Composante de la vitesse suivant l'axe des y	$L.T^{-1}$
V_p	Volume de la particule	L^3
ω	Taux de dissipation spécifique	T^{-1}
w	Composante de la vitesse suivant l'axe des z	$L.T^{-1}$
w_k	Composantes du vecteur de rotation	T^{-1}
x_i	Coordonnées cartésiennes en notation tensorielle	L

◆ Lettres grecques

Symbole	Signification	Dimension (-)
δ_{ij}	Symbole de Kroneker	
ε	Taux de dissipation d'énergie cinétique turbulente	$L^2.T^{-3}$
ε_{ij}	Terme de dissipation	$L^2.T^{-3}$
μ_t	Viscosité dynamique turbulente	$M.L^{-1}.T^{-1}$
ρ	Masse volumique	$M.L^{-3}$
Φ	Grandeur physique (vitesse, pression...)	
Γ	Coefficient de diffusion	$M.L^{-1}.T^{-1}$
Ω	Vorticité	T^{-1}
Ω_{ij}	Terme de transport dû au mouvement de rotation	$L^2.T^{-3}$
Π_{ij}	Terme de transport dû aux interactions turbulentes Contraintes / Pression	$L^2.T^{-3}$

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre 1 : PROBLEMATIQUE

Les déversoirs d'orage assurent la régulation hydraulique des effluents unitaires en réseau d'assainissement en temps de pluie. Ils constituent en quelque sorte la « soupape de sécurité » en amont généralement d'une station de traitement des eaux usées. Cependant, ils sont des vecteurs privilégiés de la pollution apportée au milieu naturel. En outre, la complexité de leur fonctionnement hydraulique pose parfois le problème de leur « bon » dimensionnement.

Pour faire un état des lieux des dysfonctionnements possibles de ces ouvrages, la loi sur l'eau du 3 janvier 1992 (*Annexe 8*), a introduit la prise en compte des pollutions produites et rejetées par les systèmes d'assainissement. Par conséquent, il devient indispensable de maîtriser le comportement hydraulique des déversoirs d'orage et de pouvoir mesurer ou évaluer les débits, volumes et flux de pollution rejetés à leur niveau.

La surveillance des rejets des déversoirs peut être réalisée soit par une estimation via la modélisation (débits rejetés et charge polluante), soit par une mesure en continu. Mais, les difficultés liées au fonctionnement hydraulique de ces ouvrages compliquent la tâche de plusieurs acteurs (techniciens, ingénieurs, ...) en réseau d'assainissement.

En effet, le comportement hydrodynamique d'un déversoir d'orage est caractérisé par un régime turbulent et un écoulement clairement tridimensionnel à surface libre et/ou en charge. En fonction des conditions aux limites et de la géométrie de l'ouvrage, les régimes d'écoulement du type fluvial ou torrentiel peuvent s'y établir. Ainsi, il est possible qu'un ressaut hydraulique se développe dans ou à l'extérieur de l'ouvrage.

Afin de mieux appréhender ces phénomènes hydrauliques, nous avons abordé le problème de façon méthodique en utilisant une approche modélisatrice. Nous avons montré la possibilité de modéliser les déversoirs en se servant du code de calcul tridimensionnel FLUENT[®]. Ce genre d'outil permet de s'affranchir des paramètres de calage et de validation sur site.

Chapitre 2 : OBJECTIFS DE LA THESE

Cette étude vise à exploiter les résultats issus de la modélisation 3D pour cerner le comportement hydrodynamique des déversoirs d'orage complexes (déversoirs latéraux) et estimer les quantités (en terme de masse) de la pollution particulaire déversée.

Dans la première partie, nous présentons les difficultés liées au fonctionnement hydraulique d'un déversoir et répertorions l'ensemble des investigations menées sur la modélisation de l'hydrodynamique et du transport solide dans les déversoirs d'orage.

Nous mettrons en évidence le caractère tridimensionnel des écoulements dans ces ouvrages.

La deuxième partie détaille une méthodologie de validation des modèles tridimensionnels en hydraulique et en pollution (MES) par rapport à des mesures expérimentales en laboratoire. Les mesures réelles en hydraulique sont obtenues sur deux pilotes situés à Obernai (Bas-Rhin). Les données expérimentales permettant notamment de valider les résultats des simulations 3D de la séparation particulaire dans un déversoir latéral proviennent de l'étude bibliographique.

Dans la troisième partie, nous utilisons ces modèles validés pour étudier quelques déversoirs complexes sur les sites de : Fontainebleau, Sélestat et Clichy. Nous montrerons le mode d'utilisation de la modélisation 3D pour comprendre le fonctionnement hydraulique de ces ouvrages.

Les simulations nous permettront de connaître les différentes formes de lignes d'eau, le champ de vitesse et l'évolution du débit déversé le long de la crête. L'exploitation de ces résultats fournira des renseignements importants dans le but de mettre en place ou d'améliorer l'instrumentation des déversoirs complexes.

**PARTIE 1 -
FONCTIONNEMENT
HYDRAULIQUE DES DEVERSOIRS
D'ORAGE ET ETAT ACTUEL DES
CONNAISSANCES**

Cette partie présente les difficultés liées au fonctionnement hydraulique d'un déversoir et regroupe les investigations menées sur la modélisation de l'hydrodynamique et du transport solide dans les Déversoirs d'Orage (DO).

Dans un premier temps, nous donnerons une description des déversoirs d'orage et les différentes formes de lignes d'eau susceptibles de s'y établir. Nous mettrons en évidence le caractère tridimensionnel des écoulements dans ces ouvrages.

Dans un second temps, nous ferons un bilan des différentes connaissances sur l'hydrodynamique dans les DO et la pollution véhiculée à travers ces derniers. Nous présenterons quelques résultats expérimentaux sur la séparation particulaire dans ces ouvrages et nous rappellerons les modèles existants permettant la modélisation du transport solide en réseau d'assainissement.

Chapitre 1 : FONCTIONNEMENT HYDRAULIQUE D'UN DEVERSOIR

Après une description sommaire d'un déversoir d'orage, ainsi que de son rôle en réseau d'assainissement, nous exposerons quelques exemples de lignes d'eau observables le long d'un déversoir. Nous montrerons également le type de déversoirs que nous avons étudié.

1. Description et rôle des déversoirs d'orage

Un déversoir d'orage est un ouvrage de contrôle aval permettant une régulation hydraulique des effluents en réseau d'assainissement. Les déversoirs permettent une économie sur les dimensions des ouvrages situés à l'aval. L'élément caractéristique d'un déversoir d'orage est l'ouvrage de dérivation.

Les déversoirs d'orage sont généralement installés sur les réseaux unitaires dans le but de limiter les apports au réseau aval. Cette limitation permet de protéger les populations urbaines des inondations et la station d'épuration (STEP) d'une surcharge hydraulique en cas de pluie. Il rejette directement une partie des effluents au milieu naturel lorsque le débit à l'amont dépasse une certaine valeur que l'on appelle réglementairement « débit de référence ».

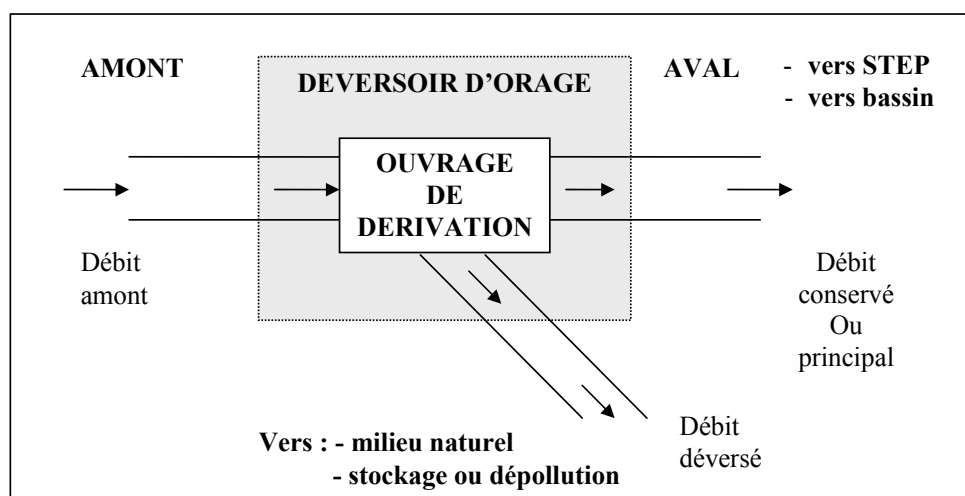


Figure 1-1 : Schéma de principe du déversoir d'orage

Un déversoir d'orage doit assurer trois fonctions principales :

- ◆ laisser transiter le débit des eaux usées de temps sec sans déversement et sans faire trop chuter la vitesse de l'écoulement afin de limiter la décantation des matières en suspension présentes dans l'effluent,
- ◆ laisser transiter le débit de référence, c'est à dire le débit maximal admis à l'aval, sans déversement,
- ◆ déverser le débit excédentaire de pluie (au delà du débit de référence) sans mise en charge, sans favoriser la décantation dans la conduite amont et sans surcharge excessive de débit dans le réseau à l'aval.

2. La courbe de fonctionnement

D'un point de vue hydraulique, le fonctionnement peut être caractérisé par la courbe suivante :

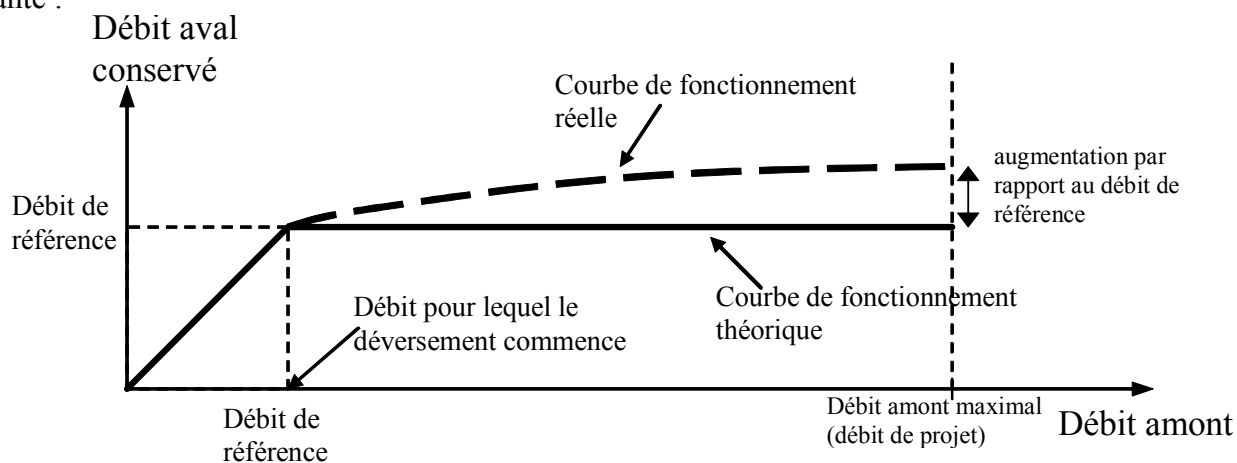


Figure 1-2 : Principe de fonctionnement hydraulique du déversoir d'orage

Le débit de référence peut être par exemple le débit admissible par la station de traitement des eaux usées ou le débit critique (débit de protection du milieu naturel). Le débit amont maximal est le débit de projet (souvent noté Q_{10}).

La courbe de fonctionnement théorique représente le cas de régulation idéal pour lequel, quelque soit le débit amont supérieur au débit de référence, le débit conservé est égal au débit de référence. La mise en fonctionnement d'un tel déversoir nécessite une régulation dynamique contrôlée par exemple par une vanne autorégulée ou par une pompe. Dans le cas des déversoirs statiques, la courbe réelle nous montre que, quelque soit le déversoir, à partir du moment où le débit amont dépasse le débit de référence, le débit aval continue à augmenter. La caractérisation hydraulique d'un déversoir se fera donc en calculant :

- ◆ le débit de référence,
- ◆ l'augmentation du débit aval par rapport au débit de référence et ce pour un débit amont maximal.

L'intérêt de la modélisation est de pouvoir prédire le dimensionnement ou le diagnostic des DO à partir de la construction de la courbe de fonctionnement.

3. Exploitation de la courbe de fonctionnement

3.1. Principe de dimensionnement

Les données initiales sont le débit de référence et le débit amont maximal, en fonction des objectifs de protection (protection du milieu naturel, protection de la ville contre l'inondation) qui doivent être assurés par le réseau d'assainissement.

Dans le cas des déversoirs à crête, le débit de référence permet de déterminer la hauteur de crête, la pente du DO ainsi que l'entonnement du seuil.

Le débit amont maximal impose non seulement la longueur et la pente de la crête, mais aussi son entonnement. On a donc un couplage des paramètres à déterminer en fonction des débits de dimensionnement. Ce dimensionnement se fait de telle sorte que l'augmentation du débit aval, pour le débit amont maximal, soit au maximum de 20 à 40 % du débit de référence.

Plus on sera exigeant sur le pourcentage d'augmentation (par exemple 10 %), plus il sera difficile de concevoir un déversoir répondant aux critères de fonctionnement. Dans certains cas, il faudra même prévoir une automatisation coûteuse (exemple : vanne mobile asservie à une mesure de hauteur d'eau), alors qu'en acceptant un pourcentage légèrement plus important (20 à 30 %) le choix du déversoir peut être sans automatisme et donc plus facile à exploiter.

3.2. Principe de diagnostic

Connaissant la géométrie de l'ouvrage (hauteur et longueur de crête, pente amont et aval...), on calcule, dans un premier temps, le débit de référence. Dans un deuxième temps, on détermine l'augmentation du débit aval par rapport au débit de référence quand l'ouvrage est soumis au débit amont maximal.

4. Évolution de la ligne d'eau

La forme de la ligne d'eau résulte du comportement hydraulique de l'ouvrage. La ligne d'eau est donc une caractéristique importante à prendre en compte.

L'analyse du fonctionnement hydraulique des déversoirs a fait l'objet de nombreuses études. Les chercheurs se sont surtout intéressés aux déversoirs frontaux (Chow, 1959 ; Carlier, 1972). A cet effet, plusieurs approches empiriques et théoriques ont été établies notamment pour la détermination du débit au-dessus du seuil déversant.

Par contre, celle du fonctionnement hydraulique des déversoirs latéraux a pour sa part été plus tardive. La variation de la hauteur d'eau le long du seuil introduit en effet une difficulté supplémentaire. En observant l'écoulement sur un déversoir latéral à crête basse (figure 1-4), on constate que le tirant d'eau n'est pas constant sur la crête.

Concrètement, les travaux de Frazer puis de James et Mitri ont permis de décrire les lignes d'eau possibles dans un déversoir (Chocat, 1997). On peut observer qu'en régime torrentiel dans le DO (d) la ligne d'eau descend, alors qu'en régime fluvial (a) elle monte dans le cas du déversoir prismatique (sans entonnement du seuil).

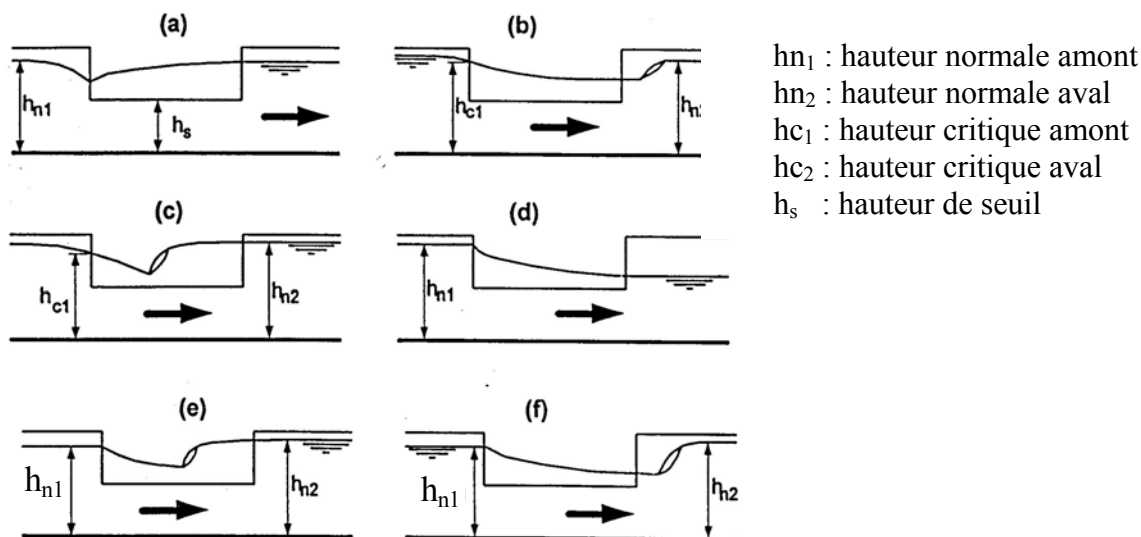


Figure 1-3 : Lignes d'eau possibles dans un déversoir latéral prismatique

Dans le cas du déversoir non prismatique le nombre de formes de lignes d'eau susceptibles d'apparaître dans le déversoir est encore plus important (Hager, 1999).

Afin de montrer la complexité du fonctionnement hydraulique de ces ouvrages, la figure 1-5 représente un déversoir d'orage latéral à crête basse en cours de déversement. Un déversoir à crête basse est un déversoir dont la hauteur de crête est inférieure à la hauteur de la conduite aval. La conduite aval est généralement à surface libre lors d'un déversement.

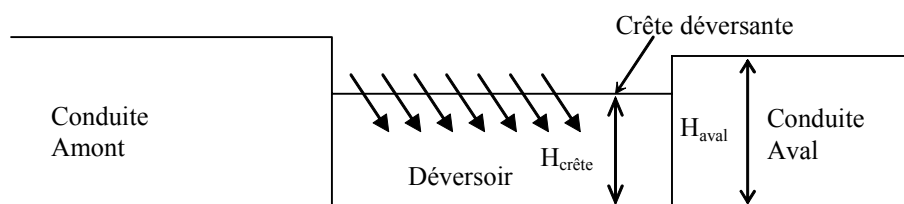


Figure 1-4 : Schéma du déversoir de type latéral à seuil bas

H_{aval} et $H_{crête}$ représentent respectivement la hauteur de la génératrice supérieure de la conduite aval et la hauteur de crête.

On constate qu'il déverse un peu à l'amont et beaucoup à l'aval de la crête alors qu'en partie centrale, il n'y a pas de déversement. Aux deux tiers de la crête déversante, on a une élévation rapide de la ligne d'eau qui traduit la présence d'un ressaut hydraulique.

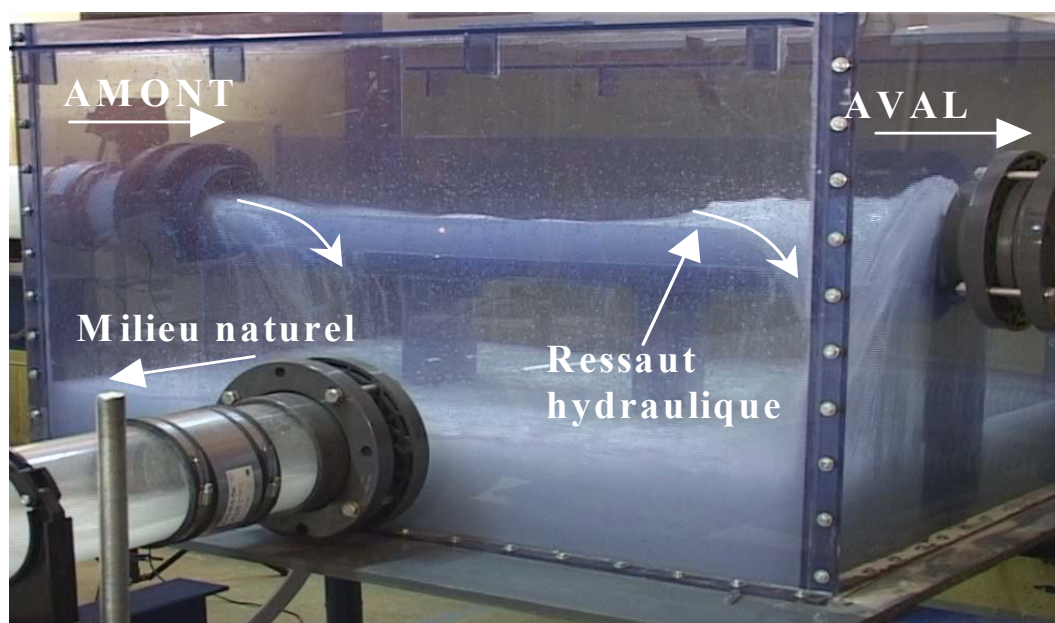


Figure 1-5 : Fonctionnement d'un déversoir d'orage latéral à seuil bas

La figure 1-8 représente un déversoir latéral à crête haute avec entonnement. Un déversoir à seuil haut est un déversoir dont la hauteur de crête est supérieure à la hauteur de la conduite aval. Celle-ci est donc généralement en charge lors d'un déversement. Dans ce type de déversoir, il est possible de prendre en compte l'entonnement, c'est à dire la diminution de la section le long du déversoir. Cette contraction est caractérisée par l'angle d'inclinaison de la crête par rapport à la conduite amont (figure 1-7).

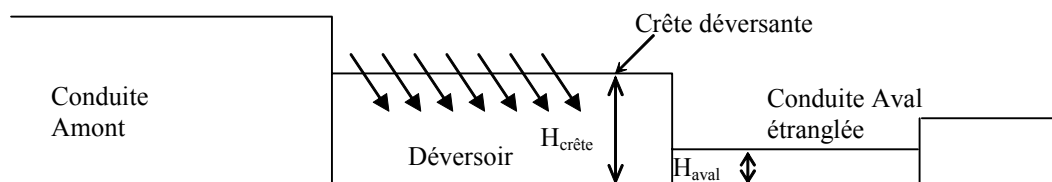


Figure 1-6 : Schéma du déversoir de type latéral à seuil haut

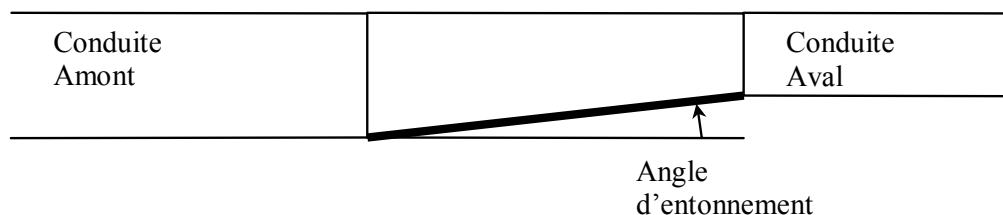


Figure 1-7 : Schéma du déversoir de type latéral avec entonnement (vue de dessus)

D'un point de vue hydraulique, dès qu'il y a déversement, la conduite aval est en charge. Dans ce type d'ouvrage, il y a souvent une réduction de diamètre entre la conduite d'entrée (amont) et la conduite aval, cela se traduit par une diminution de la section. Les effets de cet entonnement et de la mise en charge de la conduite aval génèrent une élévation importante de la ligne d'eau à l'aval. Les mêmes phénomènes ont été observés par Del Giudice et Hager (1999).

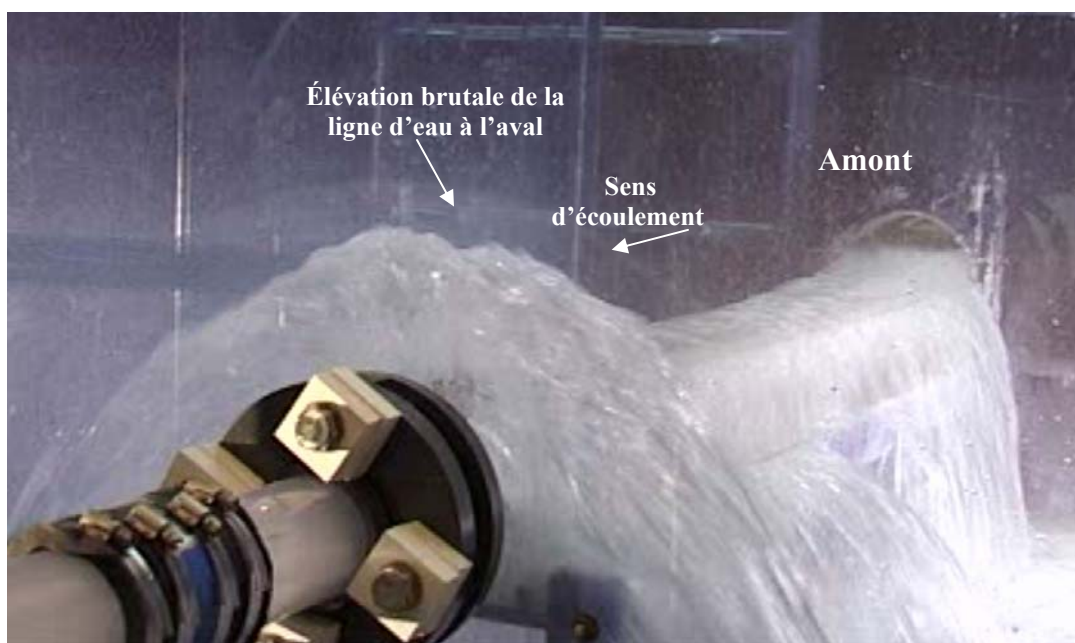


Figure 1-8 : Fonctionnement d'un déversoir latéral à seuil haut

5. Les différents déversoirs

Il existe plusieurs types de déversoirs d'orage. Il est donc possible d'élaborer plusieurs classifications selon que l'on s'intéresse aux principes constructifs utilisés ou au mode de fonctionnement des ouvrages.

L'étude de Béziat (1997) a débouché sur la création d'une base de données regroupant les différentes caractéristiques des déversoirs. La classification a été affinée en définissant treize classes au lieu de quatre (déversoirs frontaux et latéraux, à seuil haut et bas). Les déversoirs latéraux représentent près de 73 % des déversoirs répertoriés dans son étude. Ce fort pourcentage justifie notre choix d'étudier entre autres les déversoirs latéraux.

Il existe d'autres critères de classification. La classification élaborée par Garcia Salas (2003) par exemple, repose sur le croisement des critères suivants : la position du dispositif de dérivation, le mode de fonctionnement et le degré de difficulté de représentation de la géométrie.

Dans ce paragraphe, nous ne détaillons pas de façon exhaustive les différents DO existants.

Une certaine catégorie de déversoirs reste difficile à intégrer dans les classifications décrites précédemment. Les figures suivantes montrent quelques déversoirs complexes. L'ouvrage représenté à la figure 1-10 est le déversoir de Clichy appelé aussi usine de Clichy.

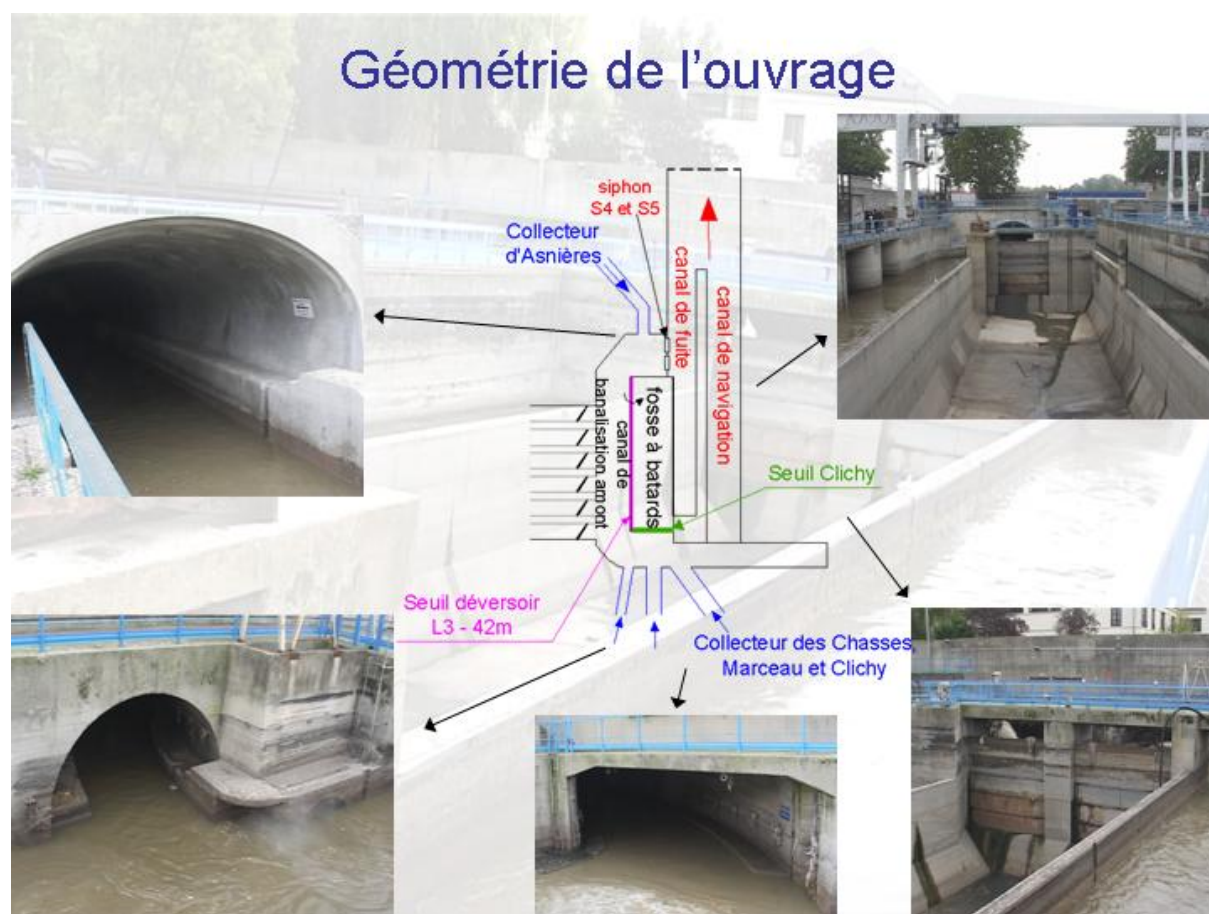


Figure 1-9 : Canalisations d'entrée de l'usine de Clichy



Figure 1-10 : DO de Clichy

Ce déversoir a un fonctionnement hydraulique tridimensionnel, avec plusieurs entrées, plusieurs sorties et une crête de 42 m.

Le déversoir de la figure 1-11 a également une géométrie complexe.



Figure 1-11 : Déversoir du réseau de Sélestat (DO E)

Ce déversoir a plusieurs arrivées dont une entrée perpendiculaire à la crête. C'est un déversoir globalement latéral, mais en même temps frontal.

Les figures 1-12, 1-13 et 1-14 montrent d'autres types de déversoirs complexes modélisés.



Figure 1-12 : Déversoir du réseau de Sélestat (DO G)

Le DO G dans le réseau de Sélestat est caractérisé par un coude à 90° et par une conduite de sortie étranglée conduisant à une station de pompage. Toutes ces caractéristiques géométriques rendent son fonctionnement hydraulique complexe.

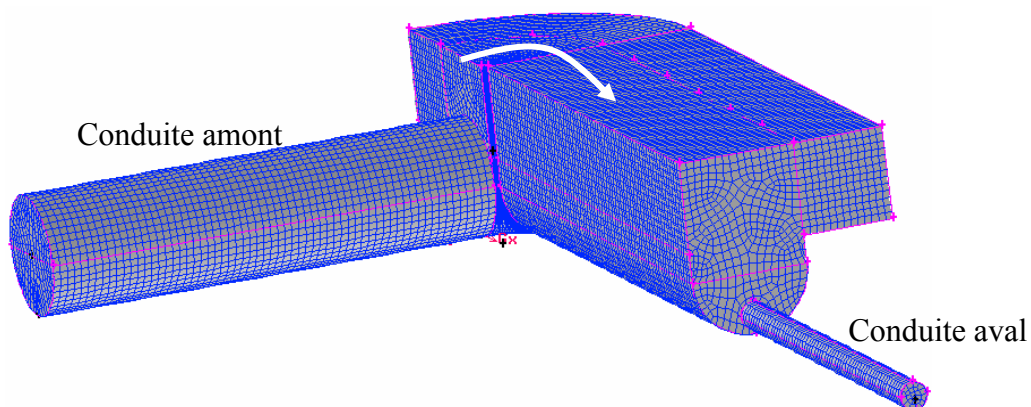


Figure 1-13 : Vue 3D du DO G

Le déversoir de la figure 1-14 est localisé dans le réseau de Fontainebleau.



Figure 1-14 : Déversoir de Fontainebleau

La section du collecteur amont de ce déversoir (figure 1-15) a une forme particulière. Lorsque les conditions hydrauliques le permettent, le premier déversement a lieu au niveau du batardeau. Dans cette zone, les mécanismes hydrodynamiques sont difficiles à cerner du fait de la présence d'un coude à 45° et d'un entonnement au niveau de l'entrée du DO.

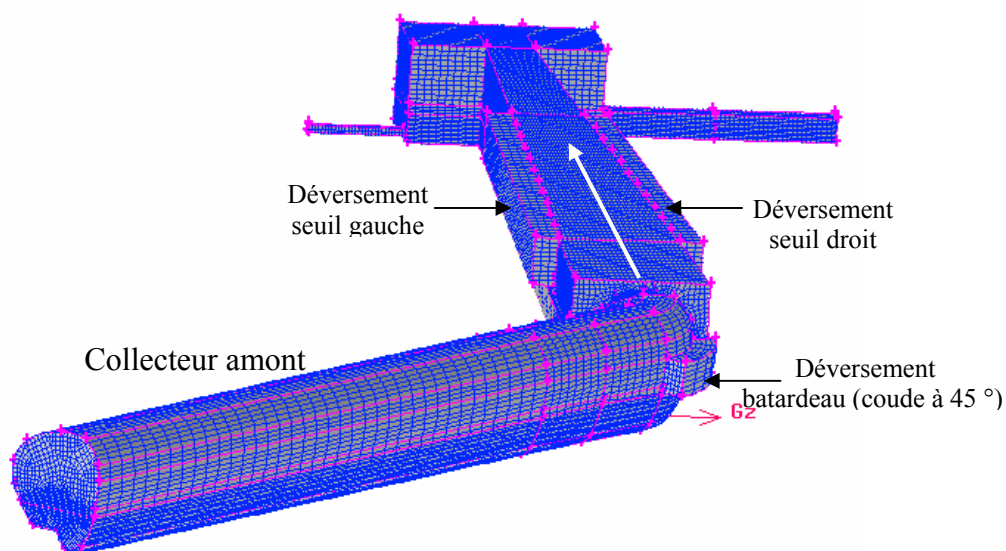


Figure 1-15 : Vue 3D du déversoir de Fontainebleau

La complexité géométrique des déversoirs présentés précédemment permet d'envisager un fonctionnement clairement tridimensionnel. Leur étude sera détaillée dans la troisième partie de ce mémoire.

Chapitre 2 : ÉTAT ACTUEL DES CONNAISSANCES

Cette synthèse bibliographique permet de grouper les investigations menées sur l'hydraulique et le transport solide dans les déversoirs d'orage et de cerner les caractéristiques de la pollution particulaire qui y transite.

La modélisation 3D est un sujet très vaste. Il est très difficile de lister de façon exhaustive l'ensemble des travaux relatifs à ce domaine. Nous détaillerons quelques travaux ayant un rapport direct avec notre étude, à savoir l'utilisation d'un code de calcul 3D de type CFD (Computational Fluid Dynamics ou Mécanique des Fluides Numérique) pour comprendre l'hydrodynamique et le transport solide dans les déversoirs. Dans cette recherche bibliographique, nous nous intéressons sommairement au cas des bassins de décantation. En effet, nous nous servirons des données expérimentales sur la séparation particulaire dans un bassin de décantation pour faire une première tentative de validation des modèles 3D en pollution (MES).

Le phénomène de transport solide est intimement lié aux conditions hydrauliques. La maîtrise du fonctionnement hydraulique est donc primordiale avant de passer au transport solide.

Pour ce faire, nous présenterons dans un premier temps les travaux de recherche liés à la modélisation de l'hydrodynamique dans les déversoirs d'orage.

Dans un second temps, nous donnerons, de façon générale, des précisions sur la nature des différents polluants présents en réseau d'assainissement, ainsi que les principales origines de ces derniers et les différents mécanismes de transport de la pollution particulaire.

Dans un troisième temps, nous donnerons des ordres de grandeur des quantités (en terme de concentration ou de masse) de la pollution ; nous rappellerons leurs caractéristiques.

Dans un quatrième temps, nous présenterons quelques résultats expérimentaux sur la séparation particulaire dans les déversoirs d'orage.

Enfin, nous ferons une description sommaire des travaux de recherche portant sur la modélisation 1D et 3D du transport solide dans les déversoirs.

1. Modélisation de l'hydrodynamique dans les déversoirs d'orage

La modélisation des déversoirs d'orage a fait l'objet de plusieurs études, notamment la modélisation 1D des déversoirs frontaux (Chow, 1959 ; Carlier, 1972 ; Chocat, 1997). Pour tenter de décrire la réalité complexe de l'hydraulique au niveau des déversoirs d'orage, un important effort de développement des modèles mathématiques a été réalisé depuis trente ans. Ces modèles sont le plus souvent fondés sur des considérations hydrauliques empiriques ou déterministes. Après avoir donné quelques définitions, nous aborderons successivement la problématique liée à la modélisation 1D, en explicitant les raisonnements de base ; puis celle liée à la modélisation 3D.

1.1.Définitions

La «modélisation» est la représentation d'un système par un modèle. C'est aussi la construction du modèle. La «simulation» a pour but de faire vivre un système. C'est une méthode qui consiste à utiliser un modèle comme substitut de la réalité (Ouillon, 1993). Un modèle mathématique ou numérique désigne un algorithme, et on peut parler de logiciel ou programme lorsqu'il s'agit d'un modèle de simulation. Ainsi, le terme modèle est souvent complété par un mot particulier. Par exemple, un modèle de déversoir peut signifier la schématisation d'un déversoir réel.

1.2. Modélisation 1D

Initialement, les débits déversés par l'intermédiaire de ces ouvrages ont été évalués en utilisant des relations empiriques. Ces équations sont toutes bâties à partir de résultats expérimentaux. On trouve par exemple les formules de Engels (en 1917), de Coleman et Smith (en 1923), de Balmaceda et Gonzales (en 1930) ou encore de Dominguez (en 1945) qui permettent le calcul du débit déversé en fonction des valeurs de hauteur d'eau à l'amont et/ou à l'aval du déversoir. Ces relations ne sont applicables que pour certains types d'écoulement (fluvial ou torrentiel) et uniquement pour certaines géométries de déversoir. La diversité des formules empiriques et surtout, la particularité de leurs conditions d'application font en sorte que l'on cherche plutôt à modéliser le fonctionnement par des équations plus fondamentales.

Puis, une approche plus physique initiée par Ackers en 1957 fondée sur un raisonnement à énergie constante a permis de progresser dans la connaissance du comportement hydraulique du déversoir. En particulier, cette approche a permis de s'intéresser non seulement à l'évaluation du débit déversé, mais également à la forme de la ligne d'eau sur la crête du déversoir. Malheureusement, comme le montre l'étude de El Kashab réalisée en 1975 (EL Khashab, 1976), cette méthode tombe en défaut dans certains cas, car les équations s'avèrent inadaptées. Par exemple, dans le cas de l'apparition dans l'ouvrage d'un ressaut hydraulique, lieu de dissipation d'énergie, l'approche à énergie constante ne peut plus être appliquée. Reprenant les hypothèses d'El Khashab, Balmforth (1978) considère que la composante longitudinale de la vitesse est différente de la vitesse moyenne dans le canal principal. Il suppose cependant que le coefficient de déversement reste constant le long du seuil. Ces hypothèses lui permettent de développer une formulation mathématique rigoureuse, conduisant à un modèle applicable à diverses géométries. Garcia Salas (2003) détaille les expressions mathématiques du modèle de Balmforth et bien d'autres modèles 1D des déversoirs d'orage.

Del Giudice et Hager (1999) ont établi une relation permettant de calculer les débits déversés et conservés, ainsi que la hauteur d'eau dans un déversoir latéral. Le modèle mathématique ainsi développé a été validé grâce à des mesures de débits et de hauteurs d'eau recueillies sur un déversoir latéral double à crêtes hautes, avec entonnement. Le modèle a été élaboré à partir de l'équation de conservation de l'énergie (équation de Bernoulli) et de l'approche fondée sur le nombre de Froude.

Pour finir, on utilise actuellement une méthode axée sur l'équation de la quantité de mouvement qui permet d'établir les équations de Barré de Saint-Venant. Cette approche semble la plus adaptée au cas du déversoir et les problèmes rencontrés pour le raisonnement à énergie constante n'apparaissent plus. En effet, cette démarche intègre les équations du ressaut hydraulique au système de Barré de Saint-Venant.

Au régime permanent, Carleton (1985) et Robinson et al. (1993) résolvent l'ensemble de ces équations par l'intermédiaire d'un algorithme qui passe des équations de Barré de Saint-Venant au ressaut hydraulique en faisant des hypothèses sur la position des points de contrôle

de l'écoulement et donc sur les conditions hydrauliques (fluviale ou torrentielle) dans le déversoir. Or, il est extrêmement difficile de prévoir à l'avance les régimes d'écoulement dans le déversoir puisqu'il y a une forte interaction entre les conduites amont, aval et l'ouvrage. Ainsi, faire l'hypothèse que le régime d'écoulement sera toujours le même à l'amont, à l'intérieur ou à l'aval du déversoir peut s'avérer hasardeux et donc faire rapidement diverger le calcul. De plus, cette démarche se complique davantage dans le cas d'un déversoir avec entonnement et d'un écoulement transitoire.

Compte tenu de ces remarques, une nouvelle méthode de calcul du fonctionnement hydraulique des déversoirs d'orages a été proposée par Buyer (2002). Elle permet :

- ◆ d'intégrer les caractéristiques géométriques de l'ouvrage (entonnement, vanne à l'aval du déversoir, collecteur amont et aval),
- ◆ de s'affranchir de la connaissance préalable des conditions hydrauliques de l'écoulement,
- ◆ de prendre en compte les discontinuités hydrauliques,
- ◆ de prendre en compte le caractère transitoire de l'écoulement.

Cette résolution est basée sur le système d'équations de Barré de Saint-Venant pris sous forme conservative. Cette manière d'écrire les équations permet d'introduire dans le système de Barré de Saint-Venant, les équations du ressaut hydraulique (Buyer, 2002).

$$U_t + F(U)_x = G(U)$$

$$U = \begin{pmatrix} A \\ Q \end{pmatrix}; F(U) = \begin{pmatrix} Q \\ \frac{Q^2}{A} + gl_1 \end{pmatrix}; G(U) = \begin{pmatrix} Q_{dév} \\ gl_2 + gA(S_0 - S_1) + \frac{QQ_{dév}}{A} \end{pmatrix}$$

Q débit, A : section mouillée, I1 : force frontale de pression, I2 : force latérale de pression, Sf : frottements, S₀ : pente, Q_{dév} : débit déversé par unité de longueur.

Le débit déversé est donné par la relation de Hager (1987) :

$$Q_{dév} = \frac{dQ}{dx} = -\frac{3}{5} n^* c \sqrt{gH^3} (y - W)^{3/2} \left(\frac{1 - W}{3 - 2y - W} \right)^{1/2} \left[1 - (\theta + S_0) \left(\frac{3(1 - y)}{y - W} \right)^{1/2} \right]$$

$$y = \frac{h}{H}; W = \frac{w}{H}$$

c : coefficient de forme du déversoir (c = 1 : paroi mince), H : énergie spécifique, n* : nombre de crêtes déversantes (1 ou 2), h : tirant d'eau, w : hauteur de crête et θ l'angle d'entonnement de la crête déversante.

En effet, W.H. Hager a obtenu l'expression du débit déversé en corrigeant la loi de Poléni, pour tenir compte du déversement latéral. Il a adapté la relation de Poléni au cas du déversoir latéral en y affectant une série de coefficients qui permettent de tenir compte des effets de la pente de fond du déversoir, de la vitesse latérale, de l'orientation des vecteurs vitesses et d'un éventuel entonnement dans le déversoir.

Les équations retenues par Buyer (2002) ne pouvant pas être résolues analytiquement, de nombreuses méthodes numériques ont été développées pour les résoudre, notamment la méthode des caractéristiques et les méthodes aux différences finies. Malheureusement celles-ci tombent en défaut lorsqu'apparaissent des discontinuités du type ressaut hydraulique ou encore des changements de régime d'écoulement (Nombre de Froude proche de 1) (Meselhe *et al.*, 1997). Depuis les années 80 des schémas numériques dits à « capture de chocs » ont été mis au point. Ils sont issus du couplage d'une interpolation à diminution de variation totale (TVD) avec le solveur du problème de Riemann approprié. L'initiateur de ce type de schéma numérique est Godunov qui en 1959, mit au point le premier schéma numérique aux volumes finis. Depuis, la précision et la capacité à converger de ces schémas ont été améliorées.

Les travaux de thèse de Buyer (2002) ont permis au laboratoire « Systèmes Hydrauliques Urbains » de l'Ecole Nationale de Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg (ENGEES), en collaboration avec Anjou Recherche – Veolia Water, de développer un logiciel appelé « CalDO ». Cette collaboration s'est faite dans le cadre du projet « Déversoir d'Orage ». Ce logiciel a été validé par rapport à des données expérimentales.

En somme, actuellement des outils tels que « CalDO » et bien d'autres permettent de calculer les débits (déversé et conservé) et la hauteur d'eau pour les déversoirs classiques. Mais, dès que le comportement hydrodynamique devient tridimensionnel, toutes les méthodes exposées précédemment sont impraticables. Dans ce cas, la modélisation 3D paraît être l'outil le plus adapté.

1.3. Modélisation 3D

La majorité des études tridimensionnelles concernent des situations en milieu environnemental (mer, rivière, embouchure de rivière, estuaires, contamination de la nappe ...), mais très peu les déversoirs d'orage.

Plusieurs modèles 3D ont été développés pour reproduire les écoulements et le transport de polluants en rivière. Blain et Brebbia (2000) ont regroupé certains de ces travaux dans un ouvrage intitulé «Hydraulic Engineering Software VIII».

L'hydrodynamique dans des canaux de forme particulière ou au niveau des jonctions de canalisations est souvent modélisée en 3D dans le but de mieux cerner les phénomènes hydrauliques présents en rivière (Wu *et al.*, 2000 ; Huang *et al.*, 2002 ; Morvan *et al.*, 2002)

L'intérêt de l'approche tridimensionnelle réside dans la volonté d'étudier le comportement hydrodynamique d'ouvrages complexes dont le fonctionnement ne peut plus être décrit par une approche 1D. C'est le cas par exemple des ouvrages présentés précédemment (figures 1-10, 1-11, 1-12 et 1-14). Tous ces déversoirs ont un caractère hydrodynamique clairement tridimensionnel.

La modélisation 3D est souvent utilisée pour cerner l'efficacité des déversoirs à séparer la pollution particulaire (Harwood et Saul, 2001 ; Burt *et al.*, 2002 ; Harwood, 2002 ; Pollert et Stransky, 2002), sans trop se préoccuper de la validation préalable de la forme de la surface libre et du partage des débits.

Pollert et Stransky (2002) ont mis en avant les avantages d'une démarche fondée sur la combinaison d'un modèle 1D (MOUSE) et 3D (FLUENT) dans le but d'étudier la séparation particulaire dans un déversoir d'orage.

Le logiciel MOUSE a permis de simuler l'hydrodynamique du réseau d'assainissement et les écoulements au niveau du bassin versant de Hostivar (République Tchèque). Les mesures de débits réalisées lors de l'événement pluvieux du 11 août 1999 ont permis de caler le modèle 1D. L'hydrogramme construit grâce au modèle 1D, représente la condition limite amont pour la modélisation tridimensionnelle sous Fluent du déversoir étudié. Ce déversoir est latéral, à crête haute. La surface libre a été simulée en utilisant la méthode Volume Of Fluid ou V.O.F. Le modèle de turbulence k- ϵ a été employé. Les simulations ont été réalisées en régime instationnaire.

Harwood et Saul (2001) ont modélisé en trois dimensions la séparation particulaire au niveau d'un déversoir latéral en utilisant Fluent. Les résultats des simulations ont montré que le rajout d'ouvrages supplémentaires (cloison, mûr mobile) dans le déversoir améliorerait l'efficacité de rétention de ce dernier. Mais, les résultats numériques n'ont pas été validés expérimentalement.

Les logiciels Fluent et CFX ont été respectivement utilisés par Harwood (2002) et Burt *et al.* (2002) pour modéliser le transport solide dans un déversoir latéral. Mais, les options de modélisation (maillage, VOF, turbulence, conditions aux limites...) retenues pour simuler la séparation particulaire n'ont pas au préalable été validées lors de l'étude hydraulique (forme de la surface libre et partage des débits).

La modélisation 3D est également employée pour étudier les mouvements de la pollution particulaire dans les bassins afin de prédire leur efficacité (Stovin et Saul, 1996 ; Ta, 1999 ; Oshinowo et Bakker, 2002 ; Buxton *et al.*, 2002).

Stovin et Saul (1996) ont étudié le champ de vitesse de l'écoulement, les efficacités de sédimentation ainsi que la distribution spatiale des dépôts solides dans une cuve de décantation. La cuve utilisée fait 2 m de long, 0.97 m de large et 0.45 m de profondeur. Les conduites d'entrée et de sortie ont respectivement 0.19 m et 0.15 m de diamètre. Les écoulements dans cette cuve ont été simulés en trois dimensions avec le logiciel Fluent. La surface libre a été modélisée comme étant un plan de symétrie située à 0.20 m du fond de la cuve. Hormis la forme de la surface libre, tous les autres résultats numériques ont été validés expérimentalement.

Oshinowo et Bakker (2002) ont utilisé la modélisation 3D pour cerner les paramètres qui influencent la dispersion des particules et le débit de pompage dans une cuve agitée. Le débit de pompage est le débit de liquide qui passe effectivement dans le mobile d'agitation. Il est proportionnel à la vitesse de rotation et au cube du diamètre du mobile. Le coefficient de proportionnalité est appelé nombre de pompage. Ce coefficient permet d'évaluer les performances du système d'agitation. La résolution numérique des équations de Reynolds a permis de calculer l'hydrodynamique. Le modèle de turbulence $k-\varepsilon$ a été utilisé. La surface libre a été définie comme étant un plan rigide lisse. Le champ de vitesses obtenu après simulation a été validé expérimentalement.

Buxton *et al.* (2002) ont cherché à optimiser la géométrie d'un ouvrage de captage des sédiments en le modélisant en trois dimensions. La déformation de la surface libre n'a pas été prise en compte. Elle a été considérée comme étant un toit rigide lisse.

D'autres logiciels de type CFD ont été utilisés au laboratoire « Systèmes Hydrauliques Urbains » à l'ENGEES, pour simuler les écoulements dans les déversoirs d'orage. L'étude tridimensionnelle du comportement hydrodynamique d'un déversoir a l'aide du logiciel NEKTON a été réalisée en février 1998 dans le cadre du stage de fin d'étude de Rivasseau (1998). Ce logiciel utilise la méthode des éléments finis spectrale. Son travail a mis en évidence les difficultés de convergence liées à cette méthode dans le cas d'un écoulement sur un seuil avec un fluide à trop faible viscosité. Les conclusions de son étude ont permis de

s'orienter vers une autre méthode de résolution : la méthode des volumes finis (Rivasseau, 1998). Combes (2000) a poursuivi l'étude avec le logiciel CFX-4.3 (AEA Technology). Le code de calcul résout les équations de Reynolds avec la méthode des volumes finis. Elle a démontré, dans l'étude en 3D de l'hydrodynamique dans un déversoir d'orage latéral à crête basse et à géométrie rectangulaire, la capacité du code à simuler : l'évolution de la ligne d'eau en torrentiel et en fluvial ; le ressaut hydraulique ; les écoulements en présence d'un seuil. L'erreur a été estimée à 5 % par rapport aux résultats expérimentaux de El Khashab (1976). Son étude met à notre disposition les résultats indispensables suivants (Combes, 2000) :

- ◆ Les modèles de turbulence appropriés sont les modèles à deux équations de transport (ou plus) k - ε et RSM (Reynolds Stress Model : modèle fondé sur les contraintes de Reynolds).
- ◆ Les méthodes VOF permettent de localiser la surface libre : elle se situe là où la fraction volumique de l'eau vaut 0.5.

Toutes ces options de modélisation sont également disponibles dans FLUENT.

La modélisation 3D est souvent employée pour comprendre les mécanismes hydrodynamiques présents dans différents ouvrages hydrauliques. Mais, les résultats numériques obtenus, pour le cas des déversoirs d'orage (débits déversés et conservés, forme de la surface libre, vitesse, turbulence ...) ne sont pas validés.

2. Transport solide dans les déversoirs d'orage

Nous aborderons successivement les points suivants :

1. Nature et principales origines des différents polluants présents en réseau d'assainissement,
2. Mécanismes de transport de la pollution particulaire en réseau d'assainissement,
3. Quantités et caractéristiques de la pollution,
4. Séparation particulaire dans les déversoirs,
5. Modélisation du transport de la pollution particulaire.

2.1. Nature et origines de la pollution

Les eaux de ruissellement à l'exutoire des réseaux d'assainissement sont caractérisées par de nombreux paramètres. Ces paramètres de pollution peuvent être de plusieurs types (Chebbo, 1992) :

- Pollutions organiques : MVS, DBO₅, DCO, COT
- Pollutions mécaniques : MES, turbidité
- Pollutions azotées et phosphorées : NTK (azote Kjeldahl), azote ammoniacal, nitrates NO₃, nitrites NO₂, phosphore total, phosphate total
- Pollutions toxiques : Pb, Zn, Cu, Cd, Cr, Hg, phénols, hydrocarbures, HAP et pesticides
- Pollutions microbiologiques : coliformes totaux et fécaux, streptocoques fécaux

La plus part des polluants organiques, minéraux ou microbiologiques sont fixés sur les particules. Les solides constituent donc le principal vecteur de la pollution des rejets urbains par temps de pluie.

On peut distinguer trois principales origines de pollution : l'atmosphère, les surfaces urbaines et le réseau d'assainissement.

2.1.1. La pollution atmosphérique

Lors de sa traversée de l'atmosphère, la pluie se charge de particules et poussières en suspension présentes dans l'air, d'aérosols et de gaz. L'activité humaine contribue depuis plus d'un siècle à accroître cette pollution atmosphérique. On cite généralement deux grands types de pollution (Chebbo, 1992) : les gaz émis lors d'une combustion (rejets des solvants par les industries, rejets d'oxyde d'azote par les transports...) et les aérosols (concentration non négligeable en métaux et en micro polluants). Les résultats concernant les concentrations moyennes mesurées dans les eaux de pluies (soit par exemple 1 à 15.6 mg/l pour les MES) sont très variables d'un site à l'autre et d'un événement pluvieux à l'autre.

2.1.2. La pollution provenant des surfaces urbaines

On distingue généralement quatre étapes : l'accumulation par temps sec sur les surfaces (processus de formation de la pollution), l'érosion des polluants par la pluie, le transport des polluants par le ruissellement et le passage par les avaloirs, avant de rejoindre le réseau (Chebbo, 1992).

2.1.3. La pollution provenant du réseau

Suivant le type de réseau, les contributions polluantes au système et les rejets au milieu naturel sont de différentes natures. Pour les réseaux unitaires, la pollution de l'eau a pour origine les eaux usées (domestiques et industrielles...), les eaux pluviales et une éventuelle remise en suspension de dépôts en collecteur. Les rejets se font alors au droit des déversoirs d'orage ou après traitement par la station de traitement des eaux usées. Pour les réseaux strictement séparatifs, les eaux pluviales sont censées être collectées séparément des eaux usées et généralement déversées directement au milieu naturel. Néanmoins, les eaux pluviales peuvent, selon la configuration du réseau, entraîner des dépôts présents dans les collecteurs. Il convient donc de préciser autant les mécanismes de production et de transfert de la pollution que les caractéristiques de cette pollution.

Il existe d'autres origines de la pollution intervenant dans la dégradation de la qualité des eaux de ruissellement (Valiron *et al.*, 1992) : végétaux, engrais et herbicides, rejets chimiques et industriels ...

2.2. Mécanismes de transport de la pollution particulaire

Le transport de sédiments peut être classé en différents modes correspondant à des mécanismes physiques de base relativement distincts (Graf, 1984) : le transport par charriage qui caractérise les particules se déplaçant en glissant, en roulant ou en faisant des petits bonds sur le fond ; le transport en suspension qui concerne les particules se déplaçant par bonds (relativement longs) et restant entourées d'eau ; le transport en suspension intrinsèque ou transport en solution qui caractérise les particules emportées par l'écoulement et ne se déposant jamais. On appelle transport solide total le débit solide transporté par charriage et par suspension (on peut éventuellement, selon les auteurs, y ajouter le transport en suspension intrinsèque).

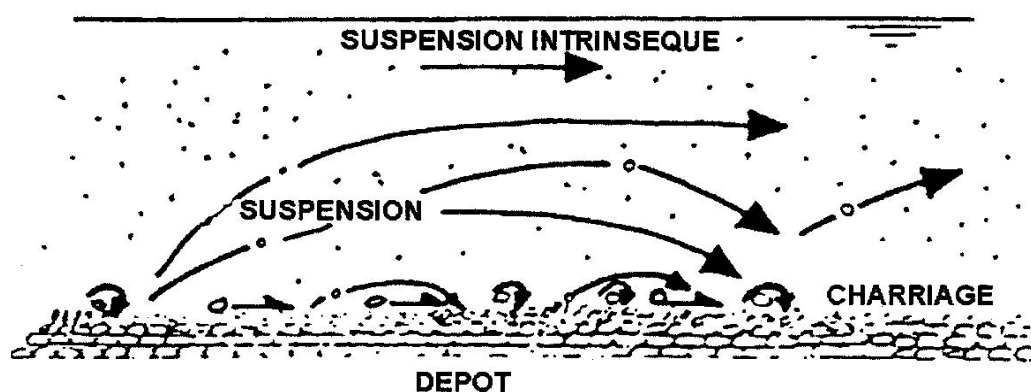


Figure 1-16 : Les principaux modes de transport de la pollution particulaire (Schéma tiré de (Zug, 1998))

2.3. Quantités et caractéristiques de la pollution

2.3.1. Quantités

La pollution déversée peut être exprimée sous forme de concentration ou de masse. Les concentrations sont variables d'un site à l'autre, d'une pluie à l'autre et au sein même d'une pluie. Ainsi, les valeurs moyennes des concentrations et des masses ne représentent qu'une approche grossière, mais constituent une entrée en matière.

Paramètres	Eau résiduaire urbaine	Rejets pluviaux séparatifs	Rejets pluviaux unitaires
MES (mg/l)	150-500	21-2600	176-2500
DCO (mg/l)	300-1000	20-661	42-900
DBO5 (mg/l)	100-400	3-184	15-301
NTK (mg/l)	30-100	4-20	21-29
N-NH4 (mg/l)	20-80	0.2-4.6	3-8
Pt (mg/l)	10-25	0.02-4.3	6.5-14
Hydrocarbures (mg/l)	/	1.5-9.3	4.1-9.2
Pb (µg/l)	/	10-3100	4-450
Zn (µg/l)	/	10-3680	100-1070

Tableau 1-1 : Fourchettes de concentrations moyennes (Ellis, 1985 ; Philippe *et al.*, 1987 ; Chocat, 1992 ; Chebbo, 1992 ; Saget, 1994).

2.3.2. Caractéristiques

On peut caractériser la pollution particulaire par leur granulométrie, leur masse volumique ou leur vitesse de chute.

Granulométrie

D'une manière générale, on extrait des courbes granulométriques les valeurs D10, D50 et D90. Ces valeurs représentent des mailles fictives d'un tamis par lequel passeraient 10, 50 et 90 % de la masse des particules passantes. Les résultats des différents programmes de recherche (Chebbo, 1992 ; Verbanck, 1992 ; Michelbach *et al.*, 1993 ; Verbank *et al.*, 1994) montrent que:

- ◆ plus de 70 % des solides transportés par suspension ont une taille inférieure à 100 µm,
- ◆ les valeurs de D50 sont quasi identiques (autour de 35 µm) pour les réseaux unitaires et séparatifs pluviaux,
- ◆ les particules de diamètre supérieur à 100 µm sont plus importantes en réseau unitaire et celles dont le diamètre est inférieur à 100 µm ont tendance à s'agglomérer,

- ◆ la proportion des particules de diamètre supérieur à 100 μm augmente avec la hauteur et l'intensité de la pluie.

Masses volumiques et teneur en matière organique

Les résultats des différents programmes de recherche montrent que :

- ◆ contrairement aux particules fines, les masses volumiques des particules grossières sont relativement stables (autour de 1.8 g/cm^3) quel que soit le type de rejet,
- ◆ les masses volumiques sont décroissantes avec la taille des particules,
- ◆ les teneurs en matières organiques sont plus élevées en réseau unitaire,
- ◆ en réseau unitaire, les particules grossières sont relativement organiques alors que les plus fines sont relativement minérales.

Vitesses de chute

D'une manière classique, les vitesses de chute des solides correspondent aux valeurs V_{10} , V_{50} et V_{90} qui représentent la vitesse de chute atteinte ou non dépassée par 10, 50 ou 90 % de la masse des particules. Contrairement à la granulométrie ou aux masses volumiques, les valeurs de vitesses de chute trouvées dans la littérature présentent des rapports de 0.5 à 10 pour un même échantillon (Lucas-Aiguier *et al.*, 1997). Cet écart provient en fait des différentes techniques de mesures. Les résultats de Chebbo (1992) montrent que :

- ◆ les vitesses de chute médianes pour les particules dont le diamètre est inférieur à 50 μm varient entre 3 et 5.7 m/h pour les eaux pluviales. Par contre, pour les réseaux unitaires, ces valeurs varient de manière importante d'une pluie à l'autre,
- ◆ les vitesses de chute médianes pour les particules dont le diamètre est supérieur à 50 μm se situent en moyenne autour de 50 m/h pour les réseaux pluviaux et autour de 39 m/h pour les réseaux unitaires,
- ◆ les valeurs de V_{10} sont plus faibles en réseau unitaire qu'en réseau pluvial, différence pouvant s'expliquer par la nature des solides,
- ◆ les solides en temps de pluie chutent plus rapidement qu'en temps sec, sans que les masses volumiques puissent expliquer totalement cette différence.

La connaissance de toutes ces caractéristiques (granulométrie, masse volumique et vitesse de chute) est indispensable pour étudier les mécanismes de séparation particulaire dans les déversoirs.

2.4. Étude expérimentale de la séparation particulaire dans les déversoirs

Les expérimentations conduites par Kehrwiller (1995) lors de son stage de fin d'étude au sein de l'entreprise UFT (Allemagne) nous intéressent dans la mesure où elles constituent une source de données sur les masses particulaires déversées à travers un déversoir latéral. L'objectif de son étude était d'évaluer l'aptitude d'un type de déversoir à retenir les matières en suspension en période d'orage.

En comparant les vitesses de chute en laboratoire et celles observées dans la réalité (à partir d'un échantillon d'eau usée), un type de sédiment a pu être défini : le polystyrol P423. En effet, l'un des paramètres les plus importants dans le transport des sédiments est la vitesse de chute. Les vitesses de chute ont une influence considérable sur l'efficacité de rétention d'un déversoir d'orage (Luyckx *et al.*, 1999).

La pollution est donc représentée par ce sédiment de synthèse. Les vitesses de chute mesurées sont de l'ordre de 3.6 m/h. La masse volumique des particules est de 1.04 g/cm³. L'ordre de grandeur des vitesses de chute est compris dans la fourchette définie par Chebbo (1992) pour les eaux pluviales et pour les particules de diamètre inférieur à 50 µm. Par contre, la masse volumique des particules P423 est relativement proche de celles mesurées par Chebbo (1992) pour les particules grossières, quel que soit le type de rejets. La granulométrie des particules P423 est étalée (taille inférieure à 0.2 mm). Nous nous intéressons successivement :

- ◆ Au choix des paramètres de l'expérimentation,
- ◆ Au protocole expérimental,
- ◆ A la comparaison des rendements des différents déversoirs testés.

2.4.1. Choix des paramètres de l'expérimentation

Le paramètre déterminant est le rendement du déversoir. Il est supposé caractériser l'efficacité de séparation du déversoir étudié.

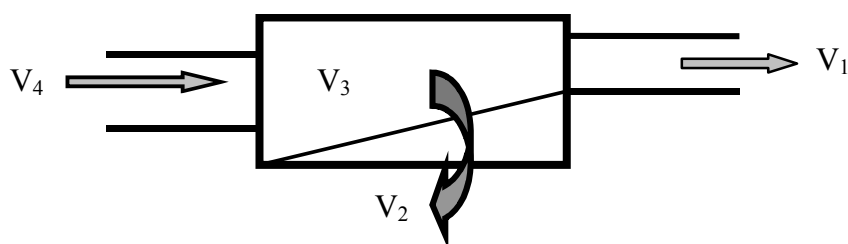


Figure 1-17 : Notation des volumes de sédiments

Les volumes V_i ($i = 1, 2, 3$ et 4) sont définis comme suit :

- V_1 : sédiments présents dans le débit conservé,
- V_2 : sédiments présents dans le débit déversé,
- V_3 : sédiments déposés dans le DO,
- V_4 : sédiments déposés dans la conduite d'amenée.

Les différents rendements se calculent de la façon suivante :

- ◆ Rendement global du déversoir : c'est la proportion de sédiments conservés dans le système c'est à dire dans le débit conservé et dans le déversoir, par rapport à la quantité introduite dans le système,

$$\eta_1 = \frac{(V_1 + V_3)}{(V_1 + V_2 + V_3)}$$

- ◆ Rendement de séparation d'après les sédiments présents dans le débit conservé,

$$\eta_2 = \frac{V_1}{(V_1 + V_2 + V_3)}$$

- ◆ Rendement de séparation d'après les sédiments déposés dans le déversoir.

$$\eta_3 = \frac{V_3}{(V_1 + V_2 + V_3)}$$

On a donc : $\eta_1 = \eta_2 + \eta_3$ rendement global du déversoir. Mais ces rendements sont influencés par l'écoulement à l'intérieur du déversoir, les caractéristiques et la distribution des sédiments dans le modèle. C'est à dire :

$\eta = f(Q_{ent}, Q_{cons}, \rho, \nu, g, w_s, \text{géométrie du système [Longueur, Largeur, Crête, D]}, \text{type de DO...})$. Q_{ent} et Q_{cons} sont les débits amont et conservé ; w_s est la vitesse de chute des particules P423. Pour homogénéiser les ordres de grandeur, on met les paramètres sous forme adimensionnelle, ce qui donne : $\eta = f(Q_{cons}/Q_{ent}, q_A/w_s, w_s D/\nu, \text{géométrie et type de DO})$ où

$q_A = \frac{Q_{ent}}{\text{Surface du radier du DO}}$ représente la charge hydraulique, c'est à dire le débit ramené à

la superficie du radier du déversoir. Tout compte fait, en considérant un même nombre de Reynolds pour tous les modèles de DO, η dépendra seulement de Q_{cons}/Q_{ent} et de q_A/w_s .

2.4.2. Protocole expérimental

Avant de commencer les essais de séparation, il faut identifier tous les problèmes susceptibles de perturber les manipulations (température de l'eau, problème d'intensité turbulente dans des zones supposées calmes...). Pour supprimer la tension superficielle autour des sédiments, on ajoute du produit vaisselle dans l'eau (pour favoriser la dispersion des particules). Les essais ont été réalisés en considérant trois modèles de déversoir : le modèle 1 ou déversoir latéral simple, le modèle 2 ou déversoir frontal et le modèle 3 ou déversoir latéral double.

Avant le début de toute expérimentation, il faut effectuer un essai de sédimentation, préparer les sédiments (300 ml de sédiments et du produit vaisselle), mesurer la densité et la température de l'eau. Les débits à tester doivent être les mêmes pour les trois modèles de déversoir choisis. Le débit doit être maintenu constant. La connaissance de la fourchette de fluctuation des débits d'entrée et de la précision de lecture des appareils de mesure est également importante. En effet, les erreurs de lecture et de mesure doivent être quantifiées car elles influencent les rendements des DO.

Les volumes V_i sont obtenus par lecture directe sur un cône de mesure de sédimentation. Il est nécessaire de bien évaluer la quantité de sédiments injectés. La technique d'injection des sédiments ne doit pas avoir de répercussion sur les résultats des rendements. Il est conseillé d'injecter les sédiments de façon lente. Des essais préalables ont montré qu'il fallait introduire 300 ml de sédiments sur une durée de 30 s.

2.4.3. Comparaison des résultats

La comparaison des rendements des modèles, à partir de la représentation $\eta = f(Qent)$, désigne le modèle 3 (DO latéral double) comme étant le plus efficace concernant la séparation des sédiments. Son rendement est plus élevé. Par contre, en se basant sur la représentation $\eta = f(q_A/w_s)$, le modèle 1 (DO latéral simple) semble meilleur. La superficie de son radier peut expliquer le résultat.

2.4.4. Conclusion de l'étude expérimentale

La comparaison des trois modèles de DO conduit à des résultats très différents suivant le type de représentation adopté. Dans une représentation dimensionnelle où $\eta = f(Qent)$, le déversoir latéral simple offre le moins bon rendement tandis que les modèles 2 et 3 ont des rendements très voisins. Sur le pilote de l'UFT, pour des débits supérieurs à 1.5 l/s, le rendement des trois modèles est très proche et confondu avec la courbe de répartition des débits.

Dans une représentation adimensionnelle où la charge hydraulique intervient dans la construction des différentes courbes, le modèle 1 offre le meilleur rendement, du fait qu'il possède une superficie du radier deux fois inférieure aux deux autres modèles. Le rendement du modèle 3 est supérieur au rendement du modèle 2. Pour un rapport q_A/w_s important, les courbes de rendement des trois modèles sont pratiquement confondues. Cette représentation adimensionnelle présente l'avantage de faire intervenir un facteur de dimension de l'ouvrage (facteur économique).

L'étude de Kehrwiller (1995) est l'une des rares études expérimentales accessibles sur la séparation particulaire dans les déversoirs d'orage. Les courbes expérimentales de rendement serviront de base lors de la validation du modèle de transport solide disponible dans FLUENT.

2.5. Modélisation du transport solide

L'élaboration d'un modèle mathématique de transport solide repose tout d'abord sur la manière dont on peut décrire sous forme de relations quantitatives, les phénomènes liés au transport de la pollution. La modélisation constitue un outil pouvant apporter une aide dans deux directions :

- (i) amélioration des connaissances que l'on a d'un système,
- (ii) la gestion du système.

Les modèles qui nous intéressent sont les modèles avec transport solide. En effet, les matières en suspension (MES) sont le vecteur de la majeure partie de la pollution.

La proportion de MES est de 80 % pour des eaux unitaires de temps de pluie. Après un bref rappel des approches modélisatrices du transport solide, nous aborderons les questions de la modélisation 1D et 3D du transport de la pollution particulaire.

2.5.1. Approche modélisatrice du transport solide

Le transport solide est étudié depuis plus d'une vingtaine d'années. Il existe de nombreux outils pour traiter le devenir des MES dans le réseau. Les difficultés rencontrées sont la taille des particules (souvent très petite et les particules sont dotées d'une certaine cohésion), la différence marquante entre le matériel de temps sec et celui en temps de pluie, la forme des canalisations et le caractère transitoire des écoulements.

Il est important de faire quelques rappels sur les modèles, les différentes approches modélisatrices et les différentes étapes à suivre. On distingue généralement trois grands types d'approches pour la mise au point de modèles : l'approche statistique, l'approche conceptuelle et l'approche déterministe ou mécaniste.

Approche statistique : on cherche à lier les différentes variables ou grandeurs du système à partir de séries de données expérimentales en utilisant des techniques statistiques telles que les régressions simples ou multiples, linéaires ou non linéaires, sans chercher à comprendre les mécanismes réellement en jeu,

Approche conceptuelle : on cherche à établir des relations aussi bonnes que possible entre les entrées et les sorties du système à travers un ensemble de variables d'état qui peuvent ou non, avoir un sens physique,

Approche mécaniste : on cherche à décrire par les équations de la mécanique, de l'hydraulique, de la chimie et de la biologie, l'ensemble des phénomènes qui se produisent dans le système considéré.

Ces trois approches sont la base des modèles 1D et 3D.

1.1.1. Modélisation 1D

La modélisation 1D du transport solide dans les collecteurs des réseaux d'assainissement est plus courante que dans les déversoirs. De nombreux logiciels de simulation de la pollution en réseau d'assainissement ont été élaborés depuis une trentaine d'années (Zug, 1998). Une étude bibliographique sur les différents logiciels a été réalisée par Bertrand-Krajewski (1991) et Bertrand-Krajewski *et al.* (1993). Tous ces modèles nécessitent des phases de paramétrisation et de vérification qui, en plus des variables d'entrée, font appel à des chroniques de mesures de certaines variables de sortie. Faute de pouvoir mesurer ou estimer certains des paramètres du modèle, il est nécessaire de les estimer par calibration (ou calage), en optimisant (manuellement ou automatiquement) l'ajustement de certaines variables simulées à leurs valeurs mesurées ; c'est à dire l'estimation de paramètres non connus et la compensation sur ces seuls paramètres de toutes les erreurs liées aux modèles ou aux données. Cependant, l'étape de calage ne suffit pas à valider les modèles et donc de s'assurer de leur « réalisme ». Il reste encore à vérifier la qualité du modèle calibré sur des séries de mesures non utilisées lors du calage. Cette validation doit être menée d'une part sur d'autres périodes sur le même bassin et d'autre part sur d'autres sites, étape qu'on nommera transposition. Si la construction d'un modèle calé par rapport à des observations expérimentales est assez aisée, l'élaboration d'un modèle convenablement validé est au contraire très difficile. Il reste indispensable actuellement qu'un modèle 1D soit une interaction entre expérience et théorie.

1.1.2. Modélisation 3D

Pollert et Stransky (2002) ont étudié la séparation particulaire dans un déversoir latéral à crête haute à l'aide du code Fluent. Le modèle lagrangien « Particle tracking » a été utilisé. Les particules de masse volumique 1300, 1500, 1800 et 2600 kg/m³ et de diamètre 1, 0.1, 0.01 et 0.001 mm ont été injectées à l'amont du déversoir. L'efficacité de séparation du déversoir est ensuite déterminée en fonction des débits (amont, déversé et conservé), du diamètre et de la masse volumique des particules. L'efficacité est définie par le rapport entre la masse des particules présentes dans le débit conservé et la masse de particules entrantes. L'exploitation des résultats des simulations montre qu'à masse volumique égale, les particules de petite taille suivent la sortie déversée alors que celles de plus grande taille sont dirigées vers l'aval. Les particules de grande taille sont remises en suspension par les recirculations présentes dans le déversoir, et sont déversées plutôt dans la zone de l'étranglement. Quelle que soit la masse volumique, les particules de taille inférieure à 0.1 mm sont uniformément distribuées et restent en suspension. En somme, l'efficacité de séparation du déversoir étudié est proportionnelle à la taille des particules. Lorsque 75 % des particules (en terme de masse) ont un diamètre inférieur à 0.1 mm, l'efficacité ne dépasse pas 20 %. Dans le cas contraire (75 % des particules ont un diamètre supérieur à 0.1 mm), l'efficacité du déversoir dépasse 50 %. Par ailleurs, il est important de souligner que le modèle utilisé pour décrire la trajectoire des particules ne prend pas en compte la remise en suspension des particules déposées. Pour ce

faire, les auteurs ont porté leur attention uniquement sur les masses des particules déversées et conservées. Cela permet d'avoir des débits solides globaux. Cependant, ces résultats n'ont pas été validés.

Buxton *et al.* (2002) ont utilisé les particules de Styrocell de taille comprise entre 1.18 et 1.4 mm, de masse volumique 1026 kg/m^3 , lors de l'étude de la séparation particulaire dans les ouvrages de captage de sédiments. 200 particules non sphériques sont injectées à l'amont de chaque modèle de piège à sédiments. Leurs trajectoires ont été calculées à l'aide du modèle « Particle tracking ». Des tests préalables ont montré que ce nombre de particules était représentatif de l'échantillon étudié, compte tenu de la distribution non uniforme des tailles des particules et de la simulation en 2D. Les résultats obtenus montrent que le modèle particulaire proposé par Fluent surestime les efficacités. Elles sont calculées en faisant le rapport entre le nombre de particules piégées et le nombre de particules injectées. En effet, il est difficile de prendre en compte le comportement tridimensionnel de l'écoulement dans les différents ouvrages testés, étant donné que la simulation est faite en 2D. Ceci pose le problème des conditions aux limites pour le modèle particulaire. Les auteurs conseillent donc de réaliser ce type d'étude en 3D dans le but de simuler correctement l'hydrodynamique des ouvrages de captage.

Oshinowo et Bakker (2002) ont modélisé en 3D, à l'aide du modèle eulérien – granulaire (phase solide traitée comme un fluide) en régime transitoire, le mélange eau – particule au sein d'un bassin agité. Le modèle multiphasique employé prend en compte le transfert de quantité de mouvement entre phases. Ce transfert est modélisé au moyen d'un coefficient d'échange solide – liquide, incluant les lois de traînée (Di Felice, 1994). L'équation de quantité de mouvement est résolue pour chaque phase. Plusieurs caractéristiques de particules ont été testées. Les concentrations axiales calculées ont été validées. Les profils axiaux de concentration calculés et mesurés à proximité de l'agitateur sont quasiment confondus. Ce qui n'est pas le cas de ceux obtenus à proximité des parois. Mais, les résultats restent corrects. A vitesse de rotation égale, l'agitation des particules de diamètre $231 \mu\text{m}$ crée une suspension complète. On n'obtient pas le même état en agitant des particules de $291 \mu\text{m}$ de diamètre. En effet, lorsque le diamètre des particules décroît, la force de traînée et la vitesse de glissement décroissent également. Ceci facilite le transport de la phase discrète par la phase continue et accentue la dispersion des particules dans le bassin.

D'autres logiciels de type CFD permettent de modéliser le transport de polluant en collecteur (Jaumouillié, 2003) ou en milieu naturel (Buil, 1999). Jaumouillié (2003) a utilisé le logiciel CFX pour appréhender la répartition des vitesses et des concentrations en MES dans une section, située dans un environnement donné et soumise à des sollicitations hydrauliques connues. Le code 3D a été paramétré (caractérisation des particules, estimation des contraintes aux parois) à partir des résultats obtenus sur le terrain. Buil (1999) a

également employé la modélisation 3D à l'aide du logiciel CFX pour prédire le devenir d'un polluant en milieu naturel. Le code a préalablement été validé expérimentalement en utilisant les mesures de hauteur d'eau dans un canal rectiligne. Mais les concentrations du polluant obtenues par simulation, en différentes sections n'ont pas été confrontées aux mesures expérimentales.

Plusieurs auteurs ont utilisé la modélisation 3D pour estimer les efficacités de séparation particulaire d'une cuve de décantation (Stovin et Saul, 1994 ; Stovin, 1996) ou des séparateurs à effet vortex (Tyack et Fenner, 1999 ; Andoh et Saul, 2002). Les résultats expérimentaux sur les efficacités de sédimentation d'une cuve, obtenus par Stovin et Saul (1994) et Stovin (1996) constituent une référence pour une première validation des modèles tridimensionnels de transport solide avant de passer au cas des déversoirs d'orage.

On se rend compte que la validation de la modélisation 3D du transport solide dans les déversoirs d'orage avec le logiciel Fluent pose particulièrement problème.

Les modèles doivent en fait pouvoir apporter des informations pouvant servir à prévoir l'impact sur le milieu récepteur et à concevoir ou gérer des dispositifs de dépollution.

Chapitre 3 : CONCLUSION

Nous avons pu illustrer la complexité du fonctionnement hydraulique d'un déversoir latéral à crête haute et basse. Les écoulements dans les déversoirs d'orage sont turbulents, à surface libre et/ou en charge et clairement tridimensionnels. Leur comportement hydrodynamique dépend des conditions hydrauliques amont et/ou aval (forme des courbes de remous amont et/ou aval) et de la géométrie de l'ouvrage (forme de la crête, présence d'un coude, entonnement ...). Il est donc indispensable de prendre en compte tous ces paramètres hydrauliques et géométriques lors de la phase de modélisation de ces ouvrages. Le caractère tridimensionnel des écoulements et la complexité de la géométrie de certains déversoirs justifient ainsi l'utilisation d'un outil de calcul 3D pour comprendre leur fonctionnement hydraulique.

Il existe une bibliographie importante sur la modélisation des déversoirs d'orage. La plus part des auteurs se sont intéressés à la modélisation 1D ; les variables sont la hauteur d'eau et le débit. Dans le cas des déversoirs latéraux simples, des outils récents tels que « CalDO », permettent d'accéder aux grandeurs hydrauliques. Par contre, concernant la modélisation 3D, la majorité des recherches portent sur la modélisation des mécanismes de séparation dans les ouvrages hydrauliques (bassins, séparateurs à effet vortex et déversoirs), sans se préoccuper au préalable de la validation de l'hydrodynamique (débits, champ de vitesse, turbulence et surface libre), pour le cas des déversoirs.

La question du transport solide dans les déversoirs d'orage même les plus simples, a été très peu abordée ces dernières années. De nombreux auteurs ont plutôt axé leur réflexion sur les caractéristiques et les processus de génération et de transport de la pollution dans les réseaux d'assainissement. Nous retiendrons que les MES véhiculent près de 80 % de la pollution. Ceci nous engage davantage à nous attarder sur la modélisation du transport des MES dont les caractéristiques sont assez bien connues (particules plutôt fines de diamètre inférieur à 100 μm , de masse volumique entre 2 et 2.5 g/cm^3 et de vitesse de chute entre 3 et 50 m/h). Nous utiliserons les données expérimentales de Kehrwiler (1995) et de Stovin (1996) pour faire une première tentative de validation des modèles 3D en pollution (MES).

**PARTIE 2 -
VALIDATION EXPERIMENTALE
DES MODELES 3D POUR LES
DEVERSOIRS D'ORAGE**

L'objet de cette partie est de montrer la capacité du code de calcul CFD FLUENT® (version 6.1.18) à modéliser les écoulements turbulents à surface libre et le transport solide dans les Déversoirs d'Orage (DO) latéraux.

Dans un premier temps, nous validerons les modèles hydrauliques tridimensionnels que nous avons utilisés pour simuler les écoulements dans les déversoirs latéraux. La méthodologie de validation employée repose sur la décomposition de l'écoulement global en phénomènes simples, étudiés individuellement par ordre croissant de complexité dans la modélisation. La comparaison porte essentiellement sur les débits (conservé et déversé) et la forme tridimensionnelle de la surface libre.

Dans un deuxième temps, nous validerons le modèle de transport solide fondé sur l'approche lagrangienne (« particle tracking »). Les données expérimentales sont issues de la bibliographie (Kehrwiler, 1995 ; Stovin, 1996). Nous nous intéresserons tout d'abord aux efficacités de rétention d'une cuve de décantation (séparation solide – liquide par décantation). Ensuite, nous comparerons les masses solides déversées calculées et mesurées au niveau d'un déversoir latéral (séparation particulaire dans un déversoir latéral).

Chapitre 1 : VALIDATION DES MODELES HYDRAULIQUES TRIDIMENSIONNELS

1. Les modèles hydrauliques tridimensionnels

1.1. Généralités sur les équations de Navier-Stokes

La modélisation des écoulements tridimensionnels est fondée sur les lois de conservation de la masse, de la quantité de mouvement et, dans certains cas, sur d'autres grandeurs auxquelles nous ne nous intéressons pas ici (comme par exemple l'énergie) (Frey, 1991).

Dans le cas des fluides incompressibles et de densité constante, ces lois s'expriment en notation tensorielle de la façon suivante :

- ◆ Équation de continuité (Conservation de la masse) :

$$\frac{\partial U_i}{\partial x_i} = 0 \quad \text{Équation 2-1}$$

- ◆ Équations de Navier – Stokes (Conservation de la quantité de mouvement) :

$$\frac{\partial U_i}{\partial t} + U_j \frac{\partial U_i}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x_i} + \nu \frac{\partial^2 U_i}{\partial x_j \partial x_j} \quad \text{Équation 2-2}$$

U_i : composante du vecteur vitesse instantanée

P : pression

ν : viscosité cinématique

ρ : masse volumique

Les ouvrages que nous étudions nécessitent une représentation tridimensionnelle compte tenu de la complexité de leur fonctionnement hydraulique. Il est donc nécessaire d'utiliser l'ensemble des équations de Navier – Stokes. Les variables qui apparaissent dans les équations précédentes sont instantanées.

Dans ce qui suit, nous donnerons les expressions des équations et les différents moyens de résolution de ces dernières dans le cas d'un écoulement turbulent.

1.2. Équations et approches de résolution pour un écoulement turbulent

1.2.1. Définition et caractéristiques de l'écoulement turbulent

Un écoulement turbulent est composé de "filets fluide" qui, au lieu de conserver leur individualité en glissant uniquement les uns sur les autres comme dans un écoulement laminaire, échangent entre eux des particules fluides. Ainsi, le fluide ondule de manière complexe, s'enroule sur lui-même et semble se déplacer de façon aléatoire autour de la direction principale de l'écoulement. Chassaing (2000) définit la turbulence comme étant un "chaos" spatio-temporel. Cet état désordonné survient en réalité lorsque la vitesse du fluide devient supérieure à une limite au-delà de laquelle la viscosité ne suffit plus à régulariser les mouvements.

Il est courant de caractériser le régime d'un écoulement par un nombre adimensionnel, le nombre de Reynolds, qui correspond au rapport des forces d'inertie aux forces visqueuses :

$$Re = \frac{\rho UL}{\mu} \qquad \text{Équation 2-3}$$

où : ρ est la masse volumique

μ est la viscosité dynamique moléculaire

U et L étant une vitesse et une distance caractéristique de l'écoulement.

Pour un écoulement dans un canal, la transition entre un régime laminaire et un régime turbulent s'effectue généralement pour un nombre de Reynolds critique égal à 2500. Un écoulement est considéré pleinement turbulent lorsque le nombre de Reynolds est supérieur à 5000.

Le mouvement d'un fluide est dit turbulent lorsque les différentes caractéristiques physiques (vitesse, pression, température) peuvent être décrites par des variables aléatoires du temps et de l'espace, et pour lesquels on peut définir une valeur moyenne.

Les tourbillons de différentes tailles apparaissent, formant ce qui est communément appelé un spectre. Les grands tourbillons sont associés aux basses fréquences et les petits tourbillons aux hautes fréquences. Plus le nombre de Reynolds est important, plus l'écoulement est turbulent et plus la largeur du spectre est importante. Bien qu'ils soient différenciés les uns des autres, les tourbillons sont liés par un processus de transmission de l'énergie appelé couramment "cascade" d'énergie (Kolmogorov, 1941).

Les grands tourbillons interagissent dans un premier temps avec l'écoulement moyen, leurs échelles de longueur étant similaires. La présence de gradients de vitesse moyenne dans l'écoulement provoque la distorsion de ces tourbillons. Lors de ce processus d'étirement, de l'énergie cinétique est extraite de l'écoulement moyen pour alimenter les mouvements turbulents de grande échelle. La plus grande part de l'énergie cinétique étant contenue dans les tourbillons de plus grande taille, cela permet de maintenir la turbulence (Lesieur, 1994). À force d'être étirés, les gros tourbillons sont scindés en tourbillons de plus en plus petits.

L'énergie cinétique est transmise des tourbillons de grande taille vers ceux de petite taille, jusqu'à ce que les forces de viscosité deviennent actives, dissipent cette énergie en détruisant les petits tourbillons et la convertissent en énergie interne thermique.

Le taux d'énergie dissipée est déterminé par les mouvements turbulents de grande échelle, les forces visqueuses interviennent au niveau des tourbillons les plus petits. En effet, c'est le taux d'énergie extrait de l'écoulement moyen et transmis aux gros tourbillons qui est ensuite véhiculé aux petits tourbillons.

1.2.2. Approches de résolution des équations de l'écoulement turbulent

a. La résolution directe

Les équations de Navier - Stokes traduisent complètement les écoulements à surface libre turbulents. Cependant, malgré les récents progrès réalisés au niveau technologique, leur résolution numérique complète pose problème.

En effet, les tourbillons peuvent être de l'ordre du millimètre alors que le domaine peut s'étendre sur des mètres et même des kilomètres. Une grille assez fine pour une description assez précise de toutes les échelles de la turbulence exigerait un nombre considérable de cellules (Chassaing, 2000). Or, la capacité de stockage et la vitesse des ordinateurs demeurent à l'heure actuelle insuffisantes.

Un autre inconvénient de cette approche est le fait que la grande finesse de la structure de la turbulence exige la prescription de données initiales et aux limites à un niveau important, ce qui n'est pas sans poser parfois de sérieuses difficultés.

Afin de passer ce type de difficultés, deux solutions sont utilisées : l'approche statistique et la simulation des grandes structures turbulentes.

b. L'approche statistique

Les modèles qui se fondent sur l'approche statistique sont les plus répandus. Ils reposent sur la décomposition classique de Reynolds en quantités moyenne et fluctuante :

$$\begin{aligned} U_i &= \overline{U}_i + u_i' \\ P &= \overline{P} + p' \end{aligned} \quad \text{Équation 2-4}$$

Avec :

$$\begin{aligned} \overline{U}_i &= \frac{1}{T} \int_0^T U_i \, dt \\ \overline{u_i'} &= \frac{1}{T} \int_0^T u_i' \, dt = 0 \end{aligned} \quad \text{Équation 2-5}$$

Et :

$$\bar{P} = \frac{1}{T} \int_0^T P dt$$

$$\overline{p'} = \frac{1}{T} \int_0^T p' dt = 0$$

Équation 2-6

Cette décomposition en valeur moyenne et fluctuante entraîne au niveau physique, une considération du mouvement moyen et du mouvement d'agitation turbulente.

Les équations 2-1 et 2-2 deviennent :

- ◆ Conservation de la masse (équation de continuité) :

$$\frac{\partial \bar{U}_i}{\partial x_i} = 0$$

Équation 2-7

- ◆ Conservation du moment (équations de Navier - Stokes):

$$\frac{\partial \bar{U}_i}{\partial t} + \bar{U}_j \frac{\partial \bar{U}_i}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{P}}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\nu \frac{\partial \bar{U}_i}{\partial x_j} - \overline{u_i' u_j'} \right)$$

Équation 2-8

Les termes $-\rho \overline{u_i' u_j'}$ appelés contraintes de Reynolds proviennent de la décomposition de Reynolds. Ils posent un problème de fermeture.

Le but de l'ensemble des modèles de transport de quantités moyennes consiste à estimer les contraintes de Reynolds. Le code de calcul Fluent propose trois méthodes de fermeture basées sur l'approche statistique :

- ◆ Le modèle k-ε et ses variantes
- ◆ Le modèle de turbulence k-ω (modèle de Wilcox)
- ◆ Le modèle des contraintes de Reynolds (RSM)

Le modèle k-ε

Le modèle k-ε est le plus simple des modèles complets dits à deux équations.

Ce modèle suppose que le régime de turbulence est pleinement établi dans tout le domaine et que les effets de la viscosité moléculaire sont négligeables par rapport à ceux de la viscosité turbulente (loin des parois).

Il est basé sur l'hypothèse de Boussinesq, à savoir qu'il existe une analogie entre l'action des forces visqueuses et les contraintes de Reynolds dans l'écoulement moyen, soit :

$$-\overline{\rho u_i u_j} = \mu_t \left(\frac{\partial \bar{U}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{U}_j}{\partial x_i} \right) - \frac{2}{3} k \delta_{ij}$$

Équation 2-9

Le modèle calcule la viscosité turbulente μ_t en faisant intervenir l'énergie cinétique de turbulence k et le taux de dissipation de l'énergie cinétique de turbulence ε comme suit :

$$\mu_t = \rho C_\mu \frac{k^2}{\varepsilon} \quad \text{Équation 2-10}$$

Deux équations de transport sont utilisées : une pour l'énergie cinétique de turbulence k et l'autre pour le taux de dissipation de l'énergie cinétique ε .

$$\frac{\partial(\rho k)}{\partial t} + \text{div}(\rho k U) = \text{div} \left[\left(\mu + \frac{\mu_t}{\sigma_k} \right) \text{grad}(k) \right] + 2\mu_t \frac{\partial \bar{U}_i}{\partial x_j} \frac{\partial \bar{U}_i}{\partial x_j} - \rho \varepsilon \quad \text{Équation 2-11}$$

$$\frac{\partial(\rho \varepsilon)}{\partial t} + \text{div}(\rho \varepsilon U) = \text{div} \left[\left(\mu + \frac{\mu_t}{\sigma_\varepsilon} \right) \text{grad}(\varepsilon) \right] + 2\mu_t C_{1\varepsilon} \frac{\varepsilon}{k} \frac{\partial \bar{U}_i}{\partial x_j} \frac{\partial \bar{U}_i}{\partial x_j} - C_{2\varepsilon} \rho \frac{\varepsilon^2}{k} \quad \text{Équation 2-12}$$

La signification physique de ces équations est la suivante :

Taux de variation de k (ε) + Transport de k (ε) par convection = Transport de k (ε) par diffusion + Taux de production de k (ε) – Taux de destruction de k (ε).

Les résultats de calcul dépendent fortement de la valeur des constantes empiriques C_μ , σ_k , σ_ε , $C_{1\varepsilon}$ et $C_{2\varepsilon}$. Cela constitue une faiblesse de ce modèle, bien que les auteurs admettent le plus souvent les mêmes valeurs.

Les valeurs utilisées par défaut dans le code Fluent sont groupées dans le tableau suivant :

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

Tableau 2-1 : Valeurs des constantes empiriques du modèle k-ε

Le modèle k-ε est très largement utilisé en ingénierie. Il est en effet robuste, économique en temps de calcul et suffisamment précis et validé pour une large gamme d'écoulements turbulents.

Cependant, il donne de mauvais résultats pour une catégorie importante de situations comme les écoulements non confinés, les écoulements tourbillonnants et les écoulements en rotation (Rodi, 1984).

Prise en compte des effets de parois

Cependant, proche des parois, les effets visqueux ne peuvent plus être négligés et la modélisation basée sur un nombre de Reynolds turbulent n'est plus valable. Pour palier à cette difficulté, on utilise des « lois de paroi » (Standard Wall Function), qui sont des modèles d'intégration connectant les conditions à la paroi et près de la paroi. Ces lois sont fondées sur l'approche proposée par Launder et Spalding (1974).

Nous ne nous intéressons pas au détail de la couche limite, mais à l'effet global de la présence d'une paroi sur l'écoulement.

La modélisation de l'écoulement en proche paroi s'appuie sur celle des écoulements turbulents pariétaux cisailés simples.

Afin d'exprimer les différentes lois de répartition de la vitesse dans les différentes zones, on définit les paramètres adimensionnels suivants :

$$y^+ = \frac{\rho y u_\tau}{\mu} ; u^+ = \frac{\bar{U}}{u_\tau}$$

Équation 2-13

avec $u_\tau = \left(\frac{\tau_w}{\rho} \right)^{\frac{1}{2}}$

Où τ_w est la tension de cisaillement à la paroi.

Une analyse temporelle multi-échelle permet de décomposer en trois couches distinctes la couche limite turbulente proche d'une paroi lisse :

- ◆ une première couche où la viscosité du fluide domine la viscosité turbulente et est appelée sous couche visqueuse. Dans cette zone le profil de vitesse est linéaire et s'écrit :

$$u^+ = y^+$$

Équation 2-14

La sous couche visqueuse s'étendant jusqu'à une épaisseur de $y^+ = 5$.

- ◆ Une couche intermédiaire où la viscosité du fluide et la viscosité turbulente sont équivalentes, appelée zone tampon.
- ◆ Une couche externe où la viscosité turbulente est prépondérante et où le profil de vitesse est logarithmique et :

$$u^+ = \frac{1}{\kappa} \ln(Ey^+)$$

Équation 2-15

E et κ (constante de Von Karman) ont des valeurs fixes qui sont égales à : E = 0,9 et $\kappa = 0,40$. Cette couche externe est supposée commencer pour $y^+ > 50$.

L'option « standard wall function » est disponible lorsqu'on utilise le modèle k- ϵ ou RSM, mais ne peut être utilisée avec le modèle k- ω (Fluent, 2001).

Avec le modèle k- ϵ standard, les contraintes de Reynolds à la paroi sont calculées en supposant l'existence d'un profil de vitesse entre la paroi et la première cellule proche de la paroi (Fluent, 2001). Ce profil est modélisé par des lois semblables à celles que nous avons détaillées précédemment (Équations 2-14 et 2-15). Elles s'écrivent :

$$u^* = y^* ; \text{ pour } y^* < 11.225$$

Équation 2-16

et

$$u^* = \frac{1}{\kappa} \ln(Ey^*) \quad ; \text{ pour } y^* > 11.225 \quad \text{Équation 2-17}$$

Les expressions de y^* et u^* sont :

$$y^* = \frac{y_p C_\mu^{1/4} k_p^{1/2} \rho}{\mu} \quad \text{et} \quad u^* = \frac{\overline{U_p} C_\mu^{1/4} k_p^{1/2} \rho}{\tau_w} \quad \text{Équation 2-18}$$

$\overline{U_p}$ représente la vitesse moyenne du fluide au point P, situé à la distance y_p par rapport au mât. k_p est l'énergie cinétique turbulente au point P. Son taux de dissipation ε_p est calculé comme suit :

$$\varepsilon_p = \frac{C_\mu^{3/4} k_p^{3/2}}{\kappa y_p} \quad \text{Équation 2-19}$$

Le modèle k- ω

Le modèle k- ω standard proposé par FLUENT est fondé sur le modèle de Wilcox (Wilcox, 1998). Sa structure est proche de celle du modèle k- ε .

Ce modèle fait intervenir deux équations de transport : une pour l'énergie cinétique turbulente k et l'autre pour le taux de dissipation spécifique ω .

Le taux de dissipation spécifique est défini par :

$$\omega = \frac{\varepsilon}{k} \quad \text{Équation 2-20}$$

L'énergie cinétique turbulente k et le taux spécifique de dissipation ω sont obtenus respectivement à partir des deux équations de transport suivantes :

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho k) + \frac{\partial}{\partial x_i}(\rho k U_i) = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\Gamma_k \frac{\partial k}{\partial x_j} \right) + G_k - Y_k + S_k \quad \text{Équation 2-21}$$

et

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho \omega) + \frac{\partial}{\partial x_i}(\rho \omega U_i) = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\Gamma_\omega \frac{\partial \omega}{\partial x_j} \right) + G_\omega - Y_\omega + S_\omega \quad \text{Équation 2-22}$$

Avec :

G_k : production d'énergie cinétique turbulente par les gradients de vitesse moyenne

G_ω : production de ω

Γ_k et Γ_ω : coefficients de diffusion de k et ω

Y_k et Y_ω : les dissipations de k et ω dues à la turbulence.

S_k et S_ω : les termes sources.

Les coefficients Γ_k et Γ_ω sont donnés par :

$$\Gamma_k = \mu + \frac{\mu_t}{\sigma_k} \quad \text{Équation 2-23}$$

et

$$\Gamma_\omega = \mu + \frac{\mu_t}{\sigma_\omega} \quad \text{Équation 2-24}$$

σ_k et σ_ω sont les nombres de Prandtl pour k et ω respectivement, et μ_t la viscosité turbulente. La viscosité turbulente est estimée comme suit :

$$\mu_t = \alpha^* \frac{\rho k}{\omega} \quad \text{Équation 2-25}$$

α^* est un coefficient qui tient compte des variations de la viscosité turbulente. Pour de faibles nombres de Reynolds, α^* est défini de la façon suivante :

$$\alpha^* = \alpha_\infty^* \left(\frac{\alpha_0^* + Re_t / R_k}{1 + Re_t / R_k} \right) \quad \text{Équation 2-26}$$

Avec :

$$Re_t = \frac{\rho k}{\mu \omega} \quad \text{Équation 2-27}$$

et

$$\alpha_0^* = \frac{\beta_i}{3} \quad \text{Équation 2-28}$$

Les termes de production G_k et G_ω sont définis respectivement par :

$$G_k = -\rho \overline{u_i' u_j'} \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \quad \text{Équation 2-29}$$

et

$$G_\omega = \alpha \frac{\omega}{k} G_k \quad \text{Équation 2-30}$$

Avec :

$$\alpha = \frac{\alpha_\infty}{\alpha^*} \left(\frac{\alpha_0 + Re_t / R_\omega}{1 + Re_t / R_\omega} \right) \quad \text{Équation 2-31}$$

La dissipation de k due à la turbulence est donnée par :

$$Y_k = \rho \beta^* f_{\beta^*} k \omega \quad \text{Équation 2-32}$$

Avec :

$$f_{\beta^*} = \begin{cases} 1 & \chi_k \leq 0 \\ \frac{1+680\chi_k^2}{1+400\chi_k^2} & \chi_k > 0 \end{cases} \quad \text{Équation 2-33}$$

$$\chi_k \equiv \frac{1}{\omega^3} \frac{\partial k}{\partial x_j} \frac{\partial \omega}{\partial x_j}$$

et

$$\beta^* = \beta_i^* [1 + \zeta^* F(M_t)]$$

$$\beta_i^* = \beta_\infty^* \left(\frac{4/15 + (Re_t / R_\beta)^4}{1 + (Re_t / R_\beta)^4} \right) \quad \text{Équation 2-34}$$

$F(M_t)$ est une fonction de compressibilité.

La dissipation de ω due à la turbulence est donnée par :

$$Y_\omega = \rho \beta_i f_\beta \omega^2 \quad \text{Équation 2-35}$$

Avec :

$$f_\beta = \frac{1+70\chi_\omega}{1+80\chi_\omega}$$

$$\chi_\omega = \left| \frac{\Omega_{ij} \Omega_{jk} S_{ki}}{(\beta_\infty^* \omega)^3} \right| \quad \text{Équation 2-36}$$

$$\Omega_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} - \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right)$$

Finalement, les constantes du modèle k- ω sont regroupées dans le tableau suivant :

α_∞^*	α_∞	α_0	β_∞^*	β_i	R_β	R_k	R_ω	ζ^*	σ_k	σ_ω
1	0.52	1/9	0.09	0.072	8	6	2.95	1.5	2.0	2.0

Tableau 2-2 : Valeur des constantes du modèle k- ω

L'avantage du modèle k- ω par rapport au modèle k- ϵ réside au niveau de la prise en compte des effets dus à la turbulence des écoulements à faible nombre de Reynolds. Il est utilisable pour les écoulements compressibles et permet de prendre en compte les transferts pariétaux.

Le modèle de Wilcox est applicable pour les écoulements en charge, les écoulements à surface libre caractérisés par de fortes contraintes de cisaillement, les jets et les écoulements autour d'un obstacle (phénomène de sillage), la diffusion d'un polluant dissous.

Le modèle RSM

Le modèle des contraintes de Reynolds ou Reynolds Stress Model (RSM) est un modèle de fermeture du second ordre.

Dans certains cas (couches limites courbes, écoulements tourbillonnants, écoulements en rotation), l'approximation fondée sur l'hypothèse de Boussinesq pour représenter les tensions de Reynolds n'est plus applicable (Versteeg et Malalasekera, 1995).

Des équations de transport sont alors établies pour les contraintes cinématiques de Reynolds, dont l'expression est la suivante :

$$R_{ij} = \overline{u'_i u'_j} \quad \text{Équation 2-37}$$

Ces équations s'écrivent sous la forme générale suivante :

$$\frac{DR_{ij}}{Dt} = P_{ij} + D_{ij} - \epsilon_{ij} + \Pi_{ij} + \Omega_{ij} \quad \text{Équation 2-38}$$

La signification physique de l'équation 2-38 est la suivante :

La dérivée particulaire de R_{ij} (Taux de variation de R_{ij} + Transport de R_{ij} par convection) = Taux de production de R_{ij} + Transport de R_{ij} par diffusion - Taux de dissipation de R_{ij} + Transport de R_{ij} dû aux interactions turbulentes Pression / Contraintes + Transport de R_{ij} dû au mouvement de rotation.

Nous avons alors six nouvelles équations différentielles aux dérivés partielles, c'est à dire une équation de transport pour chacune des six contraintes de Reynolds. Les variables sont : $\overline{u_1'^2}$, $\overline{u_2'^2}$, $\overline{u_3'^2}$, $\overline{u_1' u_2'}$, $\overline{u_1' u_3'}$ et $\overline{u_2' u_3'}$ (car $\overline{u_1' u_2'} = \overline{u_2' u_1'}$, $\overline{u_2' u_3'} = \overline{u_3' u_2'}$ et $\overline{u_1' u_3'} = \overline{u_3' u_1'}$).

Le terme de production est donné par :

$$P_{ij} = - \left(R_{im} \frac{\partial \overline{U_j}}{\partial x_m} + R_{jm} \frac{\partial \overline{U_i}}{\partial x_m} \right) \quad \text{Équation 2-39}$$

Le terme de transport par diffusion est donné par :

$$D_{ij} = \frac{\partial}{\partial x_m} \left(\frac{v_t}{\sigma_k} \frac{\partial R_{ij}}{\partial x_m} \right) \quad \text{Équation 2-40}$$

Les interactions turbulentes Pression / Contraintes représentées par le terme Π_{ij} sont les plus délicates mais aussi les plus importantes à modéliser. Elles sont dues aux fluctuations de pression. Le terme modélisant ces interactions a pour effet de rendre les contraintes normales de Reynolds ($i = j$) isotropes et de réduire les contraintes de cisaillement de Reynolds ($i \neq j$).

L'expression de ce terme est la suivante :

$$\Pi_{ij} = -C_1 \frac{\varepsilon}{k} \left(R_{ij} - \frac{2}{3} k \delta_{ij} \right) - C_2 \left(P_{ij} - \frac{2}{3} P \delta_{ij} \right) \quad \text{Équation 2-41}$$

Avec : $C_1 = 1.8$, $C_2 = 0.6$, $P = \frac{1}{2} P_{kk}$ et :

$$k = \frac{1}{2} (\overline{u_1^2} + \overline{u_2^2} + \overline{u_3^2}) \quad \text{Équation 2-42}$$

Des corrections supplémentaires sont nécessaires pour prendre en compte l'effet de la paroi. Les effets de parois augmentent l'anisotropie des contraintes normales de Reynolds.

Le transport dû au mouvement de rotation est donné par :

$$\Omega_{ij} = -2w_k (R_{jm} e_{ikm} + R_{im} e_{jkm}) \quad \text{Équation 2-43}$$

w_k étant le vecteur – rotation.

Ce modèle est potentiellement le plus général et le plus complet des modèles de turbulence classique.

Les calculs sont satisfaisants pour beaucoup d'écoulements simples et d'autres plus complexes incluant les jets avec impact, les tunnels asymétriques, les écoulements en conduit non circulaire et les écoulements courbes. Mais, il est très coûteux en moyens informatiques.

c. La simulation des grandes structures turbulentes

La simulation des grandes structures turbulentes (LES ou 'Large Eddy Simulation') est une approche intermédiaire hybride utilisant une résolution partielle pour les grands tourbillons et une modélisation partielle pour les petits tourbillons (Schiestel, 1998). La construction du modèle est basée sur le caractère universel des petits tourbillons et la variabilité dans le temps et dans l'espace de la structure des grands tourbillons.

La méthode de résolution est basée, dans un premier temps, sur le calcul du mouvement tridimensionnel et instationnaire des gros tourbillons dans des configurations particulières de l'écoulement considéré. Dans un second temps, les propriétés statistiques sont obtenues, tout comme on le ferait sur des signaux issus de mesures en laboratoire.

De manière très générale, la simulation repose sur la résolution numérique des équations de base et le traitement statistique des bases de données ainsi constituées. La difficulté à modéliser la structure des grands tourbillons justifie ce type d'approche. En effet, les grands tourbillons produits par l'écoulement moyen sont anisotropes et ont une longue durée de vie. Par contre les petits tourbillons ont un caractère plus universel et ont tendance à être isotropes. Leur durée de vie est courte et ils sont relativement plus faciles à modéliser. Les simulations numériques à des nombres de Reynolds élevés sont basées sur un découpage des fluctuations turbulentes. Ce découpage permet de modéliser les petites structures à caractère plus universel.

Bien qu'elle soit une technique encore en cours de développement, la simulation des grandes structures turbulentes est actuellement un outil pour l'ingénieur. Elle permet de simuler des configurations très proches de celles rencontrées dans l'industrie ; notamment celles pour lesquelles les modèles classiques, de type $k-\varepsilon$, échouent. On peut citer par exemple les calculs de pollution atmosphérique, de l'aérodynamique externe et interne de bâtiments, des fluctuations du vent autour d'un pont, des vibrations de tubes dans un échangeur ou les fluctuations thermiques en parois (Bailly et Comte-Bellot, 2003).

Le modèle LES n'est pas actuellement compatible avec la méthode de localisation de la surface libre utilisée dans notre étude.

1.3. Modélisation de la surface libre

1.3.1. Généralités sur les modèles multiphasiques

Pour modéliser les écoulements multiphasiques, les deux approches principales sont : Euler –Euler et Euler – Lagrange.

Fluent (2001) propose trois modèles principaux fondés sur l'approche eulérienne, à savoir : le modèle VOF (Volume Of Fluid), le modèle de mélange ou «Mixture» et le modèle d'Euler.

Dans le dernier modèle, une distinction est faite entre les écoulements fluide – fluide et les écoulements fluide – solide (modèle dit eulérien-granulaire).

L'approche lagrangienne sert de base au module de transport solide « particle track » ou modèle particulaire. Ce module est utilisé pour connaître la distribution et la trajectoire des particules. Nous le détaillerons lorsque nous exposerons les modèles 3D de transport particulaire.

Les critères de choix d'un modèle multiphasique approprié dépendent du type d'écoulement, des forces mises en jeu. Ainsi, pour les écoulements à surface libre, sans transfert ni distribution, le modèle VOF est le plus adapté. Nous utiliserons ce dernier pour simuler les écoulements à surface libre.

Le modèle VOF repose sur une méthode dite méthode de la fraction volumique. Elle permet de localiser l'interface entre deux domaines fluides différents. Elle est applicable pour des fluides non miscibles (eau–air par exemple) c'est-à-dire lorsqu'il n'y a pas d'interpénétration entre fluide.

En écoulements incompressibles, sans modèle d'énergie et sans prendre en compte les interactions entre domaines fluides, les méthodes VOF permettent une bonne résolution des problèmes hydrauliques à surface libre, en régime transitoire (time-dependent formulation) ou permanent (Fluent, 2001).

Les limites de ce modèle sont les suivantes :

1. Aucune cellule ne doit être vide (présence obligatoire d'une ou plusieurs phases combinées).
2. Une seule phase seulement peut être compressible mais pas les deux.
3. Les écoulements périodiques ne peuvent être simulés lorsqu'on active le modèle VOF (incompatibilité).
4. Ce modèle ne prend en compte actuellement ni mélange ni réaction.
5. Il est impossible d'utiliser actuellement le modèle de turbulence LES.

Fluent dispose de quatre schémas numériques pour localiser l'interface eau-air par exemple : Euler Explicit, implicit, géométric reconstruction, donor-acceptor.

Le schéma « implicit » est adapté en régime permanent. En régime transitoire, l'utilisation des méthodes VOF implique la donnée du nombre de Courant. C'est un nombre sans

dimension qui compare le pas de temps de calcul Δt au temps caractéristique durant lequel un élément fluide transite à travers le volume de contrôle.

1.3.2. Équations

La modélisation de la surface libre nécessite un découpage du domaine global de calcul en deux sous domaines.

Le premier est constitué d'un volume d'eau et le deuxième, situé dans la partie supérieure du domaine d'étude, est rempli d'air. Le plan d'intersection des deux sous domaines représente la surface libre au démarrage du calcul.

Aucune contrainte n'est fixée au niveau de ce plan qui pourra donc se déformer. Dans ce cas, la pression atmosphérique est imposée sur la partie supérieure du domaine, constituée d'air.

Chaque phase est supposée être présente dans chaque volume de contrôle de la géométrie et est dotée de ses propres champs de variables. En outre, chaque phase possède une fraction volumique égale à la fraction du volume de contrôle qu'elle occupe (Lin Ma *et al.*, 2002). Dans notre cas, la fraction volumique α_q est définie par :

$$\alpha_q = \frac{\partial\Omega_q}{\partial\Omega_{\text{maille}}} \quad \text{Équation 2-44}$$

$\partial\Omega_{\text{maille}}$ représente le volume total de la maille de calcul et $\partial\Omega_q$ le volume de la partie de la maille occupée par la phase q. Si q représente la phase liquide (eau), nous avons alors :

$\alpha_{\text{eau}} = 1$, la maille est entièrement remplie d'eau,

$\alpha_{\text{eau}} = 0$, la maille contient exclusivement de l'air,

$0 < \alpha_{\text{eau}} < 1$, la maille contient la surface libre

On suppose qu'il n'y a pas de transfert de masse entre phases, ni de tension à l'interface entre les fluides. Dans chaque cellule, la masse volumique ρ et la viscosité μ globale sont représentées par la moyenne pondérée par la fraction volumique :

$$\rho = \sum_{q=1}^n \alpha_q \rho_q \quad \text{et} \quad \mu = \sum_{q=1}^n \alpha_q \mu_q \quad \text{Équation 2-45}$$

La forme des équations aux dérivées partielles est la suivante :

- ◆ Conservation de la masse pour chaque phase q :

$$\frac{\partial\alpha_q}{\partial t} + \overline{U}_i \frac{\partial\alpha_q}{\partial x_i} = 0 \quad ; \quad 0 \leq \alpha_q \leq 1 \quad \text{Équation 2-46}$$

La contrainte sur la fraction volumique est la suivante :

$$\sum_{q=1}^n \alpha_q = 1$$

Équation 2-47

n représente le nombre de phases.

- ◆ Conservation de la quantité de mouvement :

$$\rho \frac{D\bar{U}_i}{Dt} = \frac{\partial \rho \bar{U}_i}{\partial t} + \bar{U}_j \frac{\partial \rho \bar{U}_i}{\partial x_j} = -\frac{\partial P}{\partial x_i} + \rho g_i + \mu \frac{\partial^2 \bar{U}_i}{\partial x_j \partial x_j} - \frac{\partial \rho(\overline{u'_i u'_j})}{\partial x_j}$$

Équation 2-48

Les équations que nous avons exposées dans les paragraphes précédents seront résolues en utilisant la méthode des volumes finis, grâce aux conditions initiales et aux limites.

1.4. Conditions initiales et aux limites

1.4.1. Conditions initiales

Il faut fournir au modèle numérique les conditions initiales qui représentent l'état de l'écoulement lors du démarrage de la simulation.

Il est nécessaire de donner des vitesses initiales de l'écoulement dans différents domaines fluides (au niveau des volumes d'eau et d'air), ainsi que les valeurs initiales pour la turbulence, la pression et la fraction volumique (position initiale de la surface libre).

Si les variables possèdent des valeurs initiales constantes, il est possible de les livrer directement au logiciel. Dans le cas contraire, l'utilisateur peut créer un sous-programme (fonctions définies par l'utilisateur ou User Define Fonction) dans lequel il est possible d'établir des profils initiaux non uniformes pour chacune des variables de l'écoulement.

1.4.2. Conditions aux limites

Les conditions aux limites définissent la valeur des paramètres hydrauliques (débit, tirant d'eau,...) permettant de représenter l'effet en terme hydrodynamique de ce qui n'a pas pu être modélisé.

Pour la modélisation des déversoirs par exemple, il faut représenter, par le biais des conditions aux limites, l'influence hydraulique du reste du réseau au sein duquel il est inséré.

L'étude des conditions aux limites est déterminante dans une modélisation.

Plusieurs types de conditions aux limites sont proposés dans le code de calcul FLUENT® (conditions de symétrie, de pression, de flux nul, de vitesse imposée ...).

Nous en utilisons essentiellement quatre : vitesse d'entrée, pression de sortie, condition de rugosité et hauteur d'eau imposée.

La première condition aux limites « velocity-inlet » correspond à une vitesse imposée. Nous injectons ainsi le débit à partir d'une vitesse et d'une section mouillée. Dans le cas d'une station de pompage située à l'aval du déversoir, nous imposons également une vitesse à la sortie à travers une section donnée pour représenter les conditions hydrauliques aval.

La deuxième condition « pressure-outlet » (pression de sortie) est appliquée au niveau des sorties déversé ou conservé (sortie de fluide à la pression atmosphérique).

Outre « les lois de parois », la condition de rugosité permet également de modéliser l'effet de la paroi sur l'écoulement. La rugosité est introduite sous forme de hauteur de grain ou taille des aspérités, notée k_s . Elle est liée au coefficient de Strikler K , par la relation suivante (Sinniger et Hager, 1989) :

$$K \times k_s^{\frac{1}{6}} = 8.2 \times \sqrt{g} \quad \text{Équation 2-49}$$

Cette relation est valable pour les écoulements stationnaires, en régime turbulent rugueux. Ceci correspond généralement aux conditions d'écoulement considérées dans notre étude.

La condition de rugosité est appliquée au niveau des parois ou des seuils.

La quatrième condition « outflow » permet d'imposer une hauteur d'eau sur une section de la conduite. C'est une condition de gradient. Cette condition remplit deux fonctions essentielles en écoulement diphasique.

Premièrement, elle assure un gradient de vitesse nul suivant la normale. Elle doit être imposée dans une zone où l'écoulement est pleinement développé.

Deuxièmement, elle garantit une masse volumique constante sur la hauteur souhaitée, pour une phase donnée.

Pour livrer au logiciel les quantités turbulentes à l'entrée du domaine, il est nécessaire de calculer l'intensité turbulente et le diamètre hydraulique. L'intensité turbulente est obtenue de façon empirique comme suit (Fluent, 2001) :

$$I = 0.16 R_e^{-1/8} ;$$

où $R_e = \frac{\bar{U} D_h}{\nu}$ est le nombre de Reynolds.

Équation 2-50

2. Méthode de résolution et convergence

2.1. Méthode de résolution

Le code FLUENT utilise la méthode des volumes finis (Fluent, 2001). Le volume de la géométrie est discrétisé en volumes élémentaires (hexaèdres, tétraèdres, prismes ou un mélange des trois) qu'on appelle aussi mailles (voir l'exemple à la figure 2-1).

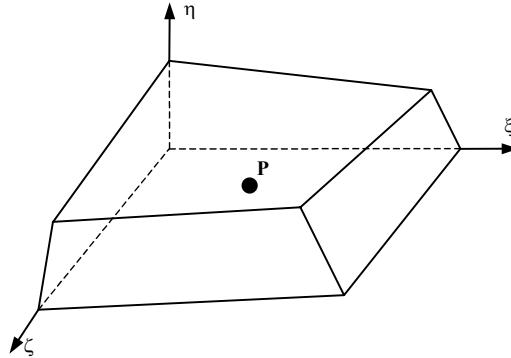


Figure 2-1 : Schématisation d'une maille (hexaèdre) et du système de coordonnées qui lui est rapporté : $\zeta(x,y,z)$, $\xi(x,y,z)$, $\eta(x,y,z)$

Les équations de transport des grandeurs caractéristiques de l'écoulement peuvent se résumer à une expression commune qui peut être schématisée sous la forme suivante, pour la grandeur scalaire Φ :

$$\underbrace{\frac{\partial}{\partial t}(\Phi)}_{\text{terme temporel}} + \underbrace{\frac{\partial}{\partial x_j}(U_j \Phi)}_{\text{terme de convection}} = \underbrace{\frac{\partial}{\partial x_j} \Gamma \frac{\partial \Phi}{\partial x_j}}_{\text{terme de diffusion}} - \underbrace{S\Phi}_{\text{terme de source}} \quad \text{Équation 2-51}$$

Le terme de convection est le bilan entrée/sortie de la quantité Φ dans le volume de contrôle dV (de contour A , de normale sortante à la surface \vec{n}) dû à la convection.

Γ est le terme de diffusivité effective.

U_j est une composante de la vitesse instantanée.

Les expressions des termes de diffusivité et de source varient en fonction des types d'équations résolues.

Le terme de gradient de pression, qui ne peut être classé ni comme un terme de convection ni comme un terme de diffusion est en général inclus dans le terme de source pour les trois équations de la dynamique.

Ensuite, les équations précédentes sont réécrites dans le repère rapporté au maillage.

La méthode des volumes finis consiste alors à intégrer les équations du mouvement sur chacun des volumes élémentaires constituant le maillage. Puis le théorème d'Ostrogradski est utilisé pour transformer certaines intégrales de volume en intégrales de surface. Les méthodes numériques mises en avant permettent de linéariser et de discrétiser chacun des termes de

l'équation rapportée au maillage. En régime permanent, la forme linéaire des équations discrètes est la suivante :

$$a_p \Phi_p = \sum_{nb} a_{nb} \Phi_{nb} + b \quad \text{Équation 2-52}$$

a_p et a_{nb} sont des coefficients.

nb représente les indices des cellules voisines.

Le nombre de cellules voisines dépend de la topologie du maillage (6 cellules voisines pour un maillage hexaédrique).

Φ_p est la valeur d'une variable scalaire au centre de la cellule.

Cette équation est à écrire pour chaque cellule de centre P du domaine.

Le système d'équations aux dérivées partielles est donc transformé en un système algébrique représenté sous forme de produit de matrices comprenant un grand nombre de coefficients nuls.

Fluent propose plusieurs schémas de discrétisation. Les plus utilisés pour notre étude sont :

- ◆ Schéma amont du premier ordre : ce schéma permet une certaine stabilité dans les calculs mais est responsable de diffusion numérique.
- ◆ Schéma amont du second ordre : l'utilisation de cette méthode permet de minimiser la diffusion numérique mais peut faire diverger le calcul.
- ◆ Schéma d'ordre supérieur : le schéma d'ordre supérieur disponible dans Fluent est le schéma QUICK (Fluent, 2001). Il prend en compte le flux aux interfaces.

La résolution des systèmes d'équations aux différences finies se fait par une méthode itérative qui permet de calculer le champ de pression compte tenu de l'équation de conservation de la masse par une méthode semi-implicite (c'est à dire qui utilise les valeurs du champ de pression calculées à l'itération précédente).

L'algorithme SIMPLE, acronyme pour « Semi-Implicit Method for Pressure Linked Equations » permet de résoudre le système d'équations discrétisées (Fluent, 2001). Cet algorithme stipule l'existence d'une relation entre les vitesses corrigées et les pressions corrigées, en vue de vérifier l'équation de conservation de la masse.

Le schéma représentatif de ce processus itératif est le suivant :

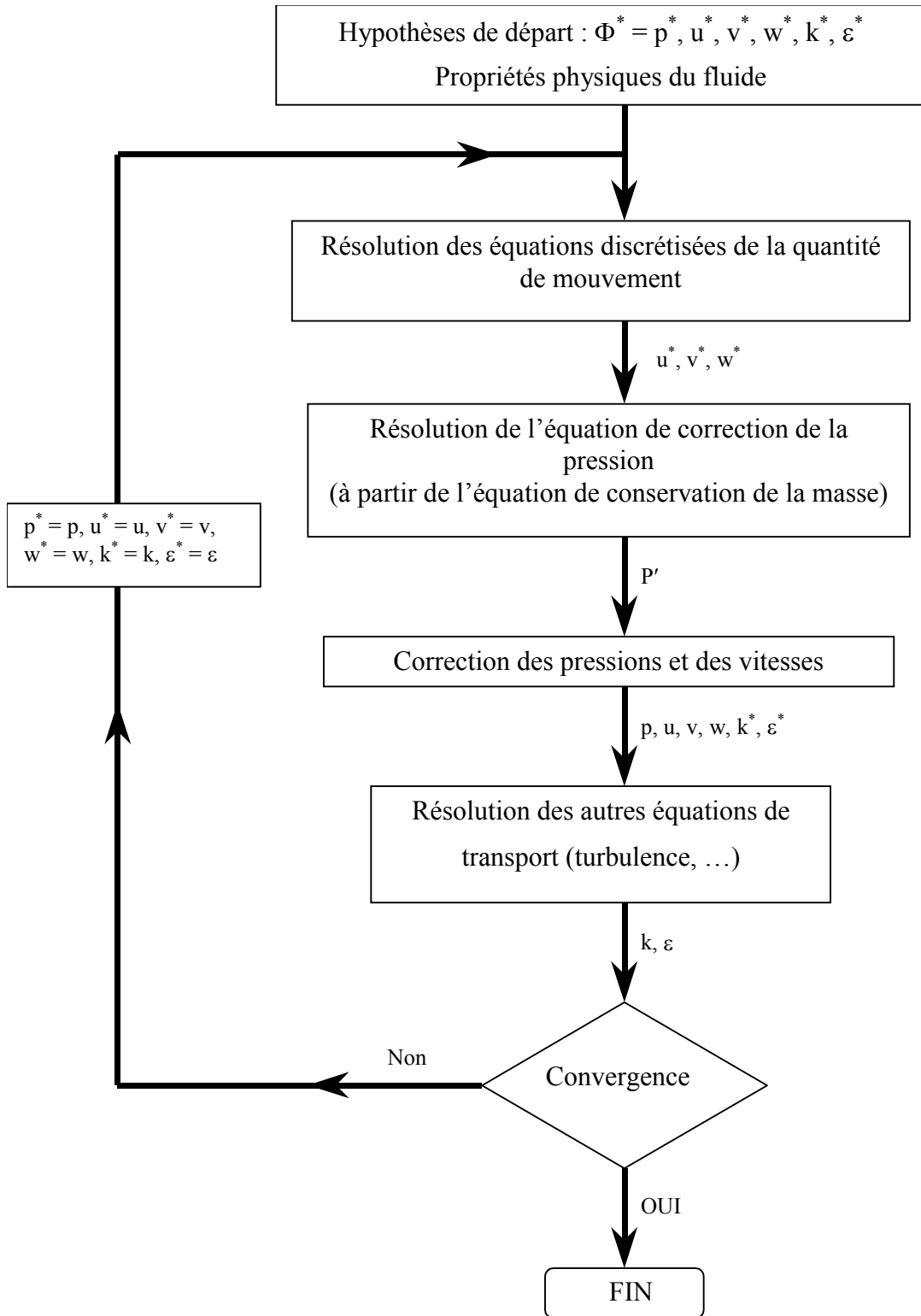


Figure 2-2 : Schéma représentatif de l'algorithme SIMPLE

u, v et w sont les trois composantes du vecteur vitesse. P représente la pression. Φ^* est défini par : $\Phi = \Phi^* + \Phi'$. Φ' est une correction.

2.2. Convergence

Les valeurs Φ sont obtenues à l'issue de l'itération n. Pour éviter d'apporter des corrections trop grandes à ces grandeurs, et ainsi diminuer les risques de divergence du calcul, les nouvelles valeurs de Φ utilisées pour l'itération n+1 sont calculées comme suit :

$$\Phi^* = \beta\Phi + (1-\beta)\Phi^{(n-1)} \quad \text{Équation 2-53}$$

$\Phi^{(n-1)}$ est le résultat de l'itération n-1. β est appelé facteur de sous relaxation. Il est compris entre 0 et 1.

La sous relaxation consiste à diminuer la rapidité des changements d'une variable, d'une itération à l'autre. Elle est régulièrement employée dans les problèmes non linéaires pour éviter que le processus itératif décrit précédemment (figure 2-2) ne diverge.

A chaque itération, Fluent permet de juger de l'état de convergence par le biais du calcul des résidus. Le résidu R^Φ correspond au déséquilibre de l'équation sommé sur toutes les cellules du domaine. Il s'écrit donc sous la forme :

$$R^\Phi = \sum_{\text{cellules P}} \left| \sum_{\text{nb}} a_{\text{nb}} \Phi_{\text{nb}} + b - a_p \Phi_p \right| \quad \text{Équation 2-54}$$

En général, il est difficile de juger de la convergence à partir de ce résidu car il dépend de la taille du système.

L'utilisation du résidu normalisé permet de surmonter cette difficulté.

Fluent adimensionnalise le résidu précédent (Équation 2-54) en utilisant un facteur d'échelle représentatif du débit de Φ à travers le domaine (Fluent, 2001). Ce résidu relatif ou normalisé est défini par :

$$R^\Phi = \frac{\sum_{\text{cellules P}} \left| \sum_{\text{nb}} a_{\text{nb}} \Phi_{\text{nb}} + b - a_p \Phi_p \right|}{\sum_{\text{cellules P}} |a_p \Phi_p|} \quad \text{Équation 2-55}$$

Pour les équations de quantité de mouvement, le dénominateur $a_p \Phi_p$ est remplacé par $a_p U_p$ où U_p est la norme de la vitesse au point P.

Pour l'équation de continuité, la définition du résidu est différente :

$$R^C = \sum_{\text{cellules P}} |\text{bilan de matière dans la cellule P}| \quad \text{Équation 2-56}$$

Partie 2 : Validation expérimentale des modèles 3D pour les déversoirs d'orage

et le résidu relatif est calculé à partir du résidu maximal $R_{\text{itération5}}^c$ sur les 5 premières itérations :

$$R^c = \frac{R_{\text{itérationN}}^c}{R_{\text{itération5}}^c} \quad \text{Équation 2-57}$$

Nous utiliserons les résidus normalisés pour juger de la convergence des calculs. Lorsque ces résidus sont de l'ordre de 10^{-3} , on considère que l'état de convergence est atteint (Fluent, 2001).

3. Présentation du code de calcul

Il existe un certain nombre de codes tridimensionnels industriels, aux meilleurs performants, permettant la prédiction d'écoulements de fluides (FLUENT, CFX, PHOENICS, STAR-CD, TRIO, FEMLAB ...).

La résolution des équations gouvernant ces écoulements (équations de Navier-Stokes) est faite par le biais des méthodes des volumes finis, des différences finies ou des éléments finis.

Le code de calcul Fluent est commercialisé par le groupe FLUENT. Ce groupe est actuellement l'un des pôles de compétence en mécanique des fluides numérique les plus importants. Il développe et commercialise une solution complète sous forme de logiciels de CFD (Computational Fluid Dynamics) généralistes qui simulent tous les écoulements fluides, compressibles ou incompressibles, impliquant des phénomènes physiques complexes tels que la turbulence, le transfert thermique, les réactions chimiques, les écoulements multiphasiques pour toute l'industrie. Les produits et services proposés par le groupe FLUENT aident les ingénieurs à développer leurs produits, à optimiser leur conception et à réduire leurs risques. Ce code est largement utilisé dans l'industrie aéronautique, automobile et offre une interface sophistiquée qui facilite son utilisation.

Le logiciel Fluent modélise par la méthode des volumes finis des écoulements très variés dans des configurations plus ou moins complexes. Il est composé, comme tout logiciel de type CFD, de trois éléments clés qui sont : le pré-processeur, le solveur et le post-processeur.

Nous détaillons ci-dessous ces trois éléments.

3.1. Le pré-processeur *GAMBIT*

Il permet à l'utilisateur de construire la géométrie du domaine de calcul et de subdiviser ce dernier en petits volumes de contrôle ou cellules de calcul. L'ensemble de ces volumes élémentaires constitue le maillage. La définition des conditions aux limites appropriées, au niveau des cellules qui coïncident ou touchent la frontière du domaine de calcul, se fait également à ce niveau.

3.2. Le solveur *FLUENT 6*

Les équations discrétisées y sont résolues et sont décrites sous forme :

Convection - Diffusion = Sources – Pertes. Pour des fluides incompressibles, les calculs se font en pression relative. La méthode utilisée est la méthode des volumes finis. Cette méthode a l'avantage d'être conservatrice, c'est à dire que tout le flux sortant d'un volume de contrôle entre dans les volumes voisins. Les étapes de calcul sont les suivantes :

- ◆ Intégration des équations continues sur chaque volume de contrôle. Le théorème d'Ostrogradski est utilisé pour transformer certaines intégrales de volume en intégrales de surface,
- ◆ Discrétisation en espace et en temps (pour les écoulements non permanents) des équations : substitution des dérivées partielles par des approximations en différences finies ; transformation du système d'équations en système algébrique,

- ◆ Résolution du système algébrique par un processus itératif ; utilisation d'un algorithme pour corriger la pression et les composantes de la vitesse afin d'assurer la conservation de la masse.

3.3. Le post-processeur

Le Post-processeur permet de visualiser les différents résultats à l'écran (champs de vitesse, lignes de courant, profils de la surface libre ...).

4. Méthodologie de validation

Dans un premier temps, l'écoulement global a été décomposé en phénomènes simples, qui ont été étudiés individuellement par ordre croissant de complexité dans la modélisation. Dans un second temps, nous avons rassemblé tous ces résultats individuels pour modéliser en trois dimensions les écoulements dans les déversoirs d'orage latéraux.

4.1. Décomposition en phénomènes simples

Les figures 1-5 et 1-8 (voir partie 1) mettent en évidence la complexité du fonctionnement des déversoirs du pilote « déversoir d'orage ». L'analyse du fonctionnement hydraulique de ces ouvrages permet de proposer une décomposition en phénomènes simples de la façon suivante :

- ◆ courbes de remous en fluvial et torrentiel, sans contraction latérale,
- ◆ écoulement au droit d'un seuil,
- ◆ ressaut hydraulique,
- ◆ prise en compte des effets de la contraction latérale dans le déversoir.

Courbe de remous

La prise en compte du régime d'écoulement dans les conduites amont et aval d'un DO est indispensable pour modéliser son comportement hydraulique. Par conséquent, la forme des courbes de remous amont et aval doit être reproduite par le biais de la modélisation. Nous avons donc validé la modélisation de la ligne d'eau dans un canal rectiligne en régime fluvial ou torrentiel.

Le calcul s'est fait en 2D puisqu'on ne cherche qu'à reproduire le tirant d'eau. Les résultats des simulations 2D ont été ensuite confrontés aux mesures expérimentales de hauteurs d'eau, obtenues à l'aide d'un limnimètre sur le pilote « canal à surface libre ».

Écoulement au droit d'un seuil

Ensuite, nous avons rajouté un seuil dans le canal rectiligne.

Le but est de tester la capacité du logiciel à prédire un écoulement au droit d'un seuil rectangulaire sans contraction latérale, à mince paroi dénoyé, en situation de nappe adhérente. Le seuil fait 8,5 cm de haut.

Ressaut hydraulique

Nous avons réglé la pente du canal de façon à faire apparaître le ressaut hydraulique à l'aval du seuil. Pour les mêmes raisons que précédemment, les simulations ont été réalisées en 2D. La ligne d'eau expérimentale a été reproduite à la main sur un papier transparent plaqué contre l'une des parois verticales externes du « canal à surface libre ». La méthode de validation repose sur la superposition des lignes d'eau calculées et mesurées.

Contraction latérale

Enfin, nous avons modélisé l'écoulement dans le canal venturi inséré au sein du pilote « déversoir d'orage », afin de tester la capacité du code de calcul à prendre en compte l'effet de la variation de section sur la ligne d'eau. Les simulations ont été réalisées en 3D. Nous avons comparé les hauteurs d'eau calculées aux hauteurs mesurées à l'aide d'une règle graduée. La précision de mesure est de l'ordre de ± 3 mm. Ceci est dû à la tension superficielle au niveau de la surface libre.

4.2. Assemblage des phénomènes et interactions

Nous avons rassemblé tous les résultats individuels précédents pour modéliser en trois dimensions les écoulements dans les déversoirs d'orage latéraux. Pour quantifier la validité de la modélisation 3D, nous avons exploité les résultats expérimentaux obtenus sur le pilote « déversoir d'orage » d'Obernai. La validation est essentiellement faite sur les débits déversés, conservés et la surface libre en 3D. La mesure de la surface libre en 3D s'est faite grâce à l'adaptation d'un capteur de reconnaissance de forme en lumière structurée.

5. Données expérimentales en hydraulique

Les mesures expérimentales (débits, hauteurs d'eau), qui serviront de référence lors de la validation des résultats numériques, sont obtenues sur deux bancs physiques.

Ces pilotes représentent l'ensemble des moyens mis en œuvre pour quantifier la validité de la modélisation 2D et surtout 3D. Ils sont situés dans les locaux du lycée agricole d'Obernai (Bas-Rhin, France).

Après une présentation globale de chacun des bancs d'essais, nous décrivons les dispositifs de mesure des débits et de la surface libre en 3D. Nous donnerons la forme des surfaces libres retenues pour la validation des modèles hydrauliques 3D.

5.1. Présentation des pilotes

5.1.1. Le pilote « canal à surface libre »

Le canal expérimental est de section rectangulaire en Plexiglas de largeur 7,5 cm, de longueur 6 m et dont on peut faire varier la pente. L'eau coule en circuit fermé et le débit d'entrée est assuré par une pompe centrifuge capable de débiter 12 m³/h. Au bout du canal, l'eau se déverse dans un bac situé plus bas.



Figure 2-3 : Canal rectangulaire à surface libre

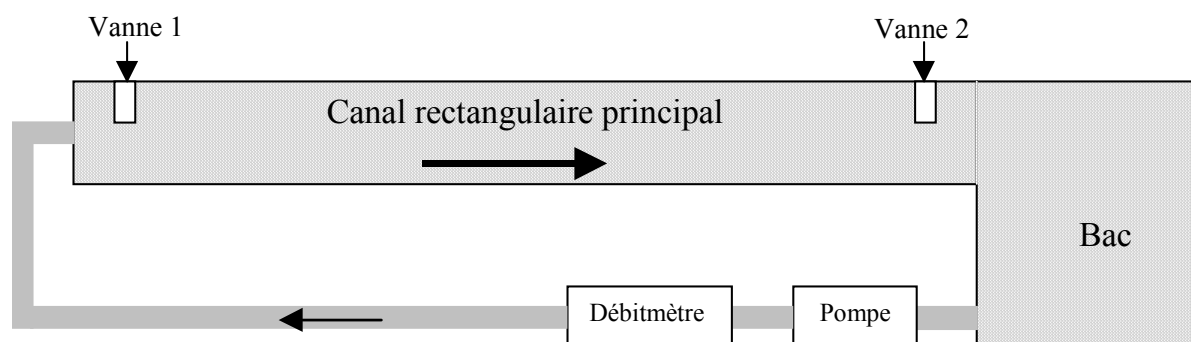


Figure 2-4 : Schéma simplifié du canal expérimental

L'objectif de ce banc est de reproduire différentes courbes de remous en écoulement permanent. Les courbes de remous sont des formes de lignes d'eau que l'on peut observer dans un canal ou une conduite à surface libre en régime fluvial ou torrentiel. Elles sont souvent appelées S1, S2, S3, M1, M2, M3....

On peut trouver les allures de ces différentes courbes dans plusieurs ouvrages dont celui de Sinniger et Hager (1989).

En faisant varier le débit, la pente, en posant des ouvrages, nous avons obtenu différentes courbes de remous, ainsi que différents ressauts.

De nombreuses sources d'erreurs dans les estimations des valeurs expérimentales relevées sont à signaler :

- ◆ L'aiguille du débitmètre oscillant beaucoup, nous avons estimé le débit fourni par la pompe à l'aide d'un seau et d'un chronomètre ; des erreurs de l'ordre de 10 % de la valeur mesurée sont donc possibles. Cette erreur globale est due d'une part, à l'incertitude sur la lecture du temps ; d'autre part, à celle sur la mesure du volume.
- ◆ Les pentes considérées étant parfois très faibles, et leur obtention quelque peu délicate, l'erreur sur la pente mesurée n'est peut-être pas négligeable.
- ◆ Les seuils et les vannes n'étant pas tout à fait étanches, des différences entre la distance théorique du ressaut de l'entrée du canal, et celle effectivement observée sont constatées.
- ◆ Des oscillations verticales de la surface libre dues à la présence du ressaut.

Ces sources d'erreurs, que nous avons limitées le plus possible, nous ont conduit à considérer qu'un écart de ± 2 mm par rapport à la valeur de hauteur d'eau lue était représentatif de la réalité.

5.1.2. Le pilote « déversoir d'orage »

Les mesures réalisées sur ce pilote, nous ont permis d'obtenir les débits amont, aval conservé et déversé, ainsi que les surfaces libres en 3D au niveau des différents déversoirs d'orage testés, en régime fluvial, torrentiel et en présence d'un ressaut hydraulique.

Nous verrons plus loin comment sont mesurés les débits et la surface libre en 3D.

Ce banc d'essai physique est un modèle réduit situé dans le hall technique du lycée Technique Agricole d'Obernai. Ce pilote permet de représenter à une échelle réduite (environ de $\frac{1}{2}$ à $\frac{1}{10}$) près de 70 % des déversoirs d'orage répertoriés par Béziat (1997).

Le banc est conçu pour fonctionner en boucle fermée. L'alimentation se fait à charge constante pour pouvoir régler facilement le débit et le maintenir constant. La pompe immergée déverse dans un réservoir à niveau constant. Le débit d'entrée varie de 0 à 150 m³/h.



Figure 2-5 : Vue d'ensemble du pilote « déversoir d'orage »

Les caractéristiques géométriques et hydrauliques sont les suivantes :

- ◆ Pentes : les pentes des conduites amont, aval conservée et déversée, ainsi que celles du déversoir sont réglables. On peut les faire varier jusqu'à 1 %.
- ◆ Diamètres des conduites amont et aval : à l'amont 200 mm (le diamètre intérieur vaut 188 mm) ; à l'aval 200, 110 et 75 mm.

- ◆ Longueurs et hauteurs de la crête : les longueurs de crête : 500, 1000 et 1500 mm ; les hauteurs de crête : 30, 50, 60, 75, 94 et 125 mm.

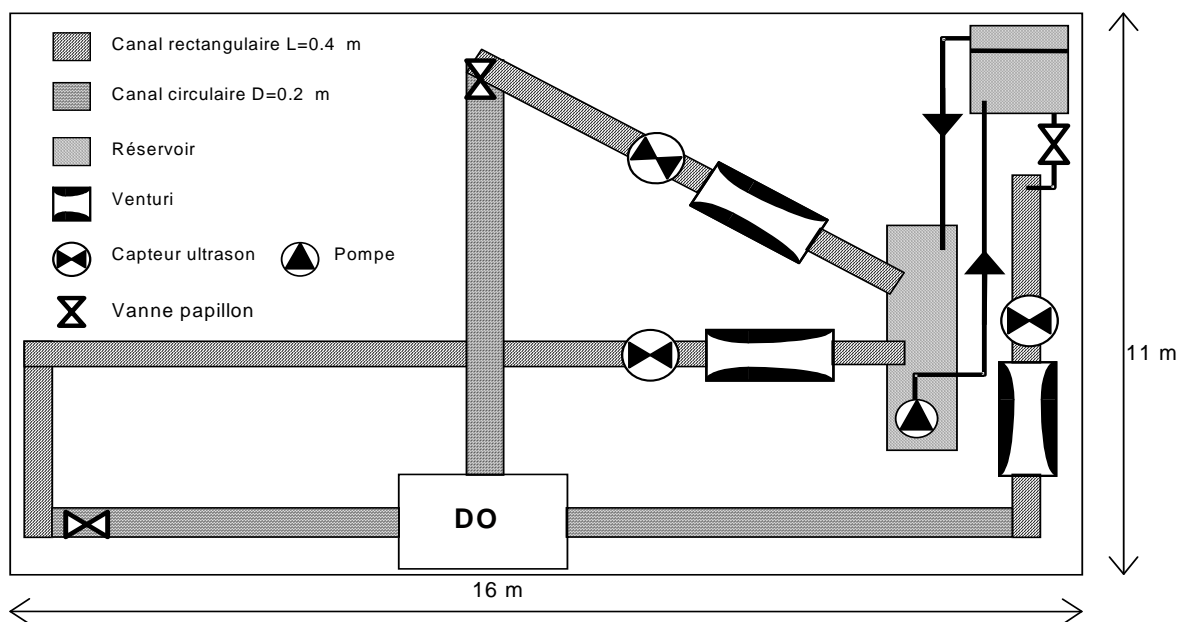


Figure 2-6 : Schéma simplifié de la boucle hydraulique

5.2. Mesure des débits sur le pilote « déversoir d'orage »

Pour mesurer les débits d'entrée, conservé et déversé, nous disposons de trois capteurs à ultrasons et de trois venturis. Chaque canal est équipé d'un venturi couplé à un capteur à ultrasons.

La loi du venturi (donnée par le constructeur) permet de déterminer le débit, connaissant la hauteur d'eau à l'entrée du venturi. La précision sur la hauteur est de ± 1 mm et de ± 5 % sur le débit.



Figure 2-7 : Dispositif de mesure de débits

En réalité, il faut mesurer le débit du montage. En effet, la validité de la mesure de débit fourni par le venturi dépend de sa forme et surtout du montage du canal amont.

La connaissance de ce débit a fait l'objet d'une première campagne de mesures pour valider la pose des venturis.

5.2.1. Protocole expérimental

Le protocole expérimental était fondé sur la détermination de la cartographie des vitesses à l'aide d'un micromoulinet.

Ce type de capteur permet d'obtenir la vitesse locale de l'écoulement. Il est composé d'une hélice reliée à un compteur qui comptabilise le nombre de tours effectués par cette dernière plongée dans l'eau dans un intervalle de temps choisi par l'utilisateur.

Le calcul de la vitesse se fait en utilisant des lois d'étalonnage du type : $v = k \times n + b$ avec v la vitesse de l'eau, k le périmètre de l'hélice, n le rapport entre le nombre de tours

comptabilisés et l'intervalle de temps choisi (temps d'intégration) et b une constante. Le diamètre de l'hélice retenu est de 30 mm et le temps de mesure de 50 s.

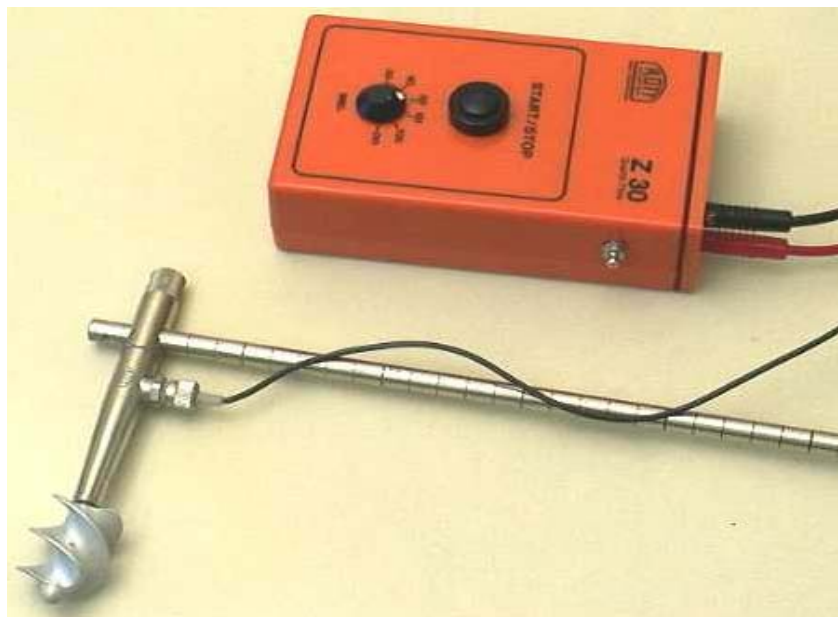


Figure 2-8 : Un micromoulinet

A partir d'une hauteur d'eau h , on cherche à avoir le débit Q tel que $Q = f(h)$.

Le but de cette campagne de validation est d'ajuster la loi du fournisseur car la fonction f dépend de la forme du venturi, mais aussi du montage « canal d'entrée – sortie – pentes ».

Dans un premier temps, il a fallu valider les mesures de hauteurs d'eau données par les ultrasons.

Nous avons fait varier la hauteur de 3 à 35 cm.

Le calibrage des ultrasons s'est fait en utilisant des plans de 10 et 30 cm de hauteur. Il s'est avéré important de vérifier la linéarité, puis la validité des mesures de hauteurs en plaçant des plaques de 19 mm d'épaisseur les unes au-dessus des autres, jusqu'à 342 mm.

Les erreurs sont de l'ordre de ± 1 mm.

Puis, nous sommes passés à la validation des débits fournis par les venturis. En principe, il faut mesurer la vitesse puis obtenir le débit par la formule $Q = U S$. Les différents ultrasons permettent de mesurer S , connaissant la largeur du canal rectangulaire et la hauteur détectée.

La vitesse est obtenue par cartographie des vitesses ponctuelles moyennées dans le temps suivant la largeur. La hauteur minimale de mesure est de 5 cm. Les mesures ont été faites à 30 cm de chaque capteur à ultrasons (entre le capteur et l'entrée du canal venturi).

5.2.2. Validation des mesures de débits

Sept mesures de débit ont été utilisées, donnant ainsi les hauteurs suivantes : 5 cm, 9 cm, 13 cm, 17 cm, 21 cm, 25 cm et 29 cm.

Nous avons comparé la valeur de débit donnée par le venturi à celle obtenue en se servant de la vitesse et la surface.

Nous avons à chaque fois refait le calibrage des ultrasons avant le début des mesures. Nous répétons trois fois la même mesure en chaque point pour plus de précision.

Les points de mesure se répartissent sur une grille qui quadrille la section mouillée avec 5 points de mesure sur la largeur et de 4 points sur la hauteur.

Le calcul des débits d'entrée et déversé, avec une nouvelle loi obtenue en corrigeant celle donnée par le constructeur, a montré que les venturis donnaient une valeur avec moins de 3 % d'erreur, par rapport à celle obtenue en faisant une pondération des vitesses par les surfaces.

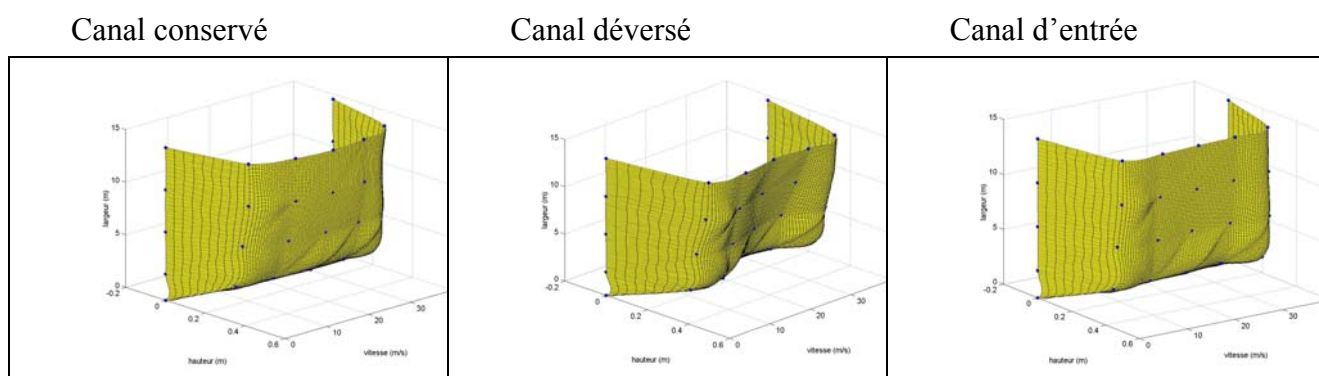


Figure 2-9 : Profils de vitesse obtenus

Nous constatons un creusement du profil tridimensionnel de la vitesse dans le canal déversé. Ceci est dû à la présence d'un coude à l'amont.

Le tableau 2-3 regroupe les erreurs moyennes commises entre la mesure obtenue en utilisant le canal venturi et la valeur calculée en pondérant la vitesse par la surface.

	Entrée	Conservé	Déversé
5 cm	6.7 %	0.5 %	2.5 %
9 cm	1.5 %	0.1 %	0.3 %
13 cm	0.8 %	0.2 %	2.6 %
17 cm	1.9 %	1.1 %	0.9 %

Tableau 2-3 : Erreurs sur les mesures de débits

En somme, cette première campagne de mesure nous a permis de montrer que les venturis étaient bien adaptés au montage et que les débits obtenus sont les débits effectivement mesurés.

On remarque que dans les conduites d'entrée et déversée, le profil de vitesse n'est pas logarithmique ; ce qui suppose une turbulence non isotrope.

5.3. Mesure de la surface libre en 3D

La surface libre au niveau du déversoir inséré au sein de la boucle hydraulique, est obtenue par reconnaissance de forme grâce à la technique de lumière structurée.

Ces techniques permettent de mesurer des formes géométriques parfois très complexes. Structurer la lumière consiste à projeter une lumière, blanche en général, à travers un réseau de lignes afin de créer une trame sur l'objet à acquérir.

Un éclairage "actif" permet d'obtenir des images caractéristiques de la forme d'un objet ou des nuages de points représentatifs de sa surface.

Nous avons adapté cette technique à l'eau.

L'objet à mesurer est la surface libre.

Il s'agit d'obtenir une image en trois dimensions de la surface libre au niveau du déversoir et de connaître la hauteur d'eau en chaque point.

Nous exposerons le principe de mesure de la surface libre par la technique de lumière structurée au niveau d'un déversoir d'orage et détaillerons l'algorithme de calcul de la hauteur d'eau.

5.3.1. Intérêt et applications de la métrologie optique

L'intérêt du dispositif que nous utilisons sur pilote pour mesurer la surface libre réside dans la volonté de fournir des données tridimensionnelles fiables pour permettre le calage et la validation correcte des codes de calcul 3D.

Mesurer la forme d'un objet existant présente un grand avantage, aussi bien en ingénierie que dans d'autres secteurs d'activité (médecine, arts, biens de consommation, contrôle de qualité, topographie, fabrication, etc.).

Cela est rendu possible grâce aux techniques de lumière structurée qui constituent un point important de la métrologie optique. La métrologie optique est très avantageuse par rapport aux méthodes de mesure dites « classiques » puisqu'elle donne accès à des balayages plus rapides. L'absence de contact avec l'objet à mesurer et la haute résolution (courtes longueurs d'ondes) complètent la liste des avantages que présente la métrologie optique.

Cette technique de mesure est employée dans plusieurs domaines : identification d'un type de pièce, usinage direct sur nuage de points, reconstruction de surface, contrôle dimensionnel,.... Ces techniques sont parfaitement adaptées aux milieux industriels.

5.3.2. Méthode et principe de mesure de la surface libre

L'équipement de mesure de la surface libre utilisé sur le pilote expérimental « déversoir d'orage » est composé d'un projecteur (émetteur), d'une caméra CCD (récepteur) et d'un ordinateur type PC pour traiter les données. Le logiciel de traitement des données, écrit sous MATLAB, est fourni par HOLO 3.

Les caractéristiques de l'appareillage sont les suivantes (HOLO 3, 2000) :

- ◆ Projecteur : un flash de 100 μ s déclenché toutes les secondes
- ◆ Caméra : caméra CCD modèle XC8500 de résolution 755x567 pixels. Le temps d'acquisition est de 30 μ s.

Le dispositif de mesure restitue une image en trois dimensions de la surface libre au niveau du déversoir et permet de connaître la hauteur d'eau en chaque point.

On utilise la méthode de projection en lumière structurée. Elle consiste à projeter l'image d'un réseau de franges parallèles sur l'objet à mesurer, puis à observer grâce à une caméra numérique cet objet depuis un point faisant un angle non nul avec la direction de projection.

Le réseau de franges est déformé par le relief de l'objet, c'est l'analyse du déplacement horizontal des franges qui nous permet de mesurer la forme de l'objet en 3D (Colon, 1994). Dans notre cas, le réseau est projeté sur la surface de l'eau.

La caméra est reliée à un ordinateur muni d'un logiciel de traitement des images. Le support utilisé est le logiciel fourni par HOLO 3 écrit sous MATLAB qui permet, grâce à son macro langage, d'adapter les traitements à des besoins spécifiques (Holo 3, 2000).

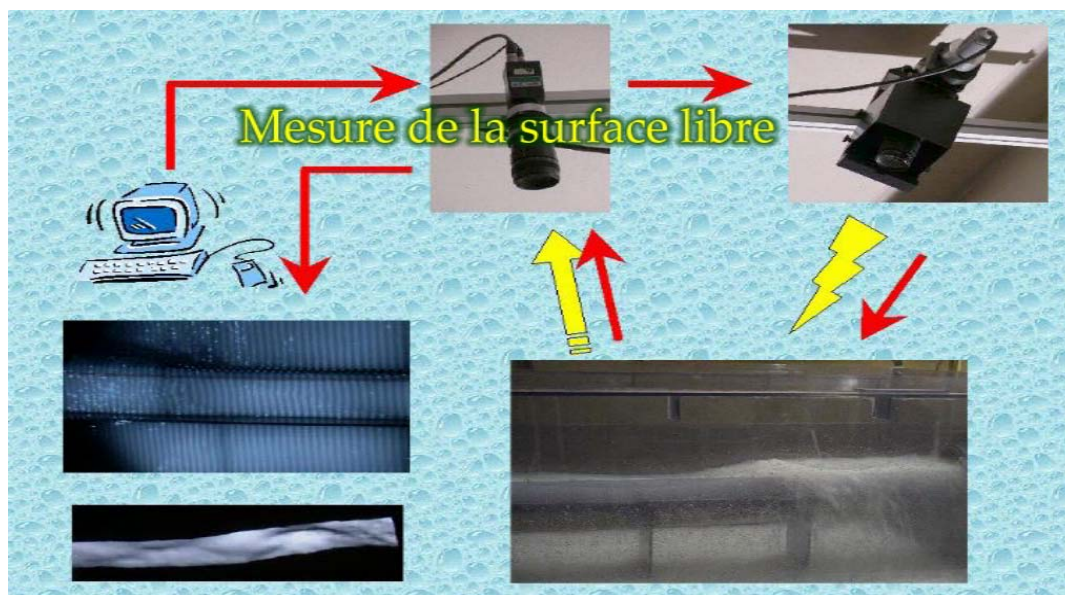


Figure 2-10 : Équipement de mesure de la surface libre en lumière structurée

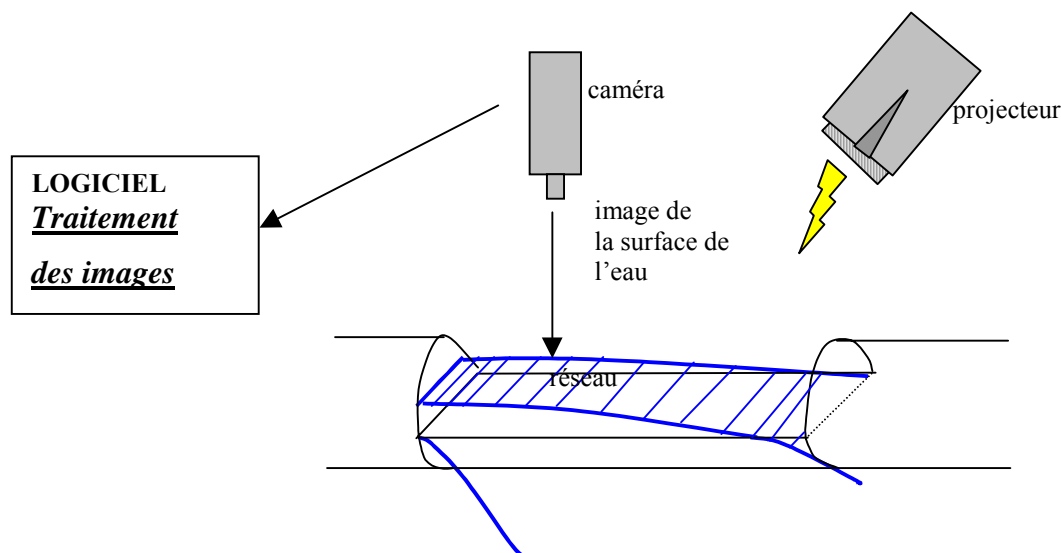


Figure 2-11: Schéma simplifié du dispositif de mesure de la surface libre

En fonction des paramètres spécifiques de la caméra (résolution, sensibilité, cadences) des applications très diverses peuvent être réalisées.

La caméra traite 567 x 755 points. Un point correspond à un pixel. Un pixel est une cellule destinée à recevoir la lumière.

La représentation d'un point est fonction de sa luminosité. Les franges sont numérotées. Elles sont repérées selon l'intensité de la lumière.

Avant d'acquérir les images, il faut calibrer la caméra. Le calibrage a pour but de définir des plans de référence. Après le calibrage, il est important de définir le volume de contrôle ou région de mesure.

Pour notre étude, la région de mesure privilégiée est le déversoir. Après l'acquisition d'une image, on repère la frange d'ordre zéro, c'est à dire la frange la plus épaisse.

L'eau est colorée en blanc pour avoir des franges noires, ce qui accentue le contraste.

Le programme, écrit sous MATLAB, lié au fonctionnement de la caméra, est fondé sur des outils mathématiques telles que l'interpolation quadratique, la Transformée de Fourier et l'analyse matricielle.

Nous expliquons maintenant les différentes étapes de l'algorithme de calcul des hauteurs d'eau (Takeda *et al.*, 1982). L'intensité lumineuse d'un point est donnée par la relation suivante :

$$I(x,y) = I_0(x,y) \times \left[1 + m(x,y) \times \cos(\varphi(x,y) + 2\pi f_0 x) \right] \quad \text{Équation 2-58}$$

où φ est la phase d'interférogramme et (x,y) sont les coordonnées d'un point dans le plan.

En décomposant le cosinus par les formules d'Euler, nous obtenons l'intensité lumineuse sous la forme :

$$I(x,y) = I_0(x,y) + c(x,y) \times e^{j2\pi f_0 x} + c^*(x,y) \times e^{-j2\pi f_0 x} \quad \text{Équation 2-59}$$

avec :

$$c(x,y) = \frac{(I_0 \times m(x,y) \times e^{i\phi(x,y)})}{2} \quad \text{et} \quad c^*(x,y) = \frac{(I_0 \times m(x,y) \times e^{-i\phi(x,y)})}{2}$$

Dans la suite, nous poserons $C(x,y) = c(x,y) e^{i2\pi f_0 x}$ et $C^*(x,y) = c^*(x,y) e^{-i2\pi f_0 x}$

Le but de cette décomposition est d'isoler le terme $C(x,y)$ contenant l'information de phase dans le domaine fréquentiel. Pour cela il suffit de réaliser un filtre afin de ne tenir compte que du terme c (les termes c et c^* étant symétriques).

Nous effectuons une transformée de Fourier rapide (fft) à une dimension de l'intensité lumineuse. L'équation de l'intensité devient alors :

$$I(f,y) = I_0(f,y) + C(f-f_0,y) + C^*(f+f_0,y) \quad \text{Équation 2-60}$$

La symétrie de l'intensité par rapport à la fréquence porteuse des pics disparaît mais cela nous permet d'obtenir la partie imaginaire et réelle du terme C contenant l'information de phase.

Après avoir effectué une transformée de Fourier du signal d'entrée et isolé la fréquence contenant l'information du terme c par filtrage, nous recherchons la phase par extraction. Nous effectuons l'inverse de la transformée de Fourier afin d'obtenir $c(x,y)$ duquel nous extrayons la phase modulo 2π par la formule suivante :

$$\Phi(x,y) = \arctan \left[\frac{\text{Im}(c(x,y))}{\text{Re}(c(x,y))} \right] \quad \text{Équation 2-61}$$

Afin de permettre la mesure de la hauteur d'eau avec une seule image, nous réalisons un calibrage du volume de contrôle. Ainsi, les différentes opérations décrites ci-dessus sont aussi faites sur les plans de calibrage.

L'indicateur de la hauteur sera la différence de phase entre le plan recherché et le plan de référence de hauteur zéro. La hauteur est obtenue par interpolation polynomiale d'ordre 2 de la différence de phase entre les trois plans de calibrage. L'interpolation est faite pour chaque pixel de la ligne.

5.3.3. Méthode de validation des mesures 3D

La première étape consiste à définir les plans de référence. C'est par rapport à ces plans que se fait le calcul de la surface libre. Ensuite, nous avons quantifié la déformation de l'image, puis validé les mesures 3D.

a. Calibrage

Afin de permettre la mesure de la hauteur d'eau avec une seule image, nous réalisons un calibrage du volume de contrôle. Pour cela, on place des plans de référence dans le volume de mesure comme le montre la figure 2-12 :

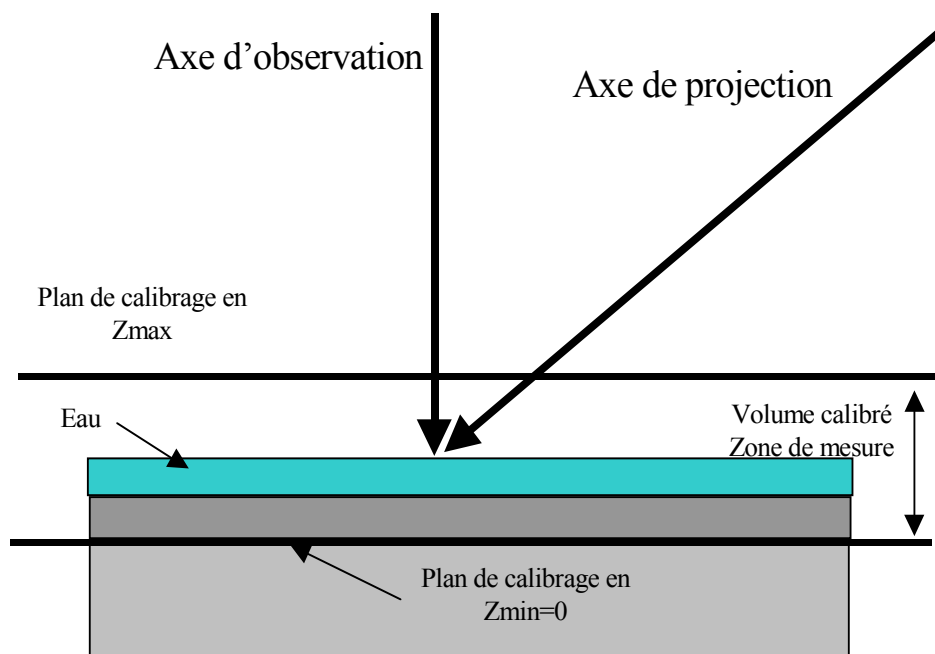


Figure 2-12 : Calibrage

On insère un plan horizontal dans le déversoir. Celui-ci est placé à la même hauteur que le fond du déversoir et sera donc notre premier plan de référence.

On déplacera ce plan suivant l'axe normal z . Le volume couvert en z par ce plan délimitera le volume effectivement calibré.

En comparant la différence de phase entre le premier plan de référence et la surface de mesure, on arrive par interpolation avec les autres plans de référence à déterminer l'altitude de la surface mesurée (Colon, 1994).

Le calibrage nous donne les correspondances entre la position (x,y,z) d'un point de l'espace et (φ, N_i, N_j) où φ est la phase et N_i et N_j sont les positions en pixel dans le plan du capteur de la caméra.

La procédure à suivre pour réussir le calibrage est la suivante (Holo 3, 2000) :

- ◆ Réglage du système optique : on règle le champ, la mise au point, et le diaphragme. Toute modification de réglage du système optique nécessite obligatoirement un recalibrage. Le nombre de franges optimal vu par la caméra doit être compris entre 30 et 60.
- ◆ Mise en place du plan de référence blanc (pour rendre le contraste meilleur) en position $z = 0$.

- Configuration :
- nombre de franges sur l'image : 41
 - largeur du filtre (2 fois le nombre de frange) : 82
 - seuil minimum de modulation : 0.15

- nombre de plan de calibrage : 3
- pas entre les plans : 95 mm

Acquisition des images dans les différentes positions : Pour chaque nouvelle acquisition, il faut marquer la frange d'ordre zéro.

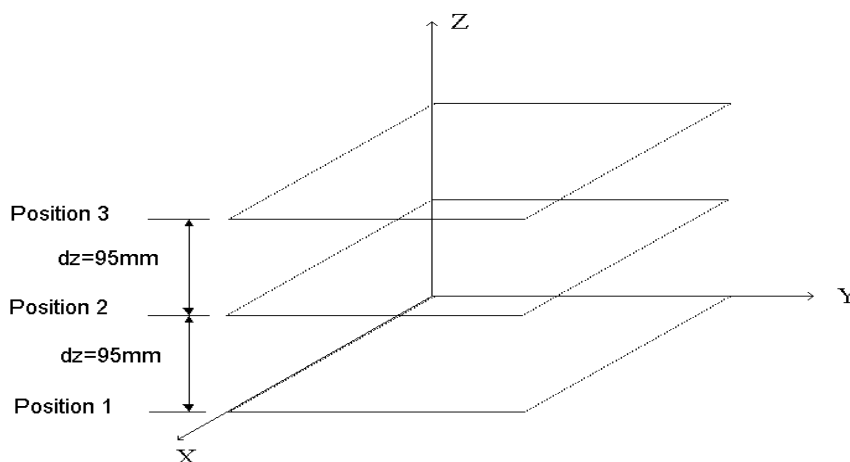


Figure 2-13 : Position des plans de calibrage

Le calibrage est effectué par calage. L'algorithme de calage utilisé par le logiciel HOLO 3 procède à l'ajustement par la méthode des moindres carrés. Afin de limiter la subjectivité dans l'évaluation de l'ajustement, il est mis en œuvre des méthodes mathématiques mesurant l'écart entre les variables calculées et leurs mesures. On connaît différents types de fonctions :

- ◆ Écart quadratique total :
$$EQT = \frac{\sqrt{\sum (H_c - H_m)^2}}{\sum H_m}$$
- ◆ Écart quadratique partiel :
$$EQP = \frac{\sqrt{\sum (H_c - H_m)^2}}{\sum H_m} \quad \text{pour } H_m > H_{\text{seuil}}$$
- ◆ Écart quadratique normé :
$$EQN = \sqrt{\sum \left(\frac{H_c - H_m}{H_m} \right)^2}$$
- ◆ Écart quadratique pondéré :
$$EQTP = \frac{\sqrt{\sum (H_m)^2 (H_c - H_m)^2}}{\sum (H_m)^2}$$

avec H_m = hauteur mesurée et H_c = hauteur calculée

Pour un calage optimal, il faut un écart quadratique minimal. Cependant, ces différentes fonctions n'ont pas les mêmes effets quant à la qualité de l'ajustement.

Par exemple, l'écart quadratique total, l'écart quadratique partiel et l'écart quadratique pondéré renforcent l'importance des fortes valeurs. A l'opposé, l'écart quadratique normé donne la même importance aux hauteurs quelle que soit leur valeur. Mais le calage optimal

n'a de sens que si l'on est capable d'effectuer des mesures de bonne qualité, réparties sur l'ensemble du domaine du volume de mesure (Anstett, 2001).

Nous avons défini trois plans de référence distancés de 95 mm. Les tests de mesures de niveau (plans horizontaux, puis inclinés) ont donné des résultats satisfaisants.

Nous avons rencontré essentiellement quatre problèmes :

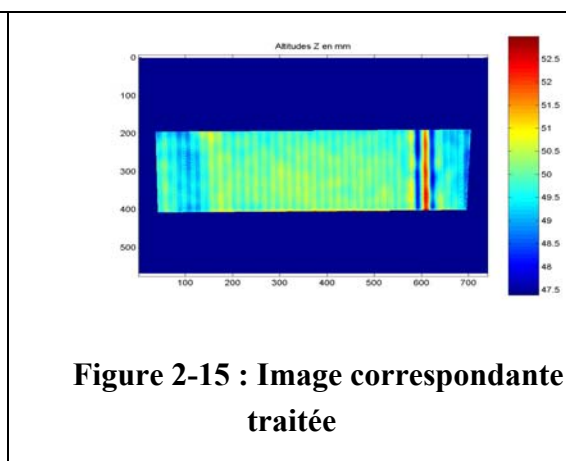
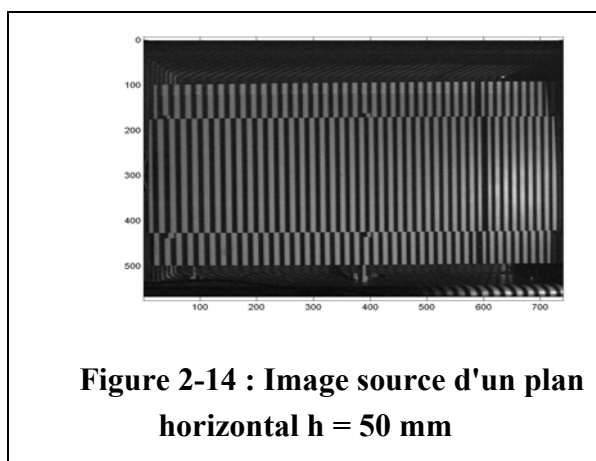
- ◆ La quantification de la distorsion du zoom,
- ◆ L'incidence de la frange d'ordre zéro,
- ◆ Les reflets de projection sur la surface libre,
- ◆ La diffusion de la projection dans l'eau.

b. Quantification de la déformation

Lorsqu'une acquisition est faite, le zoom sur la caméra génère une distorsion de l'image. Il y a agrandissement de la surface, entraînant ainsi une déformation. C'est cette déformation que nous avons voulu quantifier. Nous avons déplacé des cercles de même diamètre sur le plan de référence et testé si les mêmes pixels coïncident avec les mêmes distances sur l'image. Quelle que soit la direction, prise dans le cercle la distance est la même (le diamètre D). Nous avons constaté que la déformation suivant Z, à un X donné, était négligeable.

c. L'incidence de la frange d'ordre zéro

On remarque que la frange d'ordre zéro est très perturbatrice. En effet, en testant la capacité du dispositif à mesurer la bonne hauteur, nous avons placé un plan horizontal à 50 mm du fond du déversoir. Mais, la hauteur au niveau de la frange d'ordre zéro vaut 52.5 mm. Néanmoins, la majeure partie du plan se situe entre 50 et 51.5 mm (figure 2-15).



La frange d'ordre zéro permet de repérer les franges et de les numéroter. Cette frange est plus large et plus sombre que les autres. Après transformée de Fourier, on constate des aberrations au voisinage de cet endroit. Toutefois l'erreur commise est de l'ordre de 2 mm et est compatible avec la précision recherchée. Il suffit de placer la frange d'ordre zéro dans une zone où une grande précision n'est pas recherchée.

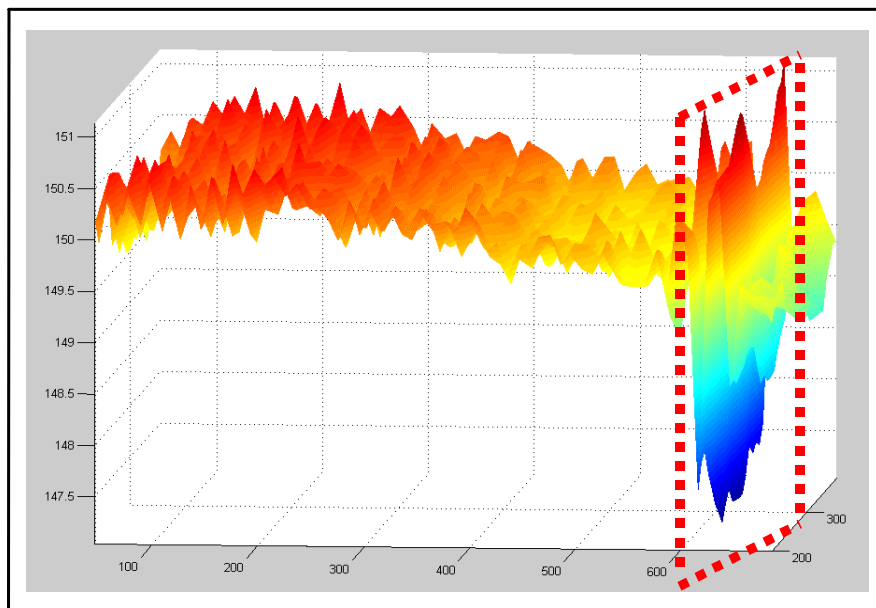


Figure 2-16 : Perturbations au niveau de la frange d'ordre zéro

d. Les reflets de projection sur la surface libre.

Lors des acquisitions d'images, les reflets provenant du projecteur ont pour effet de saturer localement l'image. Lorsque la transformation de Fourier est faite, cette saturation perturbe très fortement le calcul. La mesure sera donc difficilement réalisable.

Pour remédier à ce problème, nous faisons l'acquisition de plusieurs images. La vibration aléatoire naturelle de la surface libre due à la turbulence crée des reflets. Mais ces reflets ne seront pas toujours localisés au même endroit.

Nous avons choisi de prendre la médiane de l'ensemble des images afin de s'affranchir des extrêmes et donc des reflets.

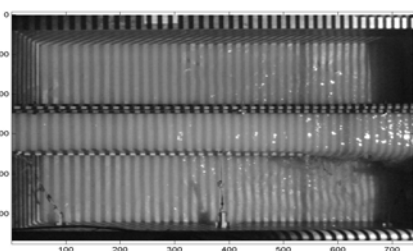


Figure 2-17 : Image source avec reflets

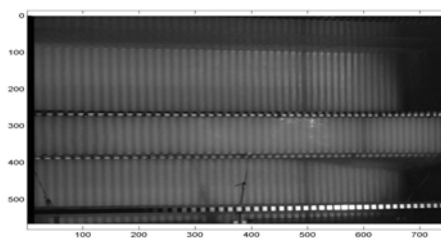


Figure 2-18 : Image source obtenue en prenant la médiane

e. La diffusion de la projection dans l'eau

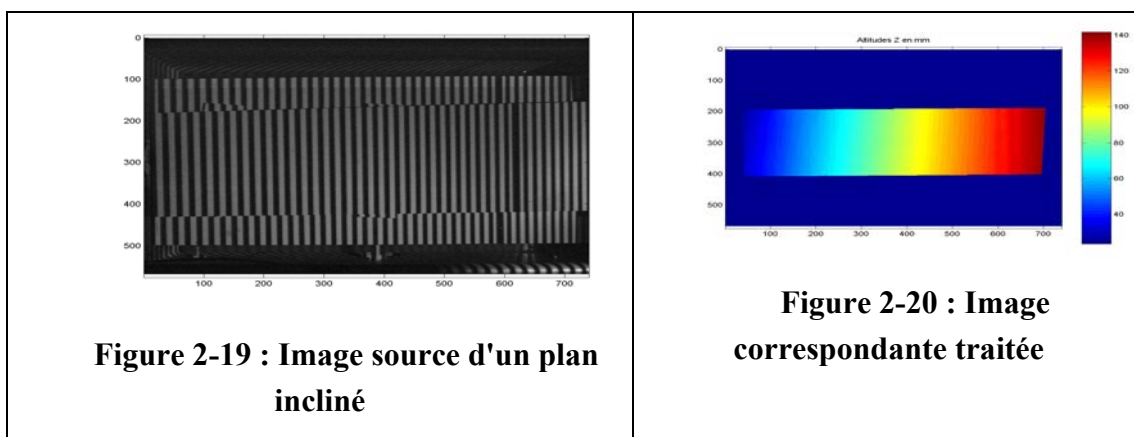
Nous avons constaté une erreur résiduelle de -4 mm à -5 mm au niveau de la profondeur de l'eau entre une mesure à la règle graduée et une mesure en lumière structurée. Cette erreur émane du phénomène de diffusion. En effet, un rayon lumineux pénètre de 4 voir

5 mm dans l'eau. La surface libre n'est donc pas mesurée directement. Cette erreur due à la diffusion est constante et par conséquent simple à corriger.

5.3.4. Validation de la mesure sur le déversoir

Dans le but de valider le dispositif de mesure en phase d'écoulement, nous avons testé le système de mesure sur les deux régimes d'écoulement possibles dans un déversoir d'orage (fluvial et torrentiel) et en présence d'un ressaut hydraulique.

Au préalable, nous avons fait des essais avec des plans solides horizontaux et inclinés. Les erreurs commises sont comprises entre 1.5 et 2.5 mm pour les plans solides, par rapport à une mesure directe à la règle.



En dernier lieu, nous avons validé le dispositif de mesure dans le cas d'une eau en mouvement. Pour ce faire, nous avons 18 points de mesures manuelles sur le déversoir comme indiqué sur la figure 2-21.

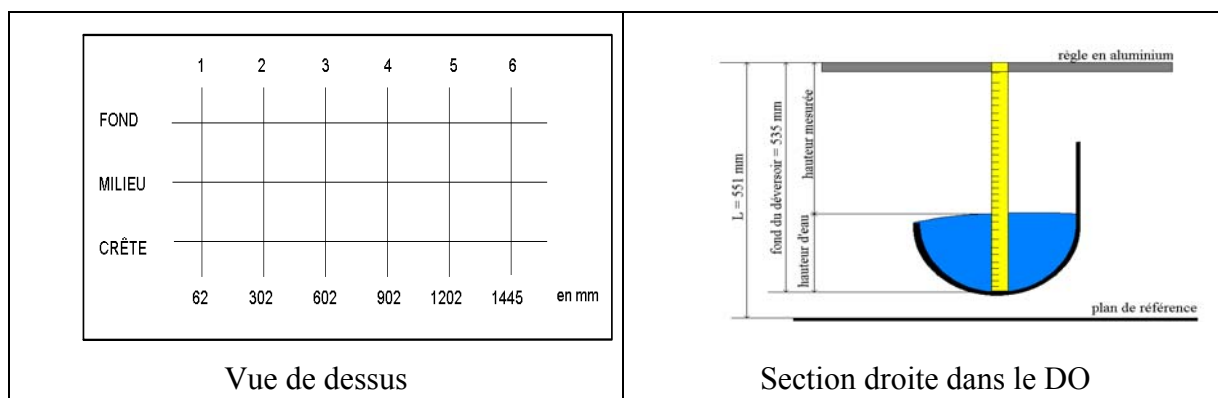


Figure 2-21 : Position des points

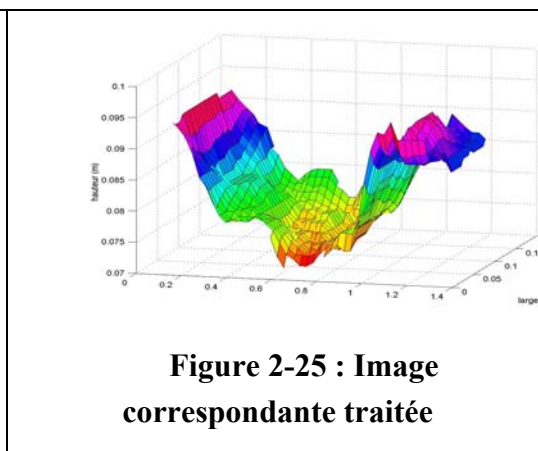
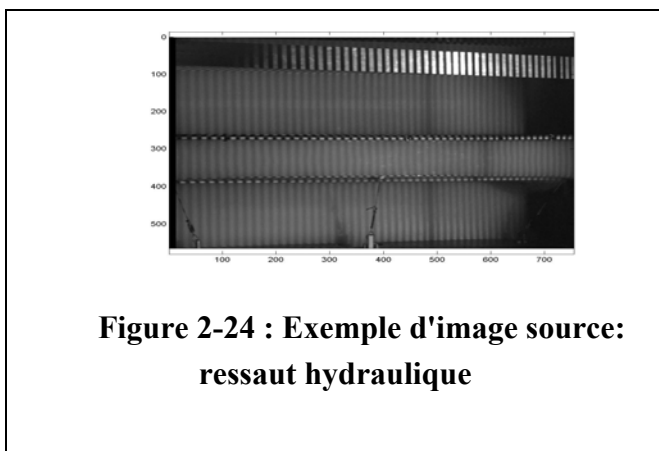
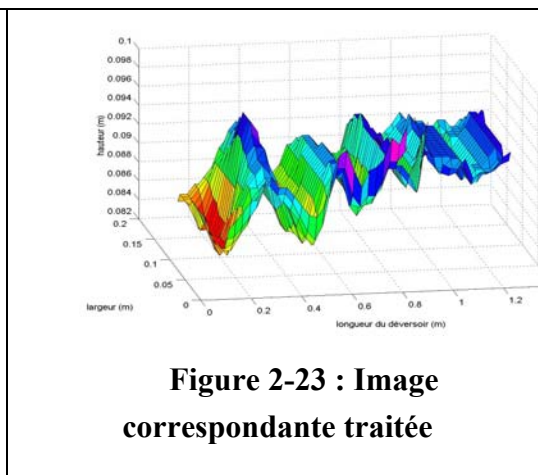
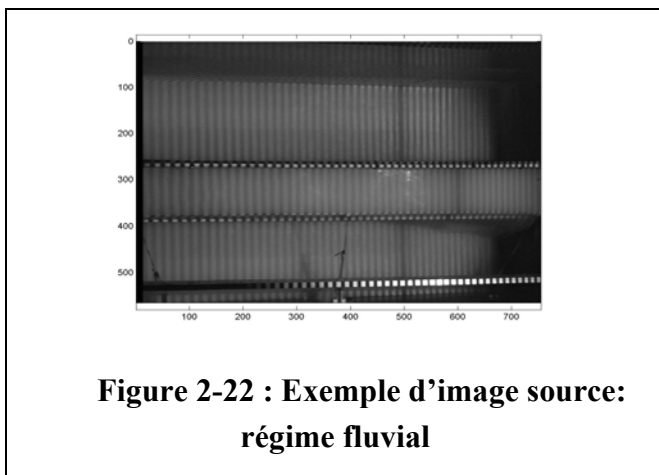
Pour chaque surface, nous avons fait dix acquisitions d'images et relevé les hauteurs d'eau en 18 points (3 sur la largeur x 6 sur la longueur).

En chaque point, nous avons noté le minimum et le maximum. Les mesures sont faites directement sur le déversoir.

L'incertitude sur l'évaluation de la valeur moyenne de la hauteur d'eau est assez importante. En effet, on est en régime transitoire, ce qui a pour effet une variation aléatoire de la surface de l'eau d'environ 4 mm.

L'instabilité de la surface de l'eau entraîne aussi une erreur dans la comparaison des valeurs.

L'acquisition de l'image par la caméra et les mesures au mètre ne sont pas effectuées en même temps. Les mesures obtenues par la caméra sont représentées sur les figures suivantes.



La surface libre oscille énormément. La hauteur d'eau varie le long de la crête. Le ressaut hydraulique est tout de même bien localisé sur les images.

5.4. Résultats expérimentaux en hydraulique

5.4.1. Outil de gestion

Les différents cas testés ont permis de balayer une plage de pentes comprises entre 1 ‰ et 1 ‰ pour les canaux amont et aval.

En effet, les valeurs envisagées correspondent aux pentes couramment observées dans les réseaux d'assainissement. La pente du radier du déversoir a été prise égale à la pente amont. Le tableau 2-4 montre les différentes valeurs expérimentées.

Diamètre amont (mm)	200					
Diamètre aval (mm)	200	110	67			
Longueur DO (m)	1.5	1	0.5			
Pente amont (‰)	8	6	0.5			
Pente aval (‰)	8	6	1.3	1	0.5	
Hauteur de crête (mm)	30	50	60	75	94	125

Tableau 2-4 : Les différents tests

Globalement, nous avons testé 114 configurations différentes.

D'autre part, dans chaque configuration de pentes, nous avons fait varier le débit entre deux valeurs extrêmes qui correspondent pour la première à une valeur légèrement supérieure au débit de référence (débit pour lequel le déversement commence) et pour la seconde une valeur environ de 150 m³/h.

Pour gérer toutes les données recueillies sur le pilote «déversoir d'orage», nous avons créé un logiciel permettant de visualiser, pour chaque configuration, les surfaces 3D et les débits entrants, conservés et déversés.

Il est également possible de superposer, pour différents débits, les vues en 3D des surfaces libres et les courbes de fonctionnement adimensionnalisées ou non des différents déversoirs. Cela permet d'effectuer un traitement beaucoup plus rapide des données. Les courbes de fonctionnement des déversoirs d'Obernai et le logiciel de sauvegarde des données sont présentés en annexe (*annexes 1 et 5*). Les débits qui ont permis de construire ces courbes de fonctionnement seront utilisés pour valider le partage de débit obtenu sous FLUENT.

5.4.2. Surfaces libres 3D

a. Régime fluvial

La figure suivante représente la surface libre lue par la caméra au niveau du déversoir latéral à crête basse sans entonnement.

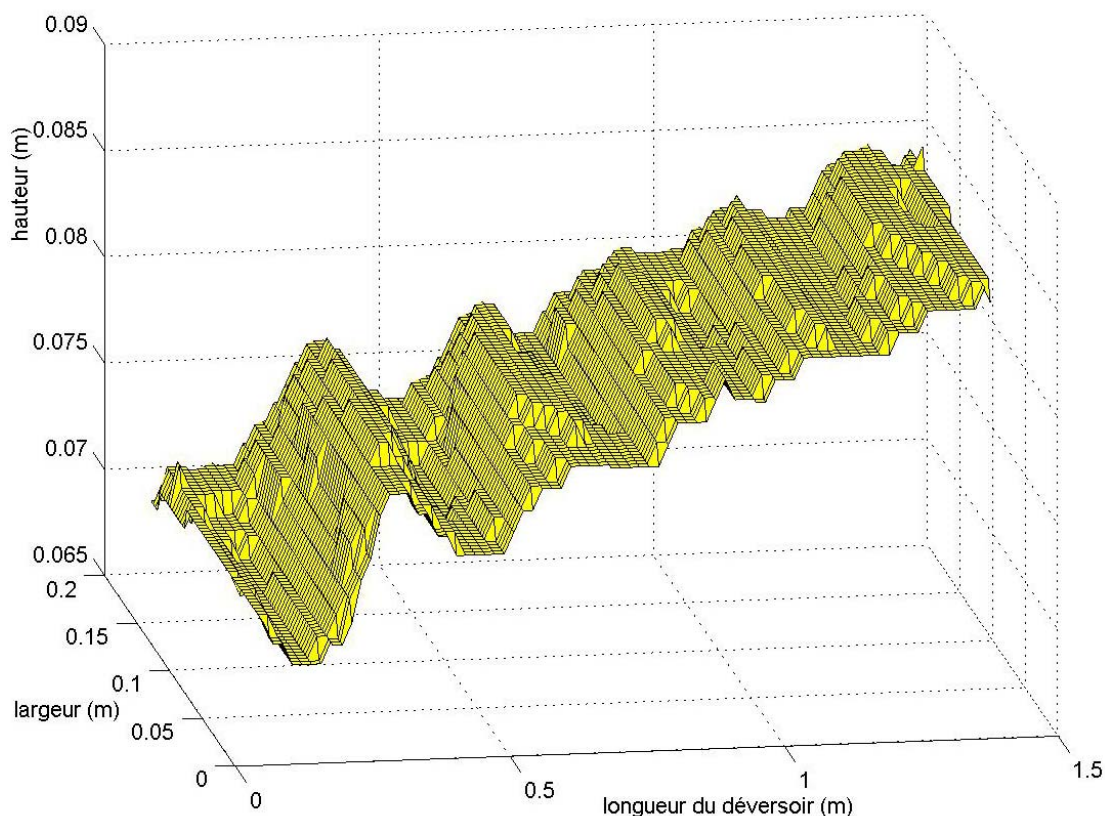


Figure 2-26 : Surface libre en régime fluvial

La hauteur d'eau est plus élevée à l'aval. Le déversement est favorisé à l'aval. Ceci est caractéristique d'une ligne d'eau en régime fluvial. Les petites ondulations sont synonymes d'un régime fluvial proche du critique. Le comportement réel de la surface libre est reproduit par le dispositif de mesure.

b. Régime torrentiel

De même, la figure suivante illustre le comportement de la surface libre en régime torrentiel.

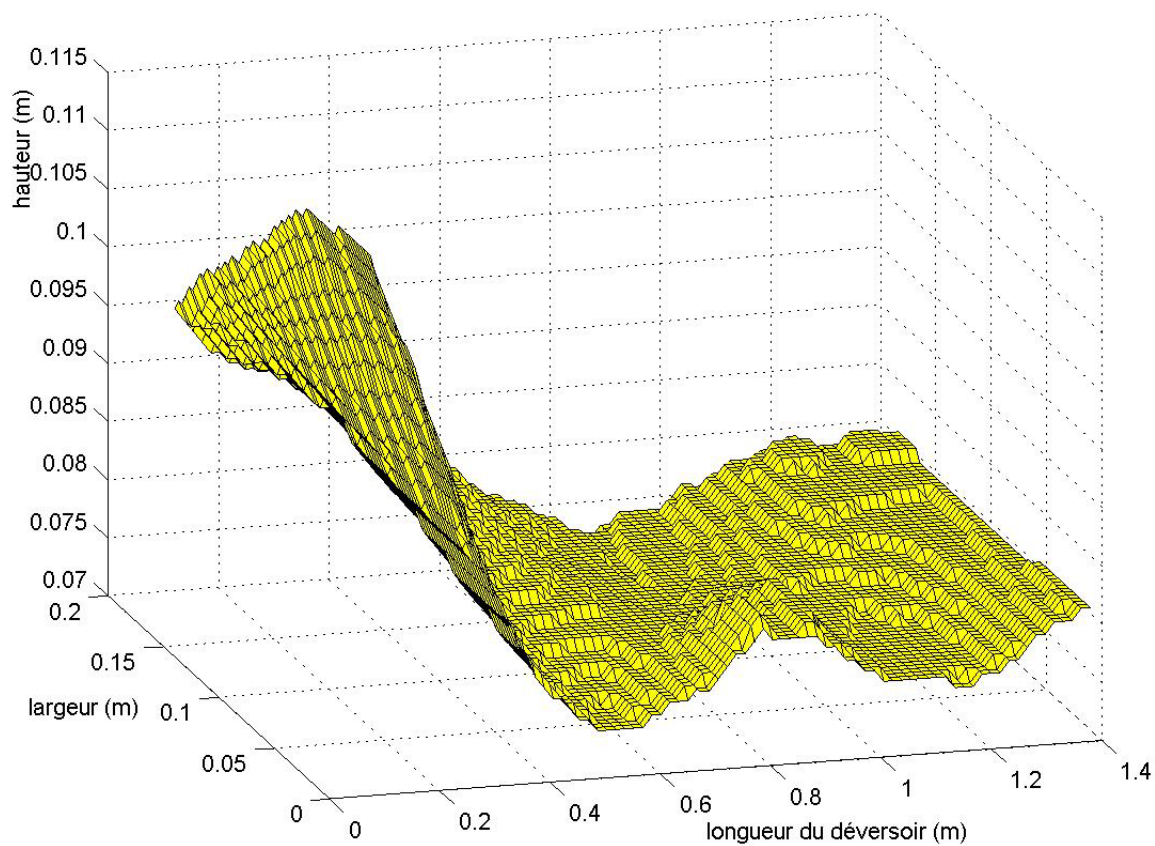


Figure 2-27 : Surface libre en régime torrentiel

Dans ce cas, le déversement est favorisé à l'amont. La ligne d'eau est descendante.

c. Cas d'un ressaut hydraulique

Nous avons également testé la capacité du dispositif de mesure à détecter la surface libre en présence d'un ressaut hydraulique. La figure suivante montre la surface tridimensionnelle restituée par la caméra.

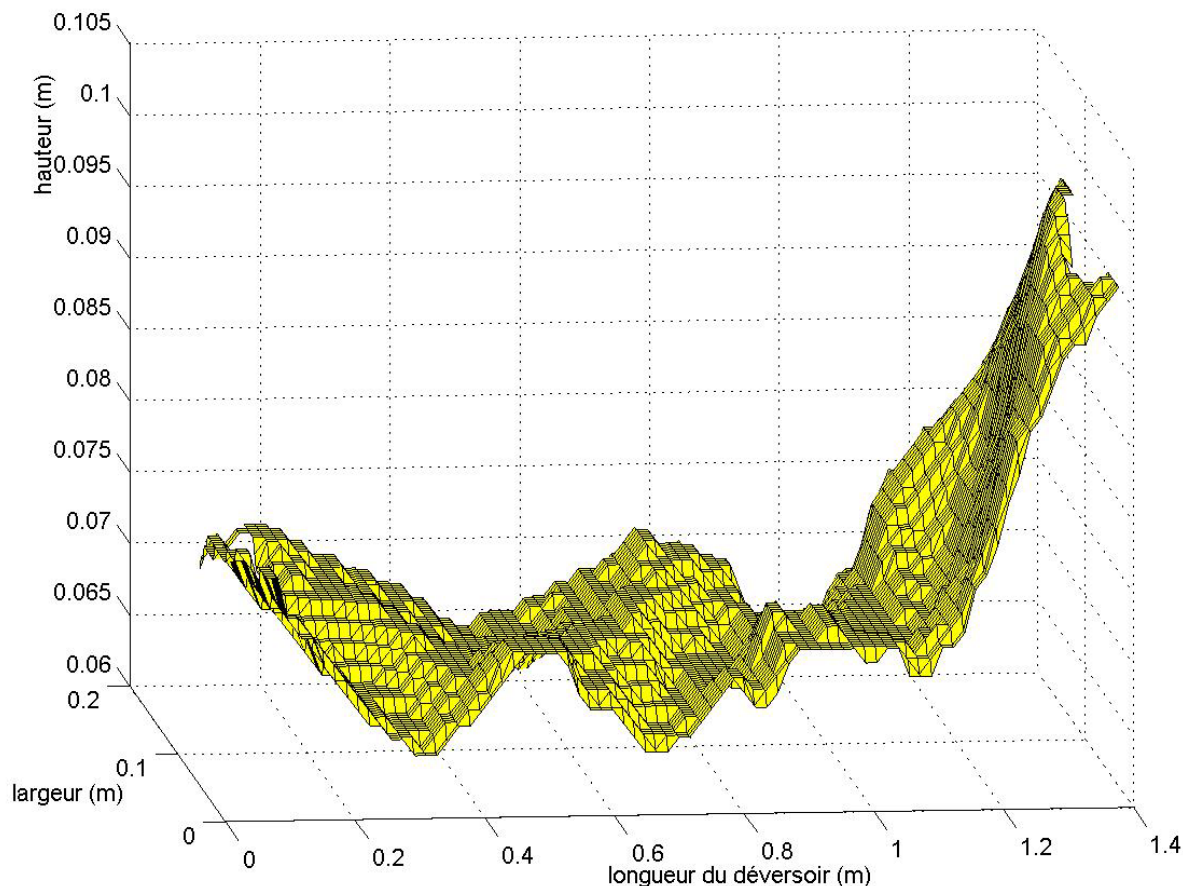


Figure 2-28 : Surface libre dans le cas d'un ressaut hydraulique

Nous constatons qu'il y a une élévation brutale de la surface libre à 1.2 m de l'entrée du déversoir. Cette variation brusque de la ligne d'eau traduit la naissance d'un ressaut hydraulique.

La méthode de projection en lumière structurée permet de reconstituer la surface libre dans un déversoir en présence d'un ressaut hydraulique avec une précision de ± 4 mm.

5.5. Conclusion

L'inventaire des moyens indispensables à la validation des résultats numériques a pu être fait. La pose des venturis permettant de mesurer les débits a été vérifiée grâce à une cartographie des vitesses au micromoulinet. Nous disposons ainsi de données fiables de débits amont, aval conservé et aval déversé.

La mesure de la surface libre sur un déversoir a été réalisée en lumière structurée. La projection en lumière structurée est une méthode optique qui nous a permis, grâce à l'interprétation de la déformation des franges projetées sur la surface de l'eau, de trouver la hauteur en chacun des pixels de l'image lue par la caméra. Le calcul repose sur l'extraction de la phase par analyse de Fourier, la phase étant liée à la déformation. Les plans de calibrage sont utilisés comme référence.

Nous avons apporté une solution aux problèmes des reflets et de la diffusion de la lumière dans l'eau. La validation s'est faite sur le pilote « déversoir d'orage » par mesure directe de hauteurs d'eau. On dispose ainsi d'un capteur de mesure 3D avec une précision de l'ordre de ± 4 mm. Les mesures obtenues au niveau du déversoir, en utilisant la méthode de projection en lumière structurée, sont donc fiables. La campagne de validation de la caméra permet de les prendre comme données de référence concernant la surface libre.

6. Validation des modèles hydrauliques tridimensionnels

L'objectif de cette phase de validation est de trouver les options de modélisation appropriées (maillage, modèle de turbulence, modèle de localisation de la surface libre, schéma de discrétisation, conditions aux limites...) pour la simulation tridimensionnelle des écoulements dans les DO avec l'outil de calcul FLUENT. Toutes les simulations ont été réalisées en régime permanent.

Dans un premier temps, nous nous intéressons à la comparaison des hauteurs d'eau simulées et mesurées dans un canal rectiligne et venturi, au droit d'un seuil avec apparition du ressaut hydraulique à l'aval de celui-ci.

Dans un deuxième temps, nous comparons les résultats numériques de débits déversés et conservés, ainsi que la forme 3D de la surface libre simulée, aux données expérimentales issues du pilote « déversoir d'orage ».

6.1. Validation des résultats numériques issus de la modélisation des phénomènes simples

6.1.1. Courbes de remous

L'objet de ce paragraphe est de montrer la capacité du code de calcul à reproduire la ligne d'eau en régime fluvial dans un canal rectiligne à surface libre. Le modèle de turbulence $k-\varepsilon$ a été employé. La surface libre est repérée au moyen de la méthode VOF. Cette méthode a été validée par certains auteurs tels que Sarker et Rhodes (1999) ou Chen *et al.* (2002). Le schéma de discrétisation du second ordre (Second-order Upwind Scheme) a été sélectionné.

Nous imposons une vitesse et une section mouillée afin d'injecter le débit souhaité. Le régime d'écoulement étant fluvial (pilotage par l'aval), il n'est pas nécessaire d'être précis sur la hauteur d'eau amont. La chute aval imposera la hauteur d'eau à l'amont. La rugosité de Strickler est prise égale à 90.

La figure 2-29 représente le maillage et les conditions aux limites et initiales utilisées pour le calcul.

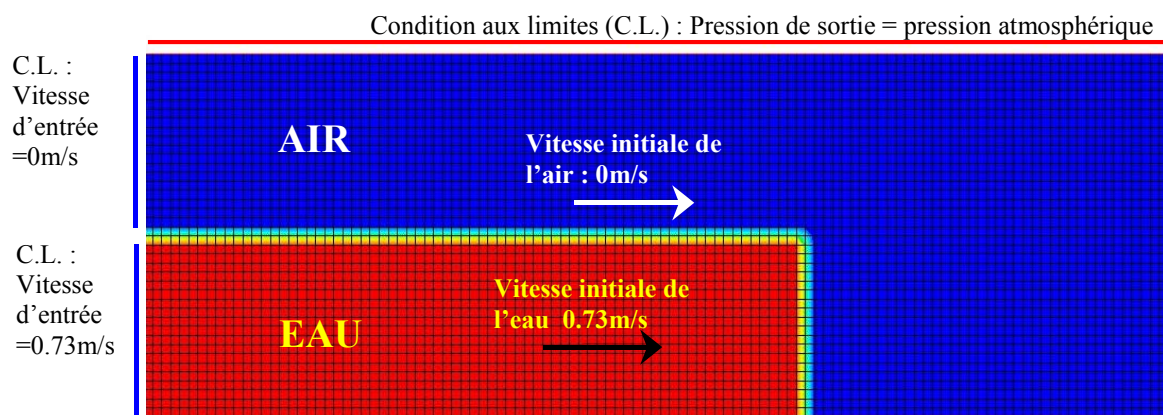


Figure 2-29 : Maillage et Conditions aux limites pour le canal

La figure 2-30 montre la superposition des lignes d'eau calculée et mesurée.

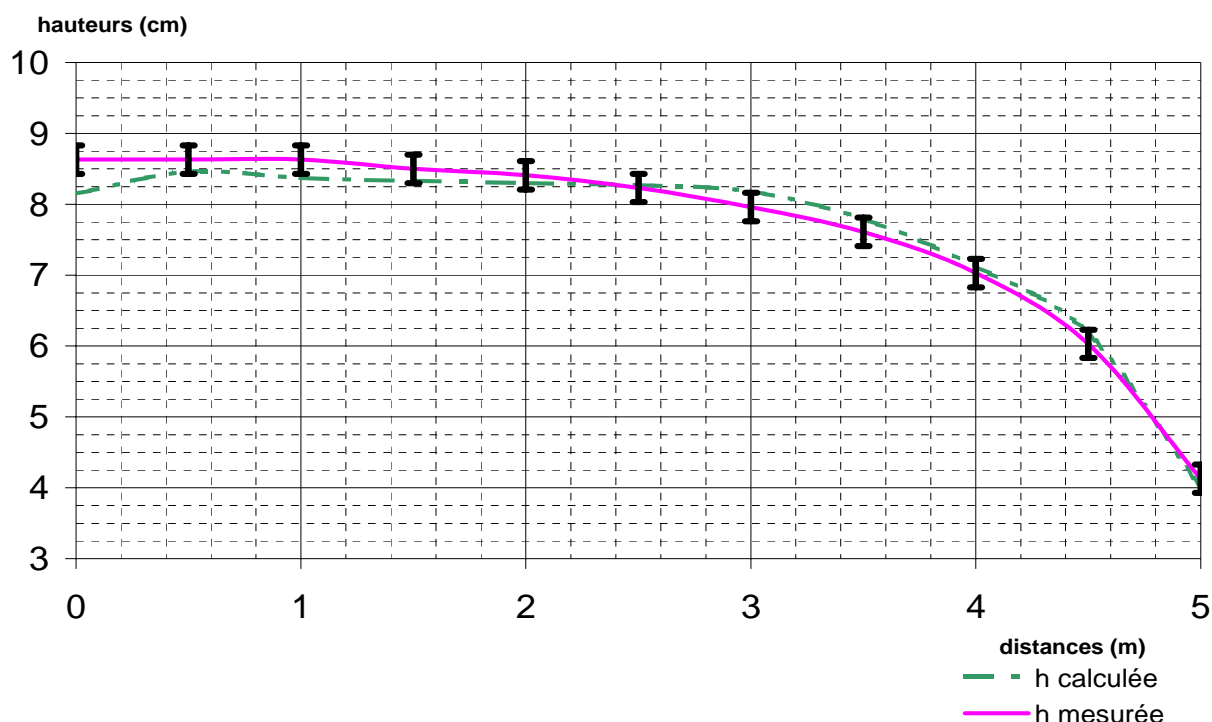


Figure 2-30 : Comparaison des hauteurs d'eau

Nous constatons que les lignes d'eau calculée et mesurée sont décalées de ± 2 mm (ce qui correspond à l'incertitude sur les mesures). Les résultats numériques sont en accord avec les données expérimentales.

Par ailleurs, il faut une distance de 50 cm à l'amont du canal pour permettre la stabilisation de la ligne d'eau ; ce qui correspond à un rapport longueur/hauteur d'eau de 6.

Le nombre de mailles sur la hauteur est au moins de l'ordre de 12 (soit un nœud tous les 5 mm).

La répartition des mailles est uniforme. En effet, différentes caractéristiques du maillage (maillage uniforme, non uniforme, dense) ont été testées sur une conduite en charge.

Le critère de précision des calculs choisi est le profil de vitesse théorique dans la zone logarithmique. Une étude comparative réalisée par Combes (2000) a conclu qu'il fallait au moins 12 mailles suivant le diamètre pour représenter la distribution des vitesses.

6.1.2. Écoulement au droit d'un seuil et ressaut hydraulique

Nous avons rajouté un seuil dans le canal expérimental en vue de tester la capacité du code à prédire un écoulement au droit de ce dernier. Le régime d'écoulement aval est fluvial. Nous avons donc imposé une hauteur d'eau aval de 4.1 cm (hauteur mesurée expérimentalement) à 80 cm du seuil, de façon à réduire le nombre de mailles et optimiser la vitesse de calcul. La condition utilisée est la condition de gradient ou « outflow ». De la même façon, la hauteur initiale amont a été prise égale à la hauteur du seuil. La rugosité de Strickler est la même que précédemment. Les options de modélisation précédentes ont été conservées.

Les conditions aux limites et initiales ainsi que le maillage sont représentées à la figure 2-31. Le nombre de mailles est de 7000.

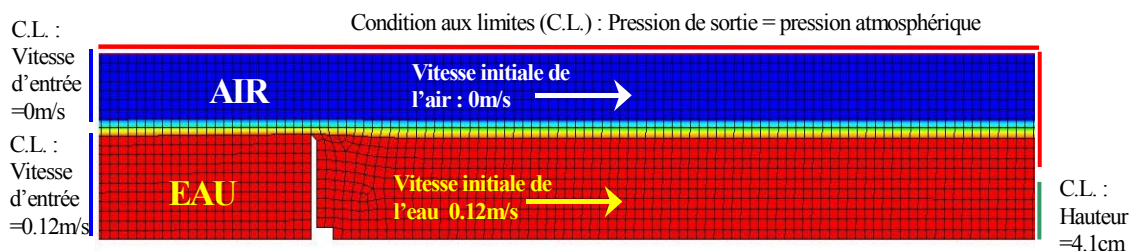


Figure 2-31 : Conditions aux limites et initiales pour la modélisation du seuil

La figure 2-32 représente la comparaison des tirants d'eau issus des résultats de la modélisation et des mesures expérimentales.

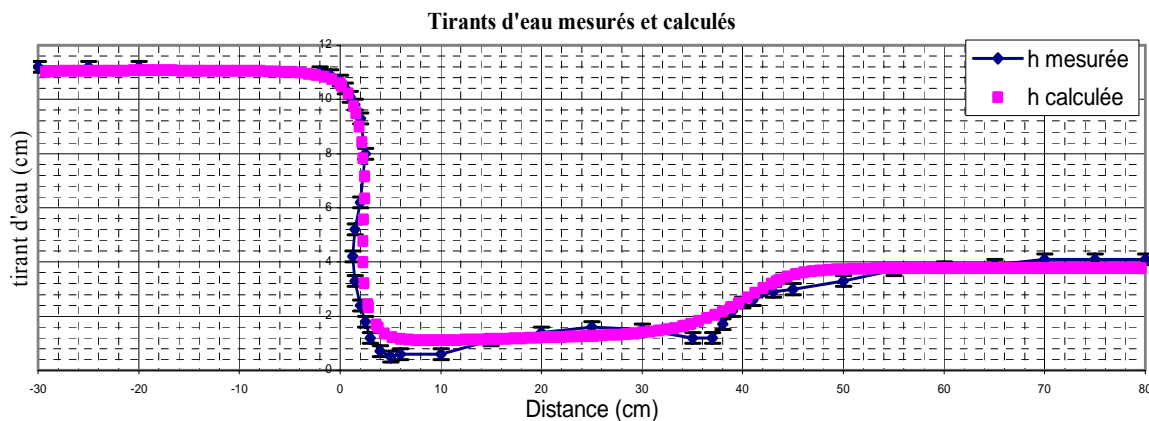


Figure 2-32 : Comparaison des hauteurs d'eau

Nous remarquons que le ressaut hydraulique simulé est positionné à 5 cm du ressaut réel. La forme de la ligne d'eau à travers le seuil est reproduite avec une erreur de 5 %.

A titre d'indication, des tests réalisés avec un maillage plus faible sur la hauteur (inférieur à 12 mailles) ont montré que le ressaut hydraulique simulé est décalé vers la droite.

6.1.3. Prise en compte de l'entonnement

Les simulations ont été réalisées pour différents paramètres de maillage. Le nombre de mailles varie de 1000 à 27 000 cellules. Les figures 2-33 et 2-34 représentent une vue de dessus du venturi modélisé, le maillage ainsi que les conditions aux limites et initiales en 3D.

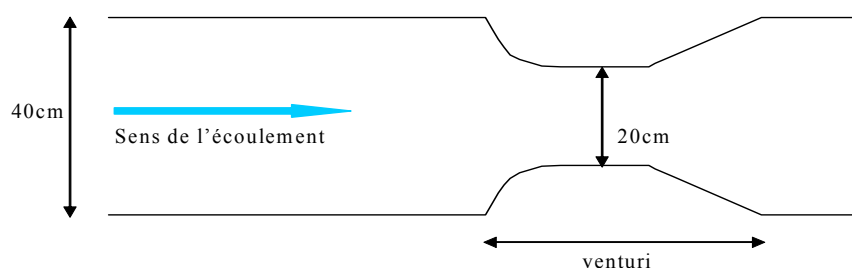


Figure 2-33 : Vue de dessus du venturi

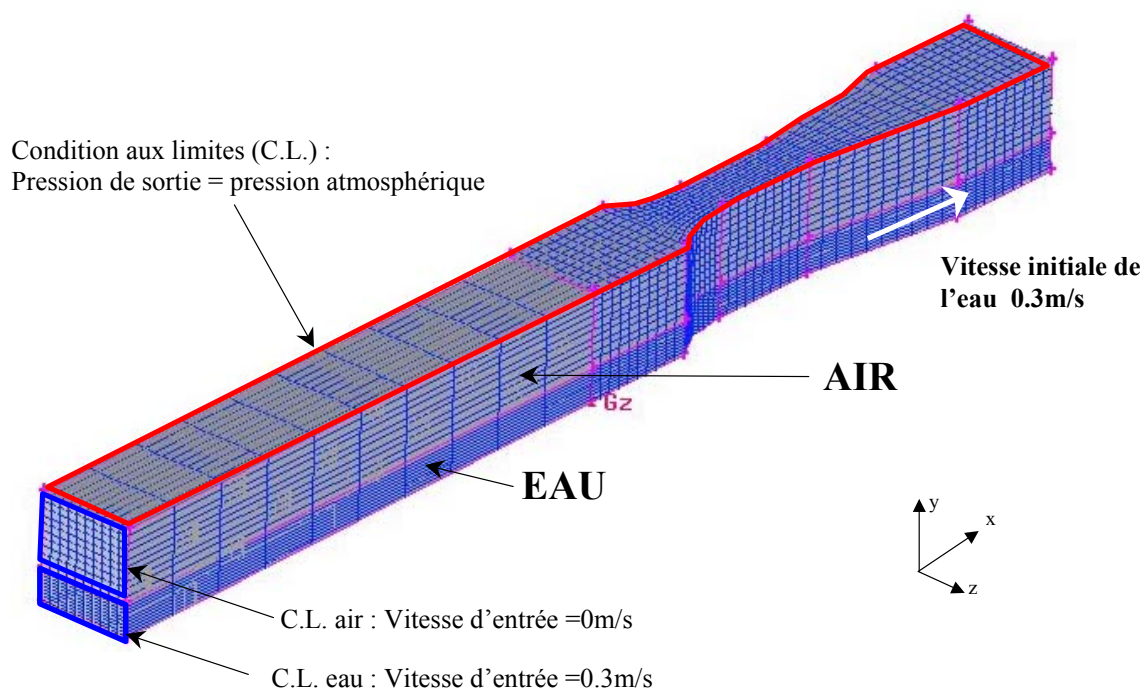


Figure 2-34 : Conditions initiales et aux limites pour le venturi

Nous avons cherché à montrer l'influence du nombre de mailles suivant la longueur (n_x), la hauteur (n_y) et la largeur (n_z) pour la modélisation des paliers de hauteurs observables dans un venturi. Les n_x , n_y et n_z ne sont valables que dans le cas du venturi.

La comparaison des résultats est donnée aux figures 2-35 et 2-36 pour chaque triplet (n_x , n_y , n_z). Nous constatons que pour $n_x = 5, 10$ et 12 , l'erreur en entrée du venturi est plus importante que pour un n_x supérieur à 20 . Il faut donc un nombre de mailles minimum suivant la longueur de 20 dans le venturi, pour représenter les paliers de hauteur avec une erreur voisine de 5% (figure 2-35).

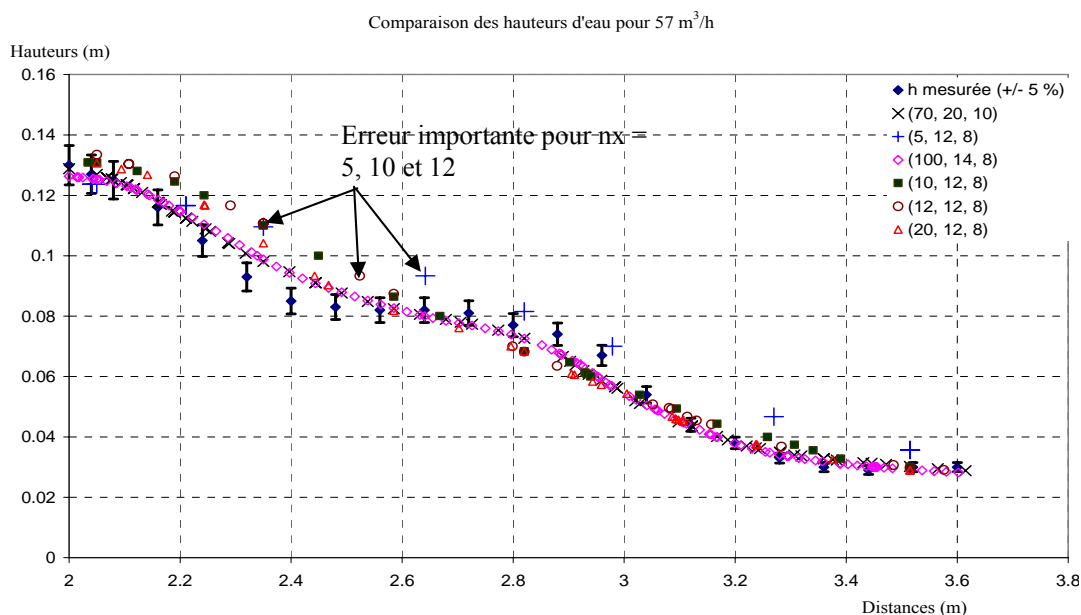


Figure 2-35 : Influence du nombre de mailles suivant la longueur dans le venturi

Les meilleurs résultats sont obtenus avec 14 et 20 mailles suivant la hauteur. Les trois paliers de hauteurs sont tout de même retrouvés avec un nombre de mailles de 12 suivant la hauteur et de 20 suivant la longueur.

La figure 2-36 montre l'influence du nombre de mailles suivant la hauteur pour $n_x > 20$. Il faut au minimum 12 mailles suivant la hauteur pour reproduire tous les paliers.

La ligne d'eau simulée en prenant 3 mailles suivant la largeur paraît satisfaisante (figure 2-36). Cependant, les valeurs simulées de y^+ sont trop élevées (de l'ordre de 3000) à cause de la taille des mailles suivant la largeur. Les lois de proche paroi n'étant pas satisfaites, ce résultat ne peut donc pas être pris en considération.

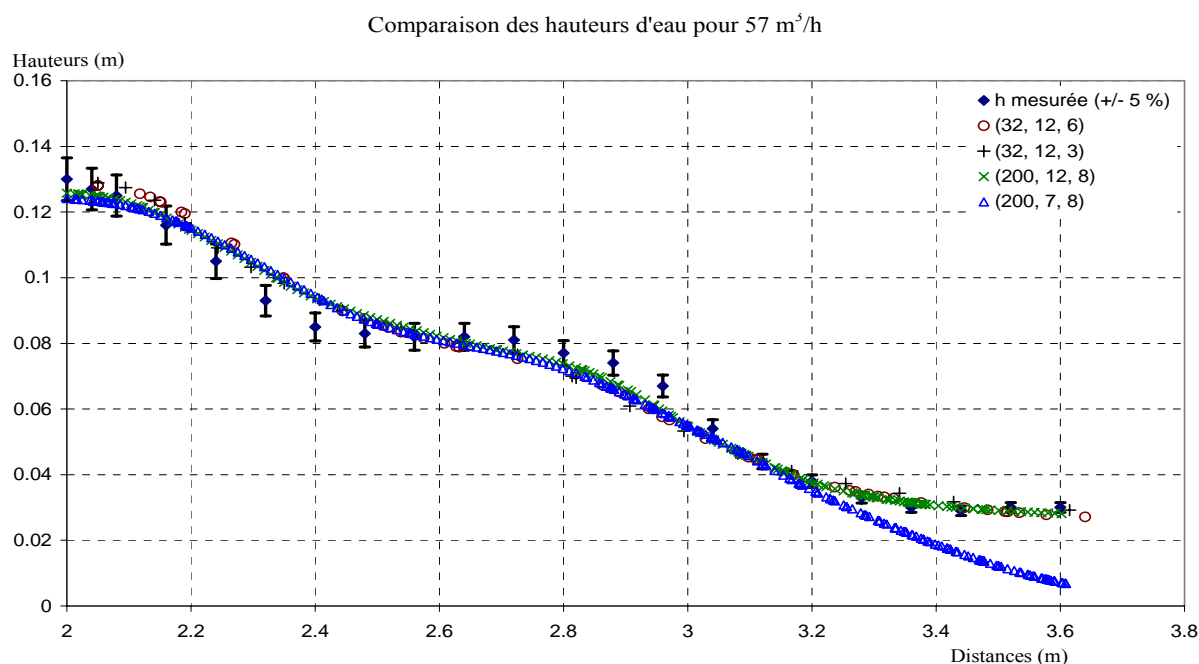


Figure 2-36 : Influence du nombre de mailles suivant la hauteur dans le venturi

Concernant la condition aux limites amont, nous avons arbitrairement imposé la hauteur d'eau. Or, l'écoulement étant fluvial, le point de contrôle est imposé par le Venturi. Il est normalement nécessaire de faire évoluer le tirant d'eau à l'amont en fonction de l'aval. Toutefois, il est difficile (problème de convergence) de faire varier les conditions aux limites en fonction du calcul.

Pour éviter ces problèmes, nous rajoutons à l'entrée une longueur de 5 à 6 fois la hauteur d'eau imposée afin de permettre au profil de vitesse de s'établir. Cela permet de stabiliser la ligne d'eau à l'entrée du venturi. En effet, nous avons vu plus haut (figure 2-30) qu'un rapport longueur/hauteur de 6 permettait à la ligne d'eau de se stabiliser à l'amont. Dans le cas d'un écoulement fluvial connu, on évitera d'imposer une hauteur d'eau inférieure à la hauteur critique.

6.1.4. Conclusion

Nous avons modélisé séparément en 2D et en 3D les phénomènes apparaissant dans un déversoir latéral.

La courbe de remous en régime fluvial, torrentiel, au passage d'un seuil et en présence d'un ressaut hydraulique a pu être reproduite avec une erreur inférieure à 5 %.

La modélisation 3D reproduit les trois paliers de hauteur dans un venturi avec une erreur de 5 %. Entre les paliers, la ligne d'eau est moins bien simulée (erreur de l'ordre de 12 %) à cause de la naissance des ondes croisées. Cette précision nous convient car nous ne nous intéressons pas ici à l'influence des courants croisés.

Partie 2 : Validation expérimentale des modèles 3D pour les déversoirs d'orage

Dans le cas du venturi, les meilleurs résultats sont obtenus avec un nombre de mailles de 20 suivant la longueur, de 14 suivant la hauteur et de 8 suivant la largeur. Un nombre minimal de mailles de 12 suivant la hauteur est suffisant pour prédire la ligne d'eau dans le venturi.

Il est important de veiller à ce que les lois de paroi soient satisfaites.

Les options de modélisation sélectionnées (modèle de turbulence k- ϵ , modèle VOF pour la surface libre et le schéma de discrétisation du second ordre) permettent de simuler avec une erreur de 5 % les différents phénomènes présents dans un déversoir d'orage latéral.

6.2. Validation des résultats de simulations des écoulements dans les déversoirs latéraux

L'objet de ce paragraphe est de montrer que la modélisation 3D est capable de reproduire le comportement hydrodynamique du pilote « déversoir d'orage ». La géométrie du domaine physique est un déversoir latéral du pilote « déversoir d'orage », à crête double ou simple, haute ou basse, par lequel transite un écoulement turbulent à surface libre. La géométrie des canaux est circulaire. Nous comparons les résultats donnés par le logiciel à ceux obtenus sur pilote. Les simulations sont réalisées pour un nombre de mailles de 6 000, 20 000 et 60 000 environ. La répartition des mailles est uniforme. Nous pourrions ainsi mettre en exergue l'influence de la taille des cellules d'eau sur la validité des résultats numériques. Les recommandations énoncées précédemment (longueur d'entrée, options de modélisation, maillage, conditions aux limites et initiales) seront appliquées aux cas des déversoirs du pilote expérimental.

6.2.1. Comparaison des résultats : Déversoir latéral à crête basse

a. Comparaison des débits

Les conditions aux limites et initiales sont celles qui ont été définies dans le paragraphe 1.4. La vitesse à l'entrée est imposée de telle sorte que le débit d'entrée corresponde au débit donné par le venturi d'entrée du pilote. Le déversoir-pilote concerné a une longueur de 1.5 m et un diamètre intérieur de 188 mm. La hauteur de crête vaut 75 mm. La vanne située à l'aval a été représentée par un mûr vertical de 3 cm de large. Des tests préalables ont permis de valider cette épaisseur. Les figures 2-37 et 2-38 montrent la géométrie, le maillage, ainsi que les conditions aux limites et initiales utilisées.

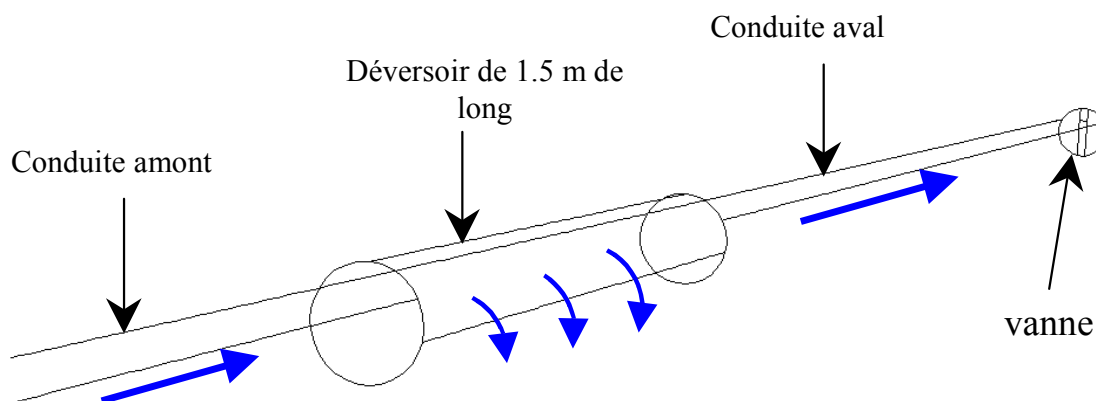


Figure 2-37 : Géométrie d'un déversoir latéral crête basse

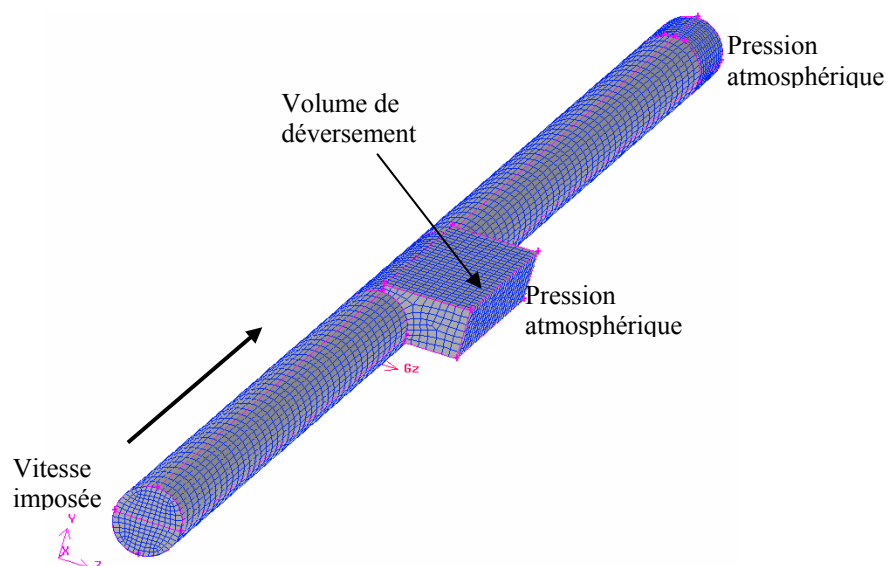


Figure 2-38 : Maillage et conditions aux limites pour le déversoir latéral à crête basse

La pente du radier du déversoir est la même que celle de la conduite amont. Le coefficient de Strickler K vaut $100 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ pour tous les cas de comparaison. Ces derniers sont donnés dans le tableau 2-5.

Cas	1			2			3		
Pente amont (‰)	0.5			0.5			6		
Pente aval (‰)	0.5			8			1		
Débits d'entrée (m^3/h)	27.5	72.4	115	38.8	81.3	121.5	37.6	82.4	115.5
Régimes dans le déversoir	Fluvial			Torrentiel			Passage torrentiel / fluvial : Ressaut.		

Tableau 2-5 : Cas de comparaison des débits et des surfaces libres (DO crête basse)

La construction de la courbe de fonctionnement est basée sur la comparaison du débit aval par rapport au débit amont (voir partie 1, figure 1-2).

Pour ce faire, le critère retenu pour juger des performances des modélisations est la valeur relative de l'erreur rapportée au débit amont, définie comme suit :

$$\text{Erreur} = \left(\frac{Q_{\text{Calculé}} - Q_{\text{Mesuré}}}{Q_{\text{amont}}} \right) \cdot 100$$

Ce critère permet de mettre en évidence la capacité du code à reproduire le partage réel de débits. Le rapport $Q_{\text{aval}}(\text{conservé ou déversé}) / Q_{\text{amont}}$ est déterminant. Quel que soit l'ordre de grandeur des débits, l'erreur calculée donne l'écart (en terme de pourcentage) entre le partage de débits calculé et le partage réel.

Cas 1 : Régime fluvial dans le déversoir

	Mesures réelles m ³ /h (Obernai)			Résultats numériques m ³ /h			Erreur (%)		
	Q _{conservé} (m ³ /h)	20.2	45.0	61.2	18.1	43.2	55.1	-7.7	-2.5
Q _{déversé} (m ³ /h)	7.8	27.4	51.7	8.7	27.2	55.9	3.3	-0.3	3.7

Tableau 2-6 : Cas 1 : Comparaison des débits pour 6 000 cellules

	Mesures réelles m ³ /h (Obernai)			Résultats numériques m ³ /h			Erreur (%)		
	Q _{conservé} (m ³ /h)	20.2	45.0	61.2	19.2	43.8	56	-3.6	-1.6
Q _{déversé} (m ³ /h)	7.8	27.4	51.7	8.0	27.8	57.6	0.7	0.6	5.2

Tableau 2-7 : Cas 1 : Comparaison des débits pour 20 000 cellules

	Mesures réelles m ³ /h (Obernai)			Résultats numériques m ³ /h			Erreur (%)		
	Q _{conservé} (m ³ /h)	20.2	45.0	61.2	18.0	43.5	57.3	-8.0	-2.0
Q _{déversé} (m ³ /h)	7.8	27.4	51.7	9.3	28.4	57.1	5.4	1.4	4.7

Tableau 2-8 : Cas 1 : Comparaison des débits pour 60 000 cellules

De façon générale, la modélisation a tendance à surestimer le débit déversé (voir tableaux 2-6 à 2-8). Les erreurs les plus importantes en valeur absolue sont de 8 % sur le débit conservé ($Q_e = 27.5 \text{ m}^3/\text{h}$ et 60 000 cellules) et 5.4 % sur le débit déversé ($Q_e = 27.5 \text{ m}^3/\text{h}$ et 60 000 cellules).

Cas 2 : Régime torrentiel dans le déversoir

	Mesures réelles m ³ /h (Obernai)			Résultats numériques m ³ /h			Erreur (%)		
	Q _{conservé} (m ³ /h)	36.4	58	73.4	27.26	44	60.4	-23.5	-17.2
Q _{déversé} (m ³ /h)	3.3	23.1	46	9.43	34.4	55.37	15.8	13.9	7.7

Tableau 2-9 : Cas 2 : Comparaison des débits pour 6 000 cellules

	Mesures réelles m ³ /h (Obernai)			Résultats numériques m ³ /h			Erreur (%)		
	Q _{conservé} (m ³ /h)	36.4	58	73.4	31.2	50	64	-13.4	-9.8
Q _{déversé} (m ³ /h)	3.3	23.1	46	6.6	29.91	55.58	8.5	8.37	7.8

Tableau 2-10 : Cas 2 : Comparaison des débits pour 20 000 cellules

	Mesures réelles m ³ /h (Obernai)			Résultats numériques m ³ /h			Erreur (%)		
	Q _{conservé} (m ³ /h)	36.4	58	73.4	32.5	52.76	66.85	- 10.05	-6.44
Q _{déversé} (m ³ /h)	3.3	23.1	46	5.76	27.45	54.93	6.3	5.35	7.34

Tableau 2-11 : Cas 2 : Comparaison des débits pour 60 000 cellules

Dans ce cas également, le code de calcul surestime le débit déversé. Les erreurs les plus importantes en valeur absolue sont de 23.5 % sur le débit conservé ($Q_e = 38.8 \text{ m}^3/\text{h}$) et 15.8 % sur le débit déversé.

Cas 3 : Régime torrentiel et passage en fluvial avec Ressaut hydraulique dans le déversoir

	Mesures réelles m ³ /h (Obernai)			Résultats numériques m ³ /h			Erreur (%)		
	Q _{conservé} (m ³ /h)	32.4	56.5	69.4	27.25	42.26	54.43	-13.7	-17.3
Q _{déversé} (m ³ /h)	5	23.8	43.3	8.78	37.15	57.6	10.05	16.20	12.38

Tableau 2-12 : Cas 3 : Comparaison des débits pour 6 000 cellules

	Mesures réelles m ³ /h (Obernai)			Résultats numériques m ³ /h			Erreur (%)		
	Q _{conservé} (m ³ /h)	32.4	56.5	69.4	29.72	48.7	66.15	-7.12	-9.4
Q _{déversé} (m ³ /h)	5	23.8	43.3	7.38	32.4	54	6.3	10.4	9.26

Tableau 2-13 : Cas 3 : Comparaison des débits pour 20 000 cellules

	Mesures réelles m ³ /h (Obernai)			Résultats numériques m ³ /h			Erreur (%)		
	Q _{conservé} (m ³ /h)	32.4	56.5	69.4	30	51	63.1	-6.38	-6.67
Q _{déversé} (m ³ /h)	5	23.8	43.3	7.2	30.2	50.3	5.85	7.76	6.06

Tableau 2-14 : Cas 3 : Comparaison des débits pour 60 000 cellules

Dans ce cas encore, le code surestime également le débit déversé. Les erreurs les plus importantes en valeur absolue sont de 17.3 % sur le débit conservé ($Q_e = 82.4 \text{ m}^3/\text{h}$) et 16.2 % sur le débit déversé ($Q_e = 82.4 \text{ m}^3/\text{h}$).

En synthèse des trois cas, c'est la solution avec 60 000 mailles qui apparaît la plus satisfaisante concernant le partage de débits en fluvial, torrentiel et en présence d'un ressaut. En effet, la conservation des débits est plus satisfaisante avec un nombre de mailles important (de l'ordre de 60 000).

b. Comparaison des surfaces libres

Nous cherchons à retrouver les surfaces libres observées et mesurées sur le pilote, grâce à l'équipement de mesure de hauteur d'eau. Les cas de comparaison, les paramètres géométriques, ainsi que les conditions aux limites et initiales sont les mêmes que précédemment. La localisation de la surface libre est faite au moyen de la méthode VOF (Volume Of Fluide), dite méthode de la fraction volumique exposée précédemment. Nous présentons maintenant les résultats de comparaison en régime torrentiel, en présence d'un ressaut et en régime fluvial pour un nombre de mailles de 60 000. La surface libre mesurée est représentée en jaune et la surface libre calculée en bleu.

Régime torrentiel dans le déversoir

Les figures 2-39 et 2-40 représentent les surfaces libres mesurée sur le pilote et calculée avec le code et l'erreur (%) entre les deux surfaces.

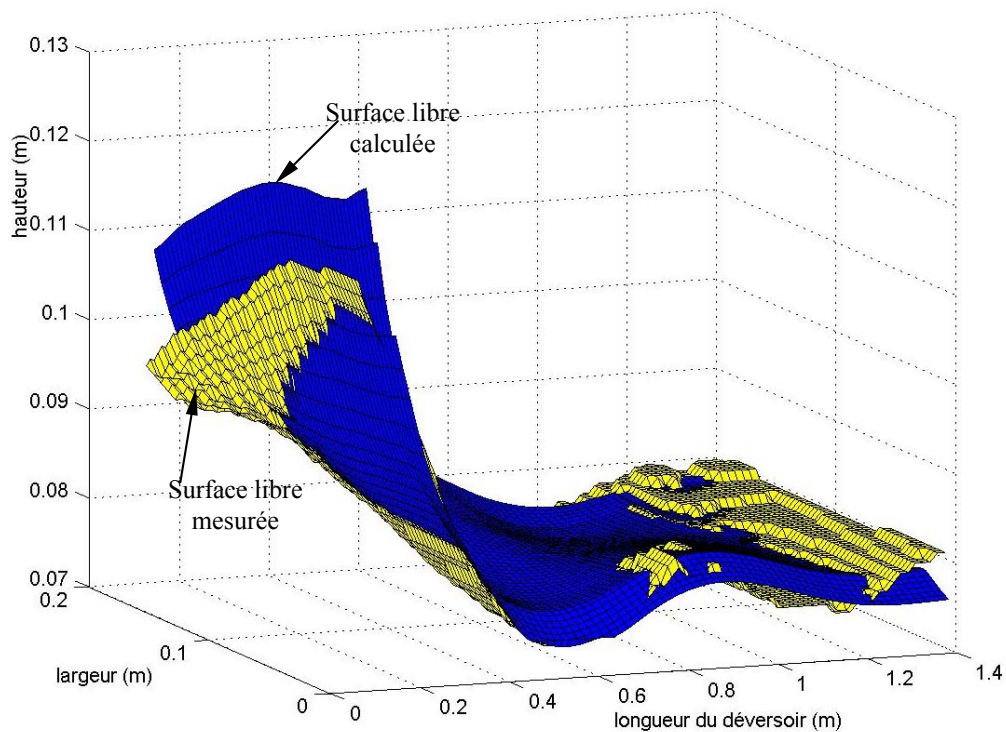


Figure 2-39 : Comparaison des surfaces libres mesurée et calculée en torrentiel

Erreurs commises en tout point

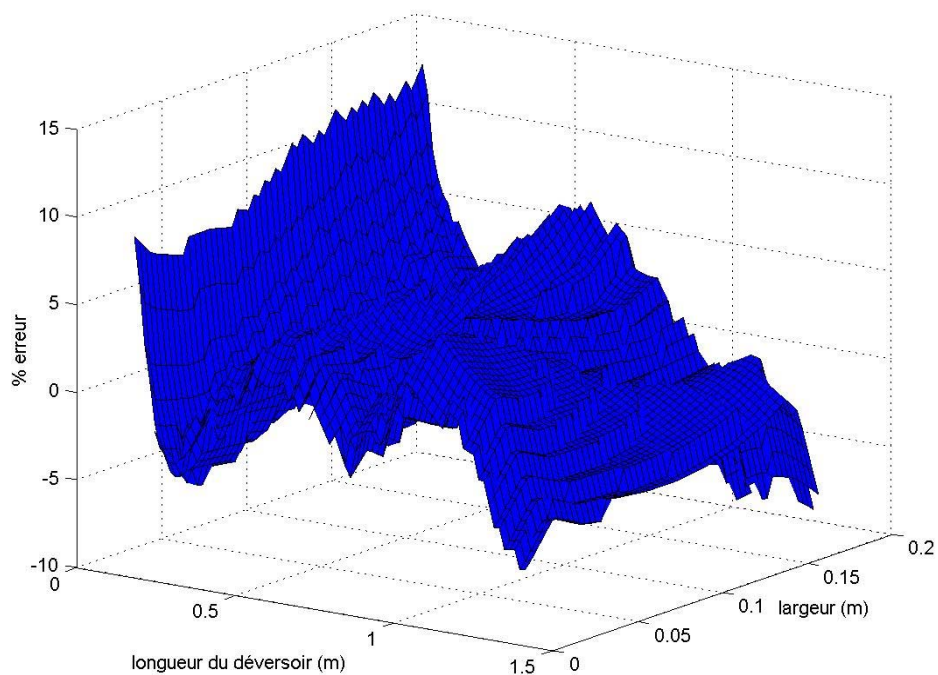


Figure 2-40 : Représentation des erreurs en torrentiel

On constate que la modélisation permet de reproduire les grandes ondulations de la surface libre. L'écart entre les hauteurs simulées et mesurées est de ± 5 mm. Cet écart est proche de l'incertitude sur la valeur de hauteur mesurée (soit ± 4 mm). L'erreur maximale de 12 % se situe localement à l'amont du déversoir. En effet, dans cette partie de l'écoulement, nous avons une grande variation de la ligne d'eau pour un faible déplacement suivant la longueur du déversoir. On constate également que les erreurs sont centrées autour de zéro.

Ressaut hydraulique dans le déversoir

La figure 2-41 montre clairement le ressaut hydraulique à l'aval du déversoir. La figure 2-42 représente les erreurs.

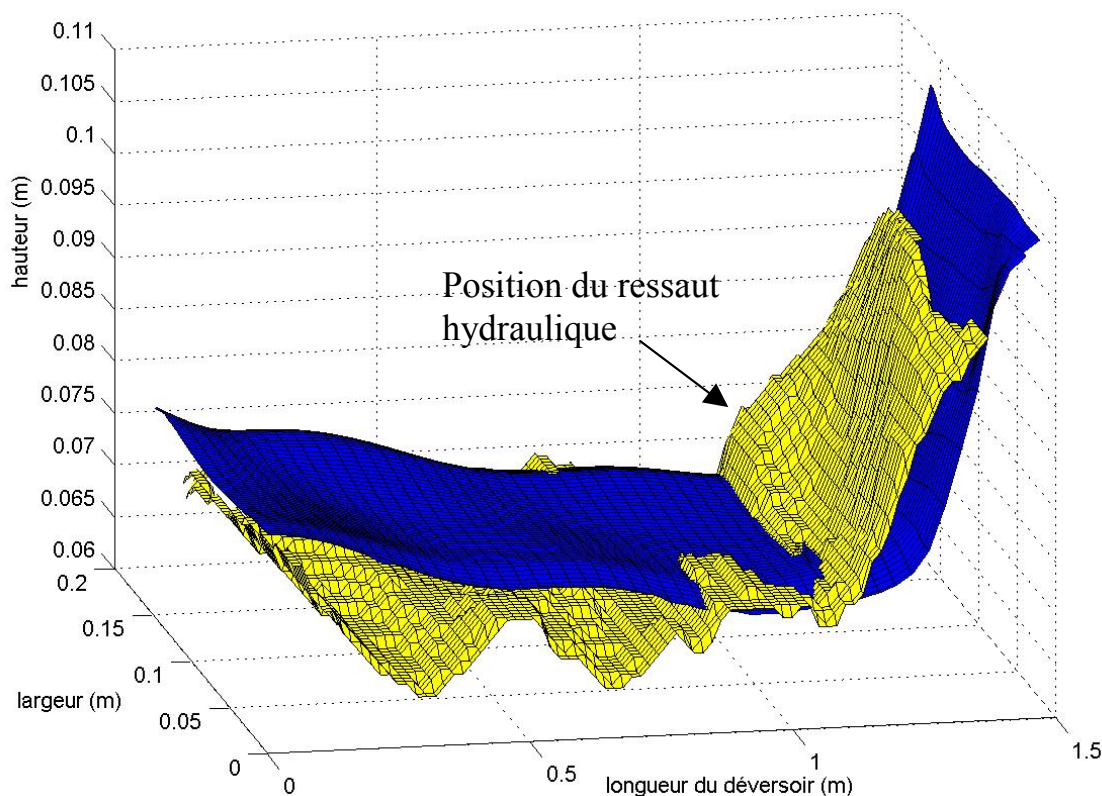


Figure 2-41 : Comparaison des surfaces libres dans le cas d'un ressaut

On remarque que la modélisation ne reproduit pas toutes les petites ondulations de surface. Comme pour la figure 2-39, au droit de la discontinuité, on constate qu'une faible erreur sur le positionnement engendre des erreurs importantes sur la hauteur d'eau. En dehors de cette discontinuité, les erreurs sont positives et inférieures à 10 %.

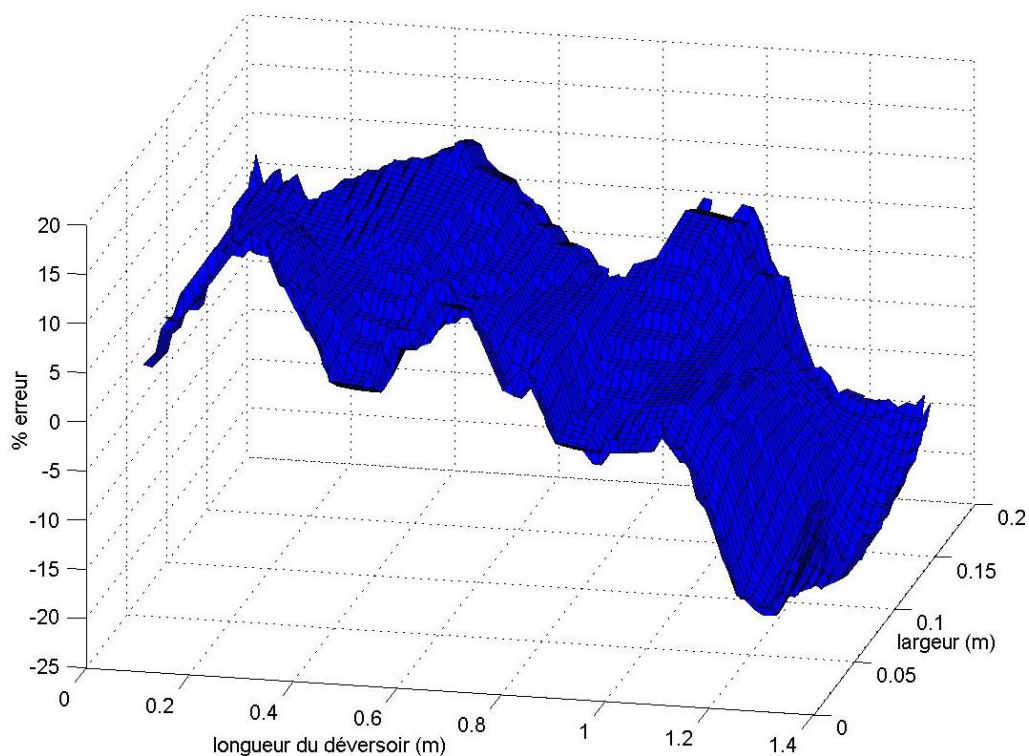


Figure 2-42 : Représentation des erreurs dans le cas d'un ressaut

Régime fluvial dans le déversoir

La modélisation reproduit globalement la forme de la ligne d'eau. On constate également que toutes les ondulations de surface ne sont pas modélisées (figure 2-43).

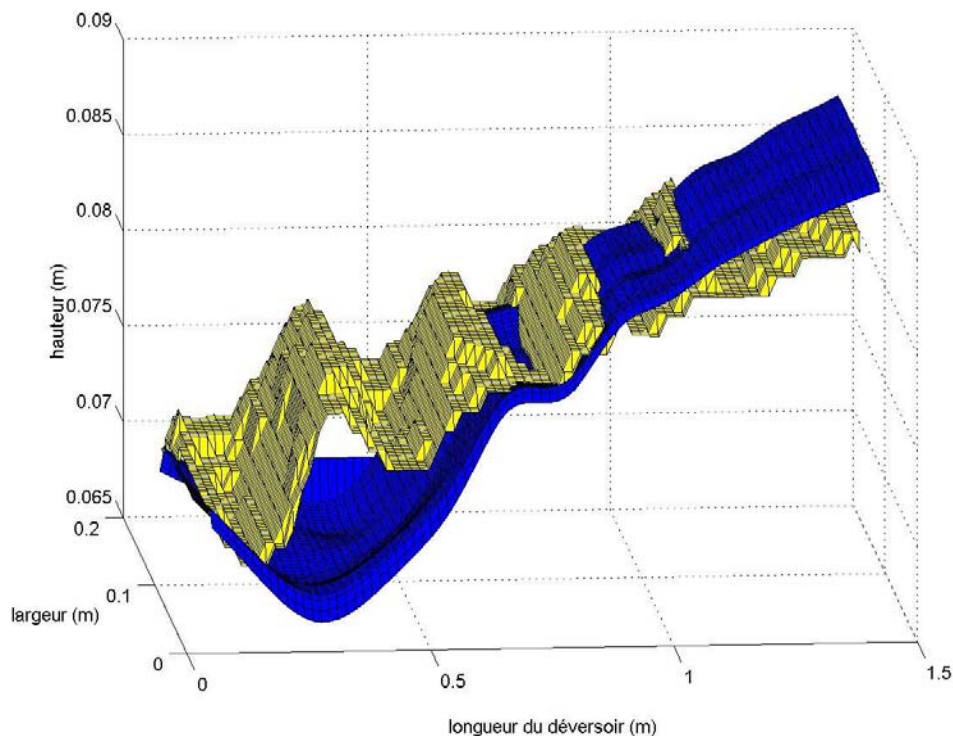


Figure 2-43 : Comparaison des surfaces libres en régime fluvial

Ces ondulations sont caractéristiques d'un régime hydraulique proche du critique. En effet, on montre théoriquement qu'une très faible variation de débit engendre une grande variation de la ligne d'eau. La courbe mesurée est donc représentative d'un ressaut hydraulique ondulé sur un déversoir. On remarque que les erreurs sont inférieures à 10 % (figure 2-44).

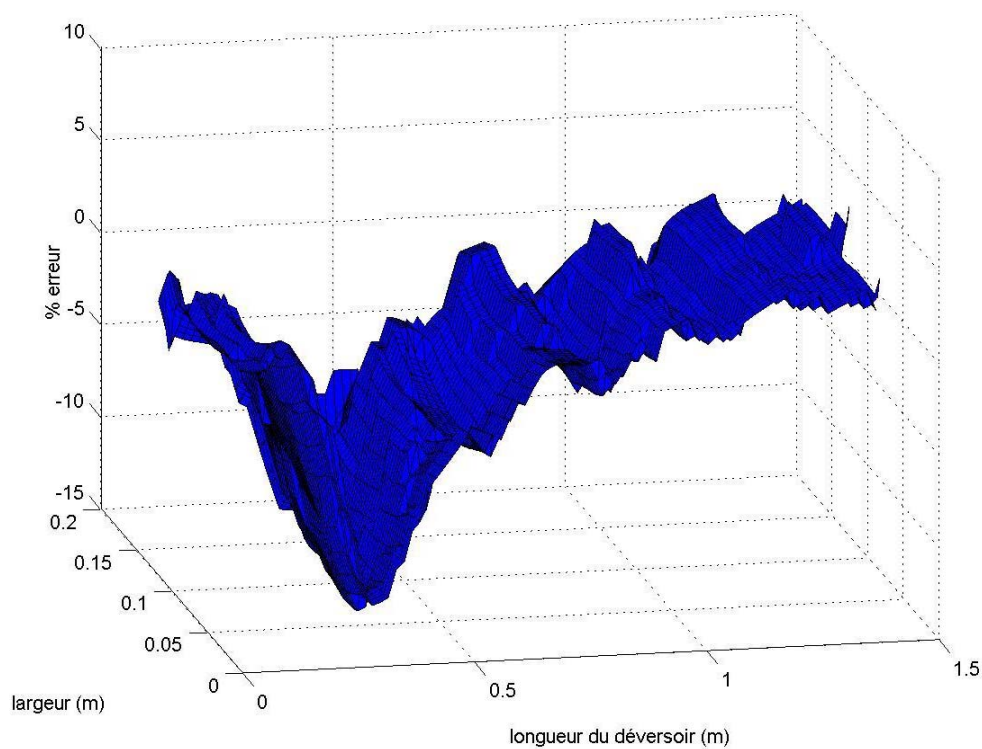


Figure 2-44 : Représentation des erreurs en régime fluvial

6.2.2. Comparaison des résultats : Déversoir latéral à crête haute

Nous avons également modélisé un déversoir latéral avec deux crêtes de hauteur identique (94 mm) et avec entonnement. La figure 2-45 montre le maillage de ce dernier. Puis nous avons comparé les résultats numériques et expérimentaux.

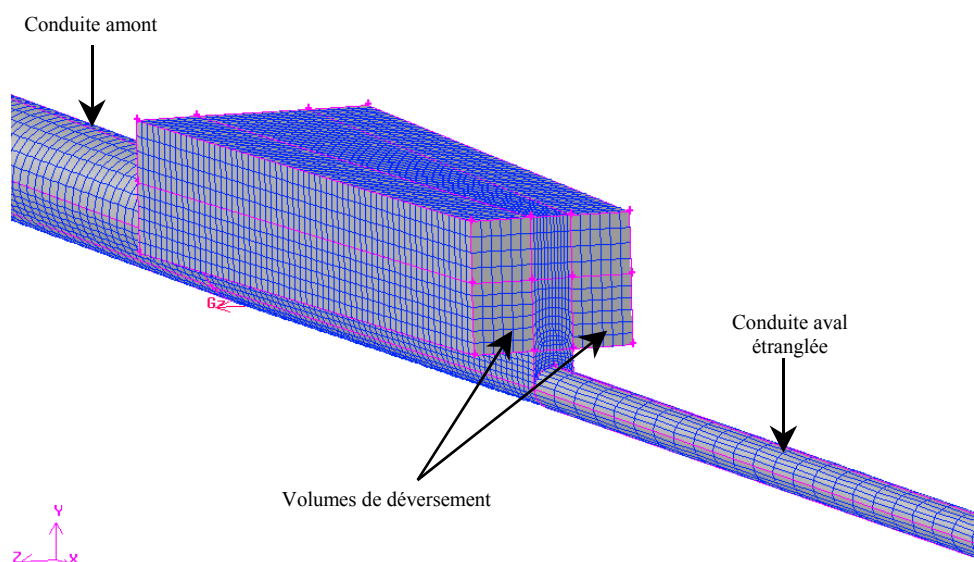


Figure 2-45 : Exemple de maillage d'un déversoir à deux crêtes hautes avec entonnement

a. Comparaison des débits

Les conditions aux limites sont les mêmes que dans le cas du DO à crête basse. Le déversoir concerné est un déversoir à double crêtes hautes avec un entonnement de 14°. Les cas de comparaison des débits et des surfaces libres sont groupés dans le tableau 2-15.

Pente amont (‰)	6		
Pente aval (‰)	1.33		
Débits d'entrée (m ³ /h)	28.1	74.3	122
Diamètre intérieur amont / aval (m)	0.188 / 0.067		

Tableau 2-15 : Cas de comparaison des débits et des surfaces libres (DO crête haute)

Le tableau 2-16 présente les résultats de comparaison des débits.

	Mesures réelles m ³ /h (Obernai)			Résultats numériques m ³ /h			Erreur (%)		
	Q _{conservé} (m ³ /h)	9.64	12.7	14.79	8	10.3	11.44	-5.8	-3.2
Q _{déversé} (m ³ /h)	19.4	61.45	108.3	19.9	63.57	110.12	2	2.9	1.5

Tableau 2-16 : Comparaison des débits (DO crête haute)

Comme pour le cas du déversoir latéral à crête basse, la modélisation a tendance à surestimer le débit déversé. Les erreurs les plus importantes en valeur absolue sont de 5.8 % sur le débit conservé ($Q_e = 28.15 \text{ m}^3/\text{h}$ et 60 000 cellules) et 2.9 % sur le débit déversé ($Q_e = 74.34 \text{ m}^3/\text{h}$ et 60 000 cellules). Les écarts constatés sont de l'ordre de 2 m³/h, soit une erreur moyenne de 3 %. Cette erreur est comprise dans l'incertitude de mesure qui est de $\pm 5 \%$. Ces résultats montrent que l'outil de calcul reproduit mieux le partage de débit dans un déversoir à crête haute. Ceci pourrait être dû à la condition initiale dans la conduite aval (à surface libre dans le cas précédent et en charge dans le cas du DO crête haute).

b. Comparaison des surfaces libres

La figure 2-46 montre la superposition des surfaces libres mesurée (en jaune) et calculée (en bleu).

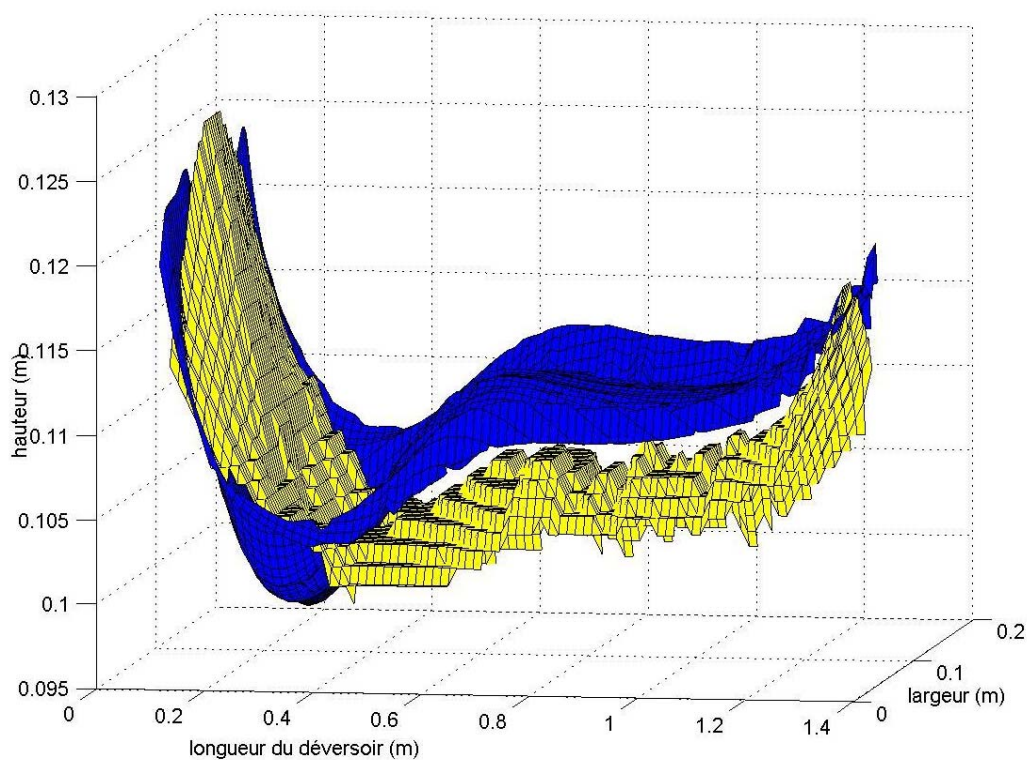


Figure 2-46 : Comparaison des surfaces libres mesurée et calculée pour le DO crête haute

On constate que les tendances sur la variation de la surface libre sont correctement reproduites avec une erreur de 10 % au maximum sur le tirant d'eau (voir figure 2-46). La remontée aval de la surface libre est également simulée. Le code de calcul prend bien en compte l'effet combiné de l'entonnement et de la mise en charge.

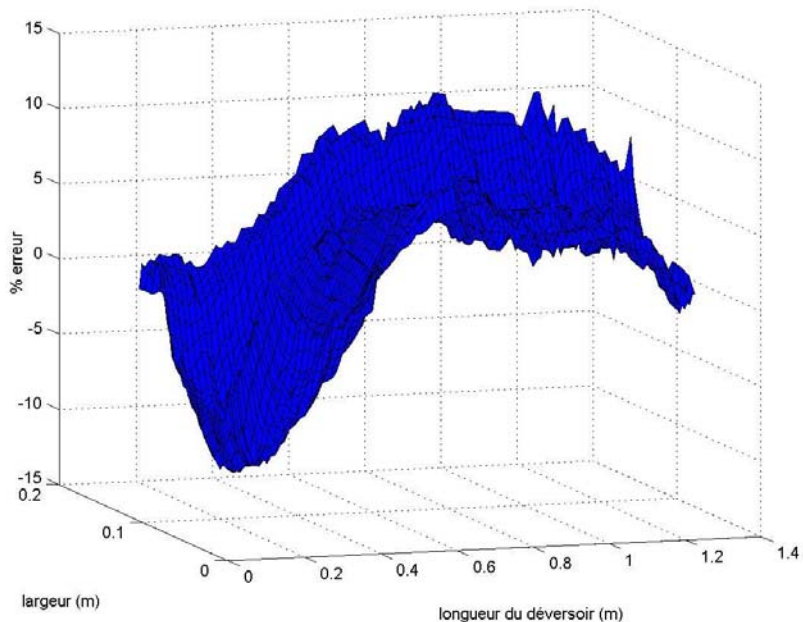


Figure 2-47 : Représentation des erreurs pour le DO crête haute

7. Conclusion

Nous avons réalisé plusieurs simulations des écoulements dans les DO latéraux en vue de montrer l'intérêt de la modélisation 3D pour mieux comprendre le fonctionnement de ces ouvrages. Les résultats numériques ont ensuite été confrontés aux mesures (débits déversés, conservés et la surface libre 3D)

Dans un premier temps, nous avons modélisé séparément le comportement hydrodynamique 3D des déversoirs d'orage. Les principaux phénomènes hydrauliques étudiés sont :

- ◆ la forme des courbes de remous,
- ◆ l'écoulement au droit d'un seuil avec naissance d'un ressaut hydraulique,
- ◆ l'effet d'un entonnement sur la ligne d'eau.

La position du tirant d'eau d'une courbe de remous avec ou sans ressaut hydraulique a pu être modélisée avec une douzaine de cellules suivant la hauteur. Les différences entre les hauteurs simulées et mesurées sont inférieures à 2 mm.

L'évolution de la ligne d'eau au passage d'un seuil et dans un venturi a été prédite avec une erreur voisine de 5 %. La prise en compte de l'entonnement requiert un nombre plus important de cellules suivant la longueur et la hauteur afin de reproduire correctement la ligne d'eau.

Concernant les conditions aux limites amont, elles doivent prendre en compte une longueur minimale de 5 à 6 fois la hauteur d'eau afin de ne pas perturber sur une grande longueur l'hydraulique dans la conduite amont du déversoir. Le choix du modèle de turbulence k- ϵ est pertinent si on ne s'intéresse qu'aux grandeurs : tirants d'eau ou débits.

Dans un deuxième temps, nous avons modélisé simultanément l'ensemble des phénomènes précédents en reproduisant le comportement hydrodynamique d'un déversoir.

La comparaison a porté sur les débits et la surface libre. Les mesures expérimentales ont été faites sur le pilote « déversoir d'orage » situé à Obernai. La comparaison des débits a montré une bonne concordance entre débits mesurés et calculés. Les erreurs sont inférieures à 10 %. Plus le maillage est dense, plus le partage de débits est précis dans le cas du régime torrentiel et du ressaut, ce qui n'a pas été observé en fluvial.

Les résultats de comparaison des formes de la surface libre montrent que les grandes ondulations sont globalement reproduites avec une erreur inférieure à 10 %. Toutefois, les faibles oscillations de la surface libre ne sont pas correctement simulées. Cela peut être lié à une mauvaise estimation des débits mais aussi à une inadéquation du modèle de turbulence associé à la modélisation de la surface libre.

Les écoulements dans un canal et au passage d'un seuil ont été simulés en 2D avec 7000 cellules ; le venturi a été modélisé correctement avec 12 000 cellules et la simulation 3D des écoulements dans un déversoir en a nécessité 60 000. Globalement, il faut 5 à 8 fois plus de

mailles (par rapport au cas d'un canal rectiligne ou un venturi) pour simuler les phénomènes hydrauliques présents dans un déversoir.

Il est important de noter que l'utilisation du modèle tridimensionnel nécessite la description complète de la géométrie, l'élaboration d'un maillage adapté, l'étude des conditions aux limites et initiales ainsi que le choix du modèle de turbulence approprié.

Les options de modélisation retenues à l'issue de cette phase de validation sont :

- ◆ modèle VOF pour la localisation de la surface libre,
- ◆ modèle de turbulence k- ϵ ,
- ◆ schéma de discrétisation du second ordre.

Ces options seront mises en application dans la partie 3, lors de l'étude des déversoirs complexes existant sur sites réels.

Chapitre 2 : VALIDATION DES MODELES DE TRANSPORT SOLIDE

1. Les modèles 3D de transport particulaire

Deux modèles particuliers sont proposés par Fluent : le modèle « particle tracking » fondé sur l'approche lagrangienne et le modèle eulérien granulaire (phase solide traitée comme un fluide) fondé sur l'approche eulérienne.

Après un bilan des forces s'exerçant sur une particule isolée, nous détaillerons les deux modèles énoncés précédemment.

1.1. Forces s'exerçant sur une particule isolée

Pour pouvoir écrire les équations en diphasique, il est important de recenser les forces significatives.

Les forces s'exerçant sur une particule isolée sont :

◆ Son poids

◆ La poussée d'Archimède :

Cette force, dirigée verticalement vers le haut, résulte de la non uniformité du champ de pression hydrostatique autour de l'interface eau/particule.

◆ La force de traînée :

Si la particule possède une vitesse différente de celle de l'eau, une force de traînée F_D se crée, assimilable à une résistance au déplacement. Elle résulte de la non uniformité du champ de contraintes de frottement autour de l'interface et est donc l'intégration du frottement interfacial. Elle dépend du coefficient de traînée C_D qui lui-même dépend du nombre de Reynolds de l'écoulement. Plusieurs définitions de ce coefficient existent, avec chacune leur domaine de validité.

◆ La force de portance :

L'origine de cette force, due au gradient de vitesse de la phase continue, est la même que pour la force de traînée. La non uniformité du champ de contraintes autour de l'interface induit une force résultante avec une composante parallèle à l'écoulement (la traînée) et une composante perpendiculaire à l'écoulement (la portance).

◆ La force de masse ajoutée :

Elle naît du fait de l'accélération relative de la phase particulaire par rapport à la phase eau. Pendant leur accélération, les particules solides peuvent être ralenties par l'inertie du fluide

porteur et subir ainsi une force dite de masse virtuelle. On dit que le conflit entre l'inertie de la masse de l'eau et l'accélération des particules exerce une masse virtuelle sur les particules.

1.2. Le modèle « *particle tracking* »

Le modèle « *particle tracking* » est capable de :

- ◆ calculer les trajectoires des particules en formulation lagrangienne, en prenant en compte l'inertie des particules, les lois hydrodynamiques de traînée et la force de gravité en régime stationnaire ou transitoire,
- ◆ prédire les effets de la turbulence sur la phase dispersée, effets dus à la présence des tourbillons dans la phase continue,
- ◆ résoudre des problèmes de transfert thermique fluide-particules ou particules-particules (réchauffement ou refroidissement),
- ◆ prendre en compte les phénomènes de vaporisation ou d'ébullition dans le cas des gouttelettes liquides,
- ◆ simuler la combustion,
- ◆ coupler, si nécessaire, la phase continue et la phase discrète au cours du calcul.

Le modèle « *particle tracking* » présente plusieurs avantages (Stovin *et al.*, 1999). Ainsi, les trajectoires de différents types de particules peuvent être simulées. Il est applicable aux écoulements à surface libre.

Mais, quelques inconvénients peuvent être cités (Stovin et Saul, 1998 ; Stovin *et al.*, 1999) :

- ◆ les particules sont toujours considérées comme étant sphériques,
- ◆ la présence des sédiments n'influence pas l'écoulement,
- ◆ une multitude des paramètres de simulation (nombre de pas de temps, critères de décantation...) reste difficile à préciser.

Les limites de ce modèle sont :

1. Fractions volumiques : ce modèle est incapable de prendre en compte les interactions entre particules. La seconde phase (phase discrète) doit occuper au maximum entre 10 et 12 % du volume total. Mais la masse peut excéder les 10 ou 12 % de la masse totale. Il est possible de résoudre un problème où la masse de la phase dispersée est supérieure ou égale à la masse de la phase continue.
2. Modélisation de la suspension continue des particules : le modèle lagrangien est commode pour des injections de particules à partir des limites d'entrée bien définies. Ce dernier ne permet pas la modélisation des phénomènes au cours desquels les particules restent indéfiniment en suspension (lits fluidisants, mélangeurs,...).

1.2.1. Équation fondamentale du modèle

La trajectoire de la particule est obtenue en intégrant l'équation de quantité de mouvement en utilisant la description lagrangienne. En la projetant sur l'axe des x, cette équation peut s'écrire sous la forme suivante :

$$\frac{du_p}{dt} = F_D (u - u_p) + g_x \left(\frac{\rho_p - \rho}{\rho_p} \right) + F_x \quad \text{Équation 2-62}$$

u est la composante du vecteur vitesse suivant x ; u_p la vitesse longitudinale de la particule. ρ et ρ_p représentent respectivement la masse volumique du fluide et de la particule.

Le premier terme de droite de l'équation 2-62 représente la force de traînée par unité de masse de particule, avec :

$$F_D = \frac{18 \mu}{\rho_p d_p^2} \frac{C_D}{24} Re_p \quad \text{Équation 2-63}$$

C_D représente le coefficient de traînée. d_p et ρ_p sont respectivement le diamètre et la masse volumique de la particule. Re_p représente le nombre de Reynolds particulaire. Pour une particule sphérique, il s'écrit :

$$Re_p = \frac{\rho d_p |u_p - u|}{\mu} \quad \text{Équation 2-64}$$

Le coefficient de traînée dépend du régime d'écoulement. Pour des faibles nombres de Reynolds particulaire ($Re_p < 0.1$) le coefficient de traînée est donnée par l'équation 2-65 :

$$C_D = \frac{24}{Re_p} \quad \text{Équation 2-65}$$

Pour des nombres élevés ($Re_p > 1000$), C_D est pratiquement constant et vaut 0.4. Pour des valeurs intermédiaires, la relation entre C_D et le nombre de Reynolds est plus compliquée. Morsi et Alexander ont proposés en 1972 la relation suivante (Fluent, 2001) :

$$C_D = \alpha_1 + \frac{\alpha_2}{Re_p} + \frac{\alpha_3}{Re_p^2} \quad \text{Équation 2-66}$$

α_1 , α_2 , et α_3 dépendent du nombre de Reynolds.

Le deuxième terme de droite représente les forces de flottabilité et le troisième l'ensemble des autres forces (force de masse ajoutée, force de portance, force due au gradient de pression).

1.2.2. Hypothèses et paramètres du modèle

a. Simulation en mode couplé ou non – couplé

Le modèle « Particle tracking » peut être utilisé en mode couplé ou non – couplé.

En mode couplé, le champ de l'écoulement et les trajectoires des particules sont calculés simultanément et l'interaction entre la particule et le champ d'écoulement est prise en compte en calculant, à chacune des itérations, les échanges de quantité de mouvement, de chaleur et de masse entre les différentes phases.

Le mode non – couplé est utilisé quand la phase discrète est présente à de faibles concentrations de sorte qu'elle n'affecte pas la phase continue. C'est le cas de notre étude. Nous négligeons l'influence de la présence des particules sur le champ d'écoulement. En outre, nous supposons que les particules se déplacent indépendamment les unes des autres sans interactions ou chocs.

b. Dispersion des particules dans un écoulement turbulent

Le degré de dispersion des particules dans un écoulement turbulent dépend des paramètres suivants (Calabrese et Middleman, 1979) :

- ◆ La forme et la taille des particules,
- ◆ La vitesse de chute libre des particules,
- ◆ La densité relative des particules dans l'eau,
- ◆ La turbulence de l'écoulement.

Pour simuler la dispersion des particules dans un écoulement turbulent, on utilise généralement des méthodes stochastiques appelées souvent modèles de « vol ou de marche aléatoire » (Random Walk Models).

La détermination d'une trajectoire de la particule inertielle dans le modèle de « vol ou de marche aléatoire » se fait selon la procédure suivante :

À l'instant initial, la particule P et un élément fluide F occupent la même position. Après un pas de temps Δt , la particule et l'élément fluide se sont éloignés d'une distance Δs . Un repère orthonormé est alors défini et choisi de telle sorte que son origine soit située sur l'élément fluide et que son premier axe passe par la position de la particule inertielle.

Le calcul de la vitesse fluide à l'endroit où se trouve la particule inertielle se fait alors soit à l'aide de l'équation de Langevin (Équation 2-67) discrétisée, soit à l'aide de l'approche Lagrangienne. Puis, un nouvel élément fluide F' est centré sur la particule inertielle P et la procédure est répétée (Launay, 1998).

En utilisant ce type de processus, une nouvelle trajectoire pour chaque simulation effectuée à l'aide du modèle « Particle tracking » est obtenue. Un nombre suffisant de simulations permet de représenter l'effet de la dispersion turbulente sur la trajectoire des particules.

Les méthodes stochastiques sont utilisées dans deux modèles en fonction de l'approche considérée pour calculer la vitesse fluctuante u'_i définie par : $U_i = \overline{U}_i + u'_i$. Le premier modèle appelé modèle de « marche continue aléatoire » (CRW model) est basé sur l'équation de Langevin :

$$dU_i = \frac{1}{T} U_i dt + \left(\frac{2\overline{u'_i u'_i}}{T} \right)^{0.5} dw \quad \text{Équation 2-67}$$

Les solutions de l'équation 2-67 permettent de calculer les vitesses fluctuantes u'_i . L'échelle de temps T est égale à l'échelle de temps Lagrangienne T_L définie par :

$$T_L = 0.15 \frac{k}{\varepsilon} \quad \text{Équation 2-68}$$

Le deuxième modèle, appelé modèle de « marche discrète aléatoire », est basé sur le concept de la durée de vie d'un tourbillon. On suppose dans ce cas que l'écoulement est composé d'une série finie de tourbillons. Un tourbillon est défini par deux paramètres :

- ◆ Sa durée de vie caractéristique τ_e pouvant être constante ou aléatoire :

$$\tau_e = 2T_L \text{ ou } \tau_e = -T_L \log(r) ; 0 < r < 1 \quad \text{Équation 2-69}$$

L'échelle de temps Lagrangienne T_L est définie par l'équation 2-62.

- ◆ Les vitesses de fluctuation u' , v' et w' définies par :

$$u' = \xi \sqrt{u'^2} ; v' = \xi \sqrt{v'^2} ; w' = \xi \sqrt{w'^2} \quad \text{Équation 2-70}$$

ξ étant une variable aléatoire normale. Quand la durée de vie d'un tourbillon est atteinte, la variable aléatoire normale ξ prend une nouvelle valeur.

c. Intégration numérique de l'équation fondamentale

Dans Fluent, deux paramètres contrôlent l'intégration de l'équation de la trajectoire 2-62 par rapport au temps : le nombre maximum d'itérations et le facteur λ défini à partir de la relation :

$$\Delta t = \frac{\Delta t^*}{\lambda} \quad \text{Équation 2-71}$$

avec : Δt le pas de temps ; Δt^* le temps de transit, c'est le temps nécessaire à une particule pour traverser l'ensemble du volume de contrôle occupé par la phase continue.

Il est clair que plus le coefficient λ est élevé, plus le calcul sera précis.

d. Variables d'entrée

Avant de lancer les simulations, il est nécessaire de fournir les paramètres suivants pour l'ensemble des particules :

- ◆ La position initiale d'injection
- ◆ La vitesse initiale de la particule
- ◆ La densité et le diamètre de la particule

e. Conditions aux limites pour les particules

Le comportement d'une particule au contact d'une paroi est mal connu et sa simulation exacte est de ce fait difficile.

La présente version de Fluent propose trois comportements différents possibles pour une particule en contact avec une paroi : « TRAP », « REFLECT » et « ESCAPE ».

La condition « TRAP » met fin à la trajectoire de la particule quand celle-ci touche une paroi. La condition « ESCAPE » considère que la particule n'appartient plus au domaine physique. Elle est généralement appliquée au niveau des entrées et des sorties. La condition « REFLECT » permet à la particule de regagner la masse fluide après réflexion sur la paroi.

1.3. *Le modèle eulérien granulaire*

Lorsqu'il existe une interaction forte entre l'eau et les particules, le modèle eulérien granulaire est plus approprié. La stabilité et la convergence sont assurées que ce soit en régime stationnaire, transitoire ou non stationnaire. Mais, il est coûteux en temps de calcul et est difficile à faire converger.

Les équations de conservation de la masse et de la quantité de mouvement permettent de prendre en compte ce couplage. En tout point du domaine, il est possible de connaître les champs de pression, de vitesse, de turbulence, ainsi que la fraction volumique de chaque phase.

1.3.1. Fraction volumique

La description des écoulements multiphasiques fait appel à la notion de fraction volumique notée α_q . α_q représente l'espace occupé par chaque phase. Les lois de conservation de la masse et de moment (quantité de mouvement) doivent être satisfaites par chaque phase prise individuellement. On a, avec V_q volume total de la phase q :

$$V_q = \int_V \alpha_q dV \quad \text{avec} \quad \sum_{q=1}^2 \alpha_q = 1 \quad \text{Équation 2-72}$$

1.3.2. Equation de continuité pour la phase q

Elle s'écrit :

$$\frac{\partial(\alpha_q \rho_q)}{\partial t} + \text{div}(\alpha_q \rho_q \vec{u}_q) = \sum_{p=1}^2 \dot{m}_{pq} \quad \text{Équation 2-73}$$

\dot{m}_{pq} représente le transfert de masse de la $p^{\text{ième}}$ phase à la $q^{\text{ième}}$ phase.

On a : $\dot{m}_{12} = \dot{m}_{21}$ et $\dot{m}_{pp} = 0$. ρ_q est la masse volumique de la phase q et \vec{u}_q sa vitesse.

1.3.3. Equation de la conservation de la quantité de mouvement

L'équation d'équilibre de la quantité de mouvement pour la phase q , en ne prenant en compte que les forces significatives, donne :

$$\begin{aligned} \frac{\partial(\alpha_q \rho_q \vec{v}_q)}{\partial t} + \text{div}(\alpha_q \rho_q \vec{v}_q \vec{v}_q) &= -\alpha_q \cdot \text{grad } p + \text{div} \vec{\tau}_q \\ + \sum_{p=1}^2 \left(\vec{R}_{pq} + \dot{m}_{pq} \vec{v}_{pq} \right) &+ \alpha_q \rho_q (\vec{F}_q + \vec{F}_{VM,q}) \end{aligned} \quad \text{Équation 2-74}$$

avec :

$\vec{\tau}_q$: tenseur des contraintes de la $q^{\text{ième}}$ phase

\vec{F}_q : forces extérieures de volume (poids, poussée d'Archimède)

$\vec{F}_{VM,q}$: force de masse ajoutée

\vec{R}_{pq} : force d'interaction à l'interface obéissant aux propriétés suivantes : $\vec{R}_{12} = -\vec{R}_{21}$. Elle

inclut la force de traînée. \vec{v}_{pq} est définie par $\vec{v}_{pq} = \vec{v}_p$ si $\dot{m}_{pq} > 0$ et $\vec{v}_{pq} = \vec{v}_q$ si $\dot{m}_{pq} < 0$

2. Données expérimentales sur la séparation particulaire

2.1. Séparation solide – liquide par décantation

Une étude expérimentale du champ de vitesse, des efficacités de sédimentation et de la distribution spatiale des dépôts solides pour une cuve de décantation a déjà été réalisée par Stovin et Saul (1994), Stovin et Saul (1996) et Stovin (1996). La cuve utilisée fait 2 m de long, 0.97 m de large et 0.45 m de profondeur (figure 2-48).

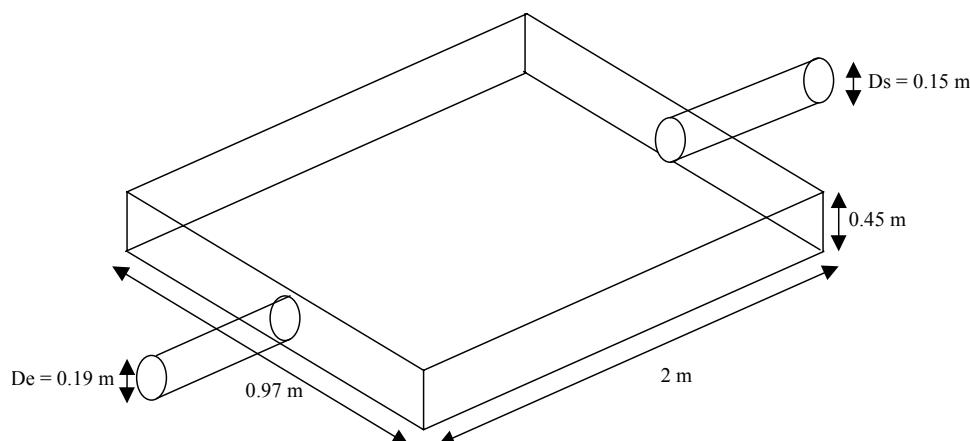


Figure 2-48 : Dimensions de la cuve de décantation

La conduite d'entrée a un diamètre de 0.19 m et celle de sortie un diamètre de 0.15 m. Les radiers des deux conduites d'entrée et de sortie sont localisés au fond de la cuve.

Une hauteur d'eau constante de 0.20 m a été fixée dans la cuve lors de la mesure expérimentale du champ de vitesses en régime permanent. Les vitesses ont été mesurées avec un anémomètre Laser Doppler. Les champs de vitesse mesurés sont présentés aux figures 2-49 et 2-50.

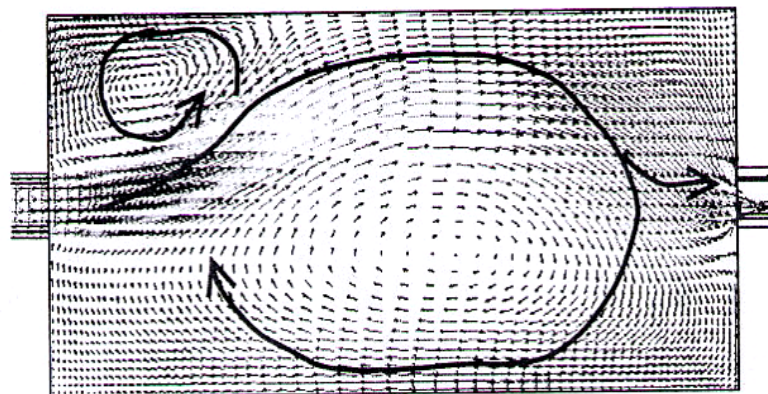


Figure 2-49 : Champ de vitesse mesuré à $y = 0.15$ m (Stovin et Saul, 1994 ; Stovin et Saul, 1996 ; Stovin, 1996)

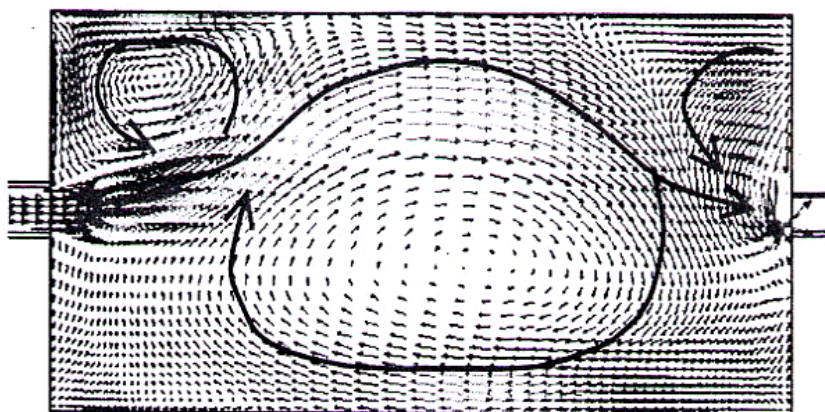


Figure 2-50 : Champ de vitesse mesuré au fond de la cuve (Stovin et Saul, 1994 ; Stovin et Saul, 1996 ; Stovin, 1996)

Des grains d'olive finement broyés ont été utilisés pour évaluer le pouvoir de rétention de la cuve. Ces grains ont une masse volumique moyenne de 1500 kg/m^3 , un diamètre maximal de $150 \mu\text{m}$ et un d_{50} de $50 \mu\text{m}$.

Deux sondes néphéométriques ont été utilisées pour déterminer les concentrations de sédiments à l'entrée et la sortie de la cuve. Le tableau 2-17 indique les différentes efficacités obtenues expérimentalement en fonction de la vitesse d'entrée, en injectant 68 particules de grains d'olive finement broyées.

Vitesse d'entrée (m/s)	Efficacités expérimentales (%)
0.05	80
0.1	64
0.2	44
0.4	24
0.6	16
0.8	8

Tableau 2-17 : Efficacités expérimentales en fonction de la vitesse d'entrée (Stovin et Saul, 1994 ; Stovin et Saul, 1996 ; Stovin, 1996)

L'identification des zones de dépôts a été réalisée à l'œil nu et en utilisant des photographies. Les figures 2-51, 2-52 et 2-53 montrent la distribution spatiale des dépôts au fond de la cuve pour différentes vitesses.

Les zones sombres correspondent aux cellules qui reçoivent les dépôts, alors que les zones plus claires correspondent aux cellules dans lesquelles aucun dépôt solide n'a été observé expérimentalement.

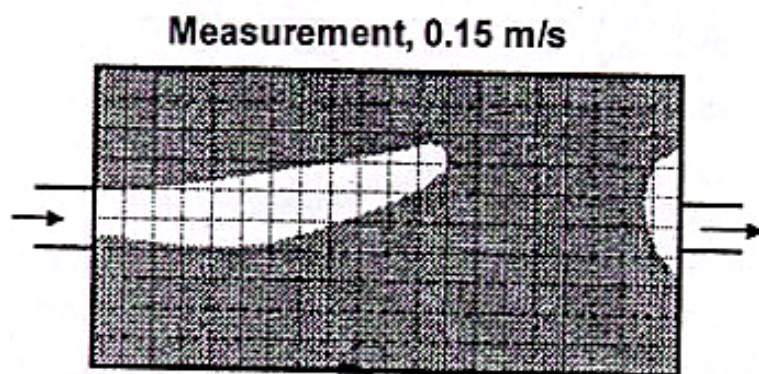


Figure 2-51 : Distribution spatiale des dépôts obtenue expérimentalement pour une vitesse d'entrée de 0.15 m/s (Stovin et Saul, 1994 ; Stovin et Saul, 1996 ; Stovin, 1996)

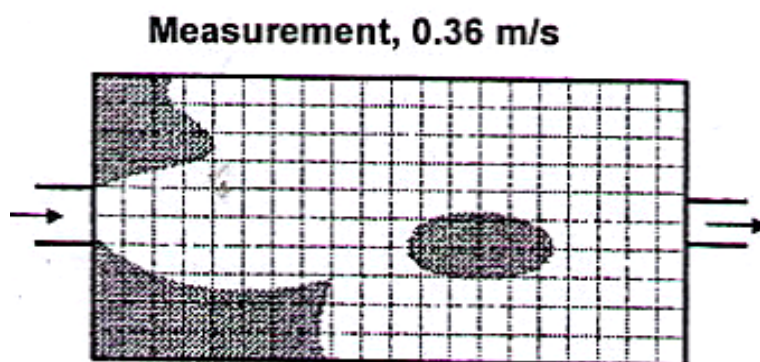


Figure 2-52 : Distribution spatiale des dépôts obtenue expérimentalement pour une vitesse d'entrée de 0.36 m/s (Stovin et Saul, 1994 ; Stovin et Saul, 1996 ; Stovin, 1996)

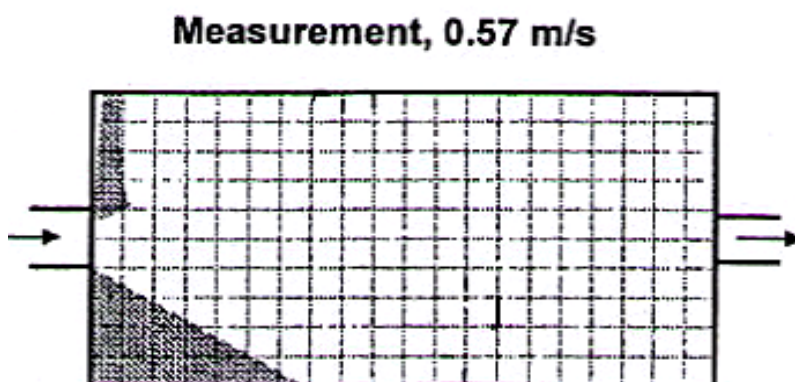


Figure 2-53 : Distribution spatiale des dépôts obtenue expérimentalement pour une vitesse d'entrée de 0.57 m/s (Stovin et Saul, 1994 ; Stovin et Saul, 1996 ; Stovin, 1996)

2.2. Séparation particulaire dans les déversoirs

Kehrwiller (1995) a mené une étude comparative de l'efficacité des déversoirs d'orage sur le pilote hydraulique de l'entreprise UFT (Allemagne). Cette étude était axée sur l'aptitude de ces derniers à retenir les matières en suspension. Trois types de déversoirs ont été testés : un DO frontal, un deuxième latéral à seuil unique haut et un dernier latéral à seuil double haut. Nous étudierons la séparation particulaire du déversoir latéral à seuil unique simple. La figure 2-54 présente des photos de ce déversoir.

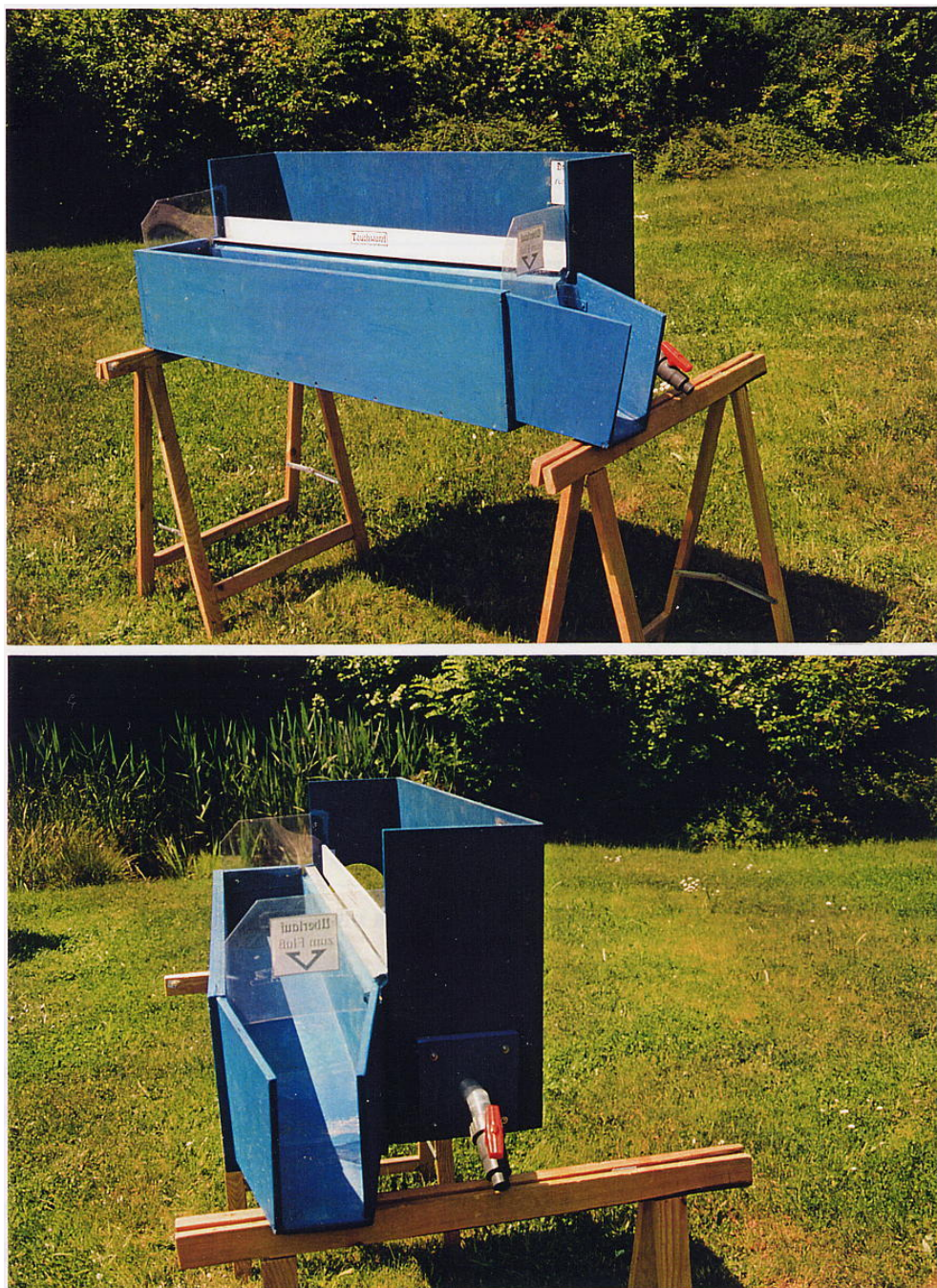


Figure 2-54 : Photos du modèle de déversoir d'orage latéral à seuil unique haut (Kehrwiller, 1995)

Le diamètre amont vaut 0.15 m. La conduite aval étranglée a 0.02 m de diamètre. La hauteur de crête a été prise égale au diamètre d'entrée. La figure 2-55 montre une section droite dans le déversoir.

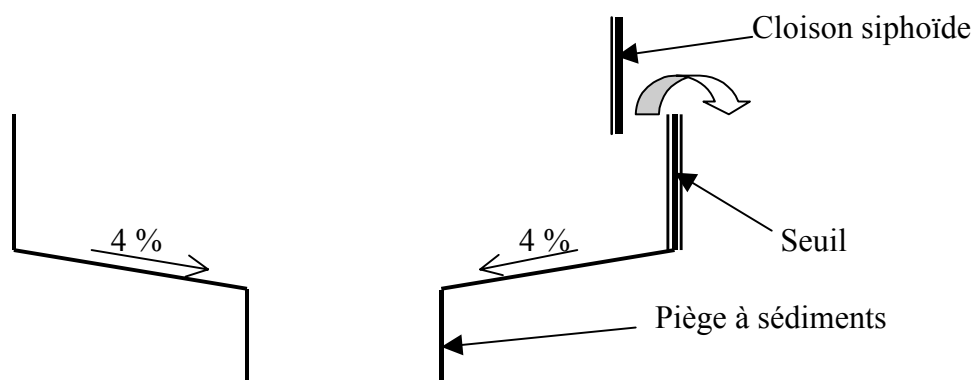


Figure 2-55 : Section droite dans le déversoir

La pente du radier du déversoir est de 2 %. La vanne aval permet de fixer le débit conservé (figure 2-54). La conduite d'entrée a une pente nulle et mesure 2 m (soit $L = 13.3 D$). Cette longueur est suffisante pour permettre à l'écoulement de s'établir (Kehrwiller, 1995). La conduite est de grande longueur par rapport au diamètre. Les conditions d'introduction des particules perdent donc de l'importance (Saul et Delo, 1981).

La pollution particulaire est représentée par un sédiment de synthèse : le polystyrol P423. La masse volumique des particules est de 1.04 g/cm^3 . La granulométrie des particules est étalée (tailles inférieures à 0.2 mm).

Les tableaux 2-18 et 2-19 indiquent les différents volumes de sédiments, récupérés après chaque essai au niveau du DO latéral à seuil simple haut. V_1 , V_2 , V_3 et V_4 représentent respectivement le volume de sédiments présents dans le débit conservé, dans le débit déversé, dans le déversoir (récupérés après décantation) et dans la conduite amont (récupérés également après décantation).

Débits amont (l/s)	V_1	V_2	V_3	V_4	Volume total (ml)
1	44	190	19	23	276
1.5	40	250	9	0	299
2	26	260	4	0	290
2.5	25	280	4.5	0	309.5
3	16.5	305	1	0	322.5

Tableau 2-18 : Volumes de sédiments pour différents débits d'entrée (débit conservé fixé à 0.18 l/s) (Kehrwiller, 1995)

Débits amont (l/s)	V ₁	V ₂	V ₃	V ₄	Volume total (ml)
1	60	220	21	20	321
1.5	50	260	10	0	320
2	42	290	1.2	0	332
2.5	28	290	1.5	2.5	322
3	21	300	2.5	11	334.5

Tableau 2-19 : Volumes de sédiments pour différents débits d'entrée (débit conservé fixé à 0.23 l/s) (Kehrwiller, 1995)

Le volume de sédiments décantés dans la conduite d'entrée est très faible, voire nul. Nous pouvons considérer que la quasi totalité des particules injectées arrivent dans le déversoir.

3. Validation des modèles de transport solide

3.1. Séparation solide – liquide par décantation

Dans un premier temps, nous avons simulé l'écoulement dans la cuve et comparé les champs de vitesse. Dans un deuxième temps, nous avons modélisé le transport solide dans la cuve de décantation. Nous avons comparé les efficacités de décantation et nous nous sommes intéressés à la répartition des dépôts au fond de la cuve.

3.1.1. Champ de vitesse

Les simulations ont été réalisées en régime permanent. Le modèle de turbulence k- ϵ a été utilisé avec l'approche semi – empirique « Standard Wall Function ». Le modèle VOF a permis de prendre en compte l'évolution de la surface libre dans la cuve. Nous imposons une vitesse à l'entrée (velocity – inlet) et la pression atmosphérique à la sortie (pressure – outlet). Trois nombres de mailles différents (Tableau 2-20) ont été utilisés pour modéliser la cuve afin de mettre en évidence la sensibilité d'une part du champ d'écoulement, et d'autre part des efficacités de décantation par rapport au nombre de mailles.

Nombre total de mailles	Nombre de mailles à l'intérieur de la cuve
83 943	80 883
57 338	54 278
23 322	20 262

Tableau 2-20 : Maillages utilisés pour la cuve de décantation

Les champs d'écoulement obtenus par simulation, pour l'ensemble des vitesses et les trois maillages, peuvent être caractérisés par un jet d'eau principal en entrée qui prend l'allure d'une courbe de recirculation dans le sens des aiguilles d'une montre. Une petite zone de recirculation apparaît également au coin supérieur à gauche de la cuve, alors que le coin inférieur est caractérisé par une zone à faibles vitesses (figure 2-56).

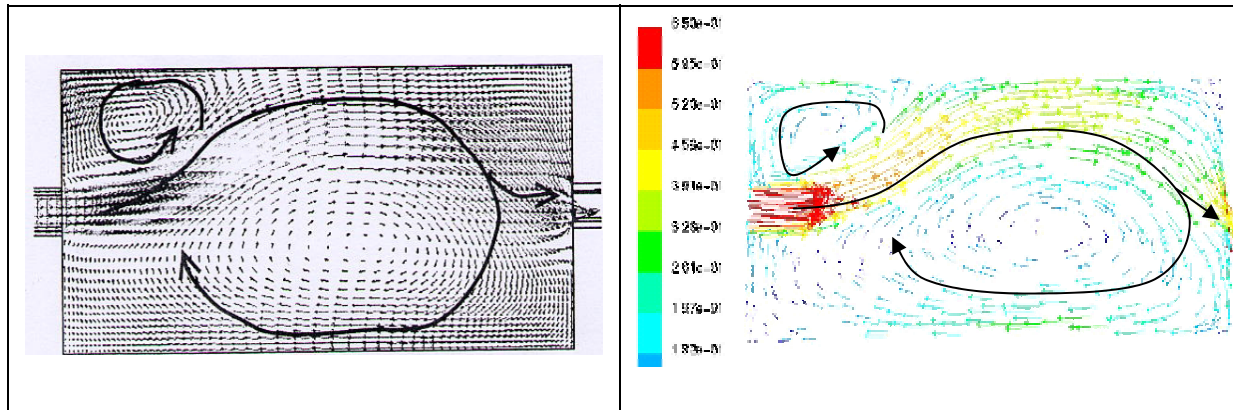


Figure 2-56 : Comparaison des champs de vitesses expérimentales et simulées dans le plan $y = 0.15$ m

Le champ d'écoulement au voisinage du fond de la cuve (figure 2-56) est plus compliqué avec une zone de recirculation supplémentaire par rapport au cas précédent, qui apparaît dans le coin supérieur droit de la cuve.

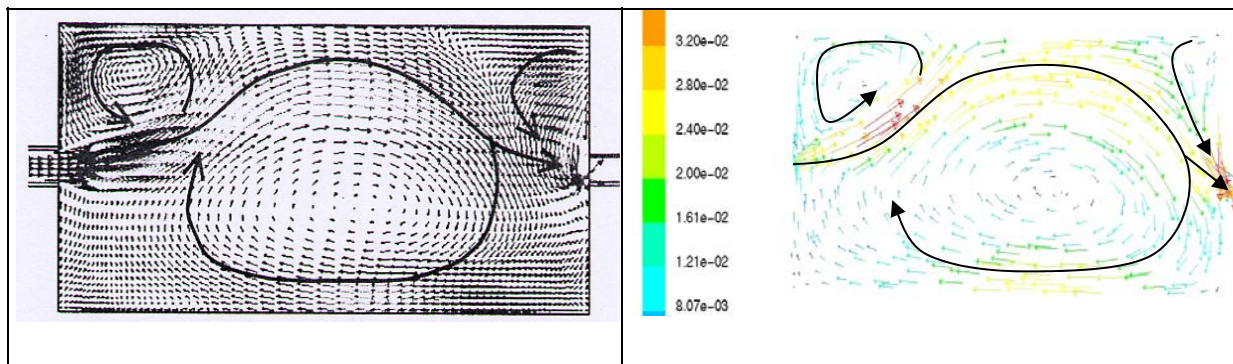


Figure 2-57 : Comparaison des champs de vitesses expérimentales et simulées au fond de la cuve

Le champ d'écoulement simulé est en accord avec celui obtenu expérimentalement par Stovin (1996). En fonction des caractéristiques géométriques de la cuve, le champ d'écoulement n'est pas nécessairement symétrique. En effet, dans une cuve de décantation parfaitement lisse et symétrique, un écoulement symétrique, qui prend la forme d'un jet central caractérisé par deux recirculations symétriques au voisinage de chacune des deux parois transversales, peut avoir lieu. Cependant un champ d'écoulement caractérisé par deux recirculations est, d'un point de vue hydraulique, moins stable que celui dominé par une recirculation unique principale. Ceci est dû au fait que les gradients de vitesses sont de loin plus élevés dans le premier cas (Stovin, 1996).

3.1.2. Efficacités de décantation

Le modèle « particle tracking » avec le mode non – couplé a été utilisé pour simuler les trajectoires des particules dans la cuve. La simulation a donc été faite en deux étapes : dans un premier temps, la simulation du champ d'écoulement est réalisée. Dans un deuxième temps, les particules sont injectées et leurs trajectoires associées calculées. Pour chacune des simulations, soixante – huit particules de même taille, densité et vitesse initiale sont distribuées de façon homogène à l'entrée. La vitesse initiale de chacune des particules est égale à la vitesse moyenne de l'eau dans la conduite d'entrée (0.1, 0.2, 0.4, 0.6 et 0.8 m/s).

Étant donné que le modèle « Particle tracking » utilise une approche stochastique, un nombre minimum de simulations est nécessaire pour s'assurer que le résultat obtenu est représentatif. Stovin (1996) montre que cinquante simulations sont suffisantes pour aboutir à un écart – type maximum de ± 2.1 % de la moyenne avec un intervalle de confiance de 99 %.

Les tableaux 2-21 et 2-22 indiquent les paramètres et les conditions aux limites utilisés pour les différentes simulations.

Paramètres	Valeurs correspondantes
Distribution des particules à l'entrée	68 particules distribuées de façon homogène à la face d'entrée
Diamètre des particules	$d_{50} = 47 \mu\text{m}$ et $d_{90} = 110 \mu\text{m}$
Densité des particules	1500 kg/m^3
Nombre de simulations	50
Facteur λ	20
Nombre maximum d'itérations	500 000

Tableau 2-21 : Paramètres utilisés pour le calcul des trajectoires des particules

Faces	Conditions
Fond	TRAP
Parois latérales	REFLECT
Entrée / Sortie	ESCAPE

Tableau 2-22 : Conditions aux niveau des parois de la cuve

Les figures 2-58 et 2-59 montrent les efficacités calculées et mesurées. L'équation 2-75 donne l'expression de l'efficacité de décantation :

$$\text{Efficacité} = \frac{M_e - M_s}{M_e} \quad \text{Équation 2-75}$$

M_e et M_s représentent respectivement la masse totale des particules injectées à l'entrée de la cuve et la masse des particules récupérées à la sortie de la cuve.

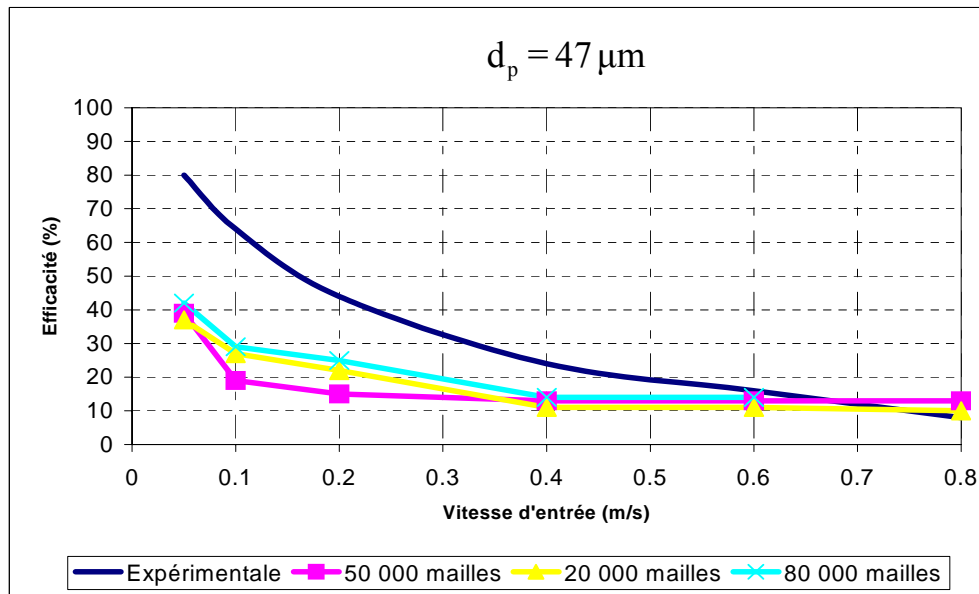


Figure 2-58 : Comparaison entre les efficacités expérimentales et simulées pour un diamètre des particules de $47 \mu\text{m}$

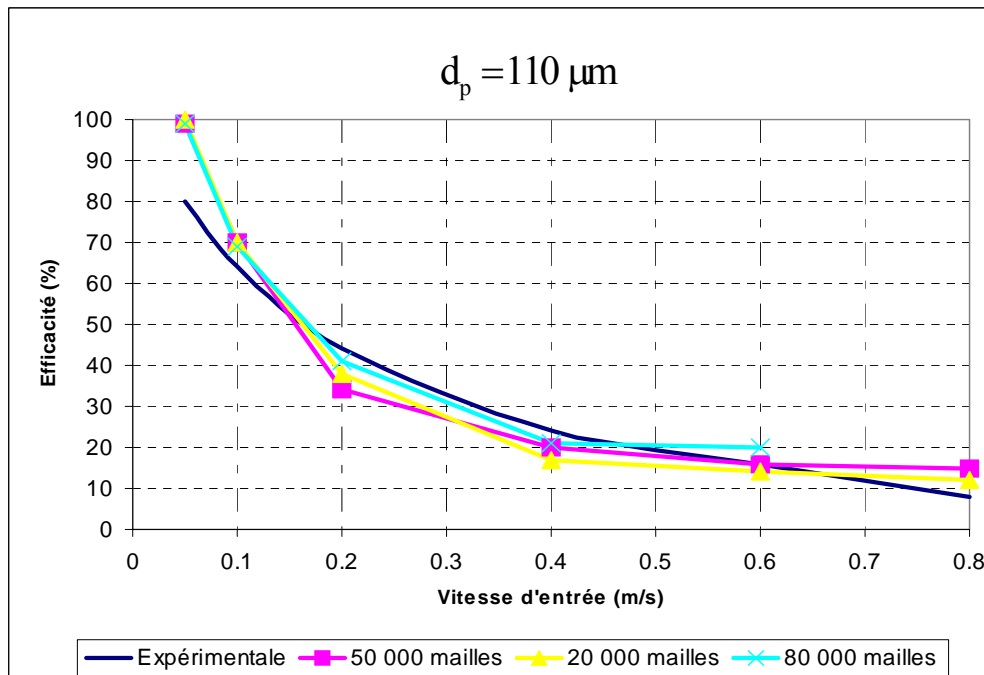


Figure 2-59 : Comparaison entre les efficacités expérimentales et simulées pour un diamètre des particules de $110 \mu\text{m}$

L'efficacité simulée dépend du diamètre adopté pour les particules, et les écarts entre les efficacités expérimentales et simulées y sont extrêmement dépendants.

En effet, force est de constater que pour $d_p = d_{50} = 47 \mu\text{m}$, les courbes simulées s'écartent de la courbe expérimentale surtout pour des vitesses relativement faibles (inférieures à 0.6 m/s). Ceci s'explique intuitivement par le fait que, les diamètres étant faibles, la majeure partie des particules ne décantent pas et est emportée par le courant. D'ailleurs, en suivant la trajectoire de ces particules pour les faibles vitesses, nous avons remarqué que les particules entraient rarement en contact avec le fond de la cuve.

Par contre pour $d_p = 110 \mu\text{m}$ ($d_{50} < d_p < d_{\text{max}}$), l'écart entre les courbes simulées et la courbe expérimentale est plus faible pour l'ensemble des trois maillages. La courbe obtenue avec le maillage le plus fin (80 000 mailles) est quasiment superposable avec la courbe expérimentale. Des simulations réalisées avec des diamètres de 28 et 88 μm ont conduit aux mêmes constats (El Soueidy, 2004).

Le nombre de mailles n'influe pas de façon considérable sur le calcul des efficacités de décantation. Les efficacités calculées dépendent plus du diamètre des particules injectées. Ainsi, un nombre minimum de mailles (environ 20 000 mailles) peut être suffisant pour donner des résultats utiles à l'ingénieur tout en limitant le temps de calcul.

3.1.3. Distribution spatiale des particules décantées

La prédiction de la distribution spatiale des dépôts solides au fond d'un bassin de sédimentation est importante du point de vue de l'exploitation de ce dernier. On pense notamment aux opérations périodiques de nettoyage qui peuvent avoir lieu. En outre, l'étude de cette distribution est utile pour pouvoir interpréter physiquement le champ d'écoulement dans le bassin.

Nous avons tenté de prédire les endroits de dépôts au fond de la cuve en utilisant la condition TRAP. La comparaison est faite grâce à trois cartes de dépôts obtenues expérimentalement au fond de la cuve pour trois vitesses différentes (0.15 m/s, 0.36 m/s et 0.57 m/s). Le maillage utilisé est le maillage le plus dense (80 000 cellules) et le diamètre adopté est $d_p = 110 \mu\text{m}$. La simulation a été effectuée avec un ensemble de soixante – huit particules. Les résultats obtenus sont exposés aux figures 2-60, 2-61 et 2-62.

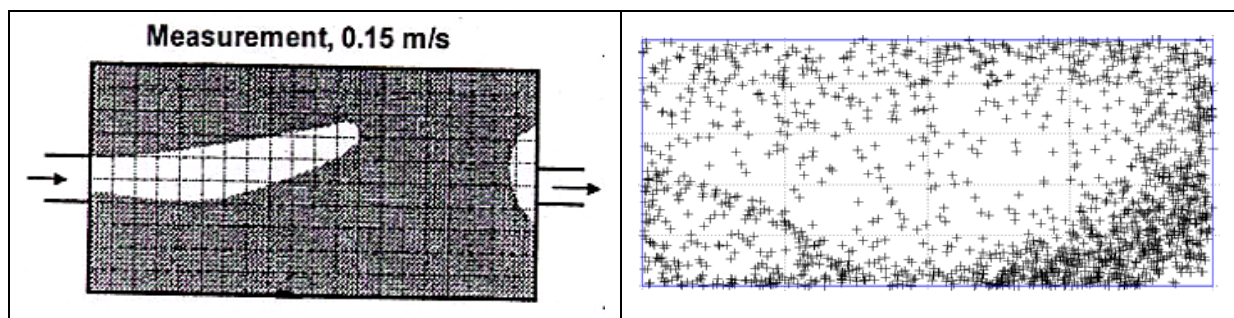


Figure 2-60 : Distribution spatiale des dépôts obtenue expérimentalement et par simulation pour une vitesse d'entrée de 0.15 m/s

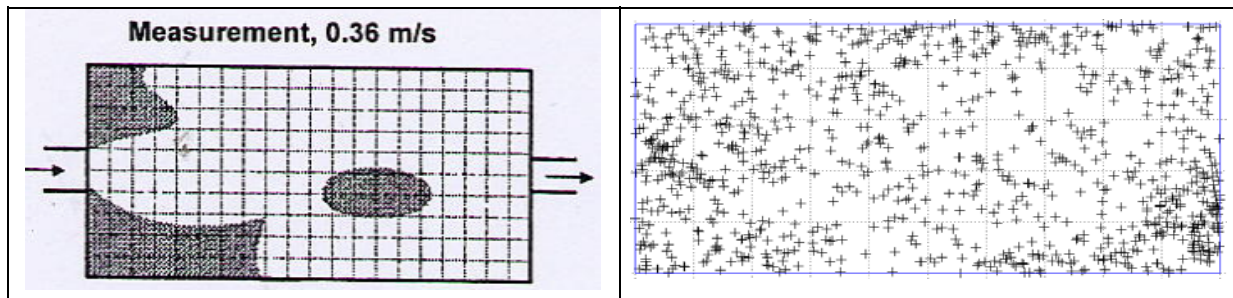


Figure 2-61 : Distribution spatiale des dépôts obtenue expérimentalement et par simulation pour une vitesse d'entrée de 0.36 m/s

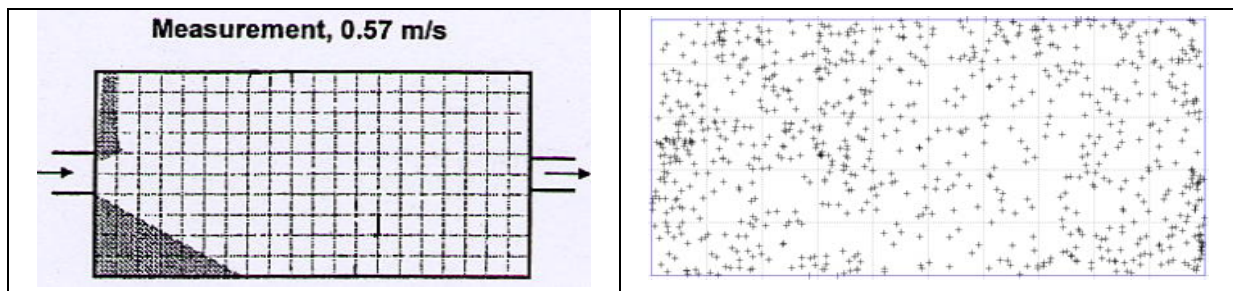


Figure 2-62 : Distribution spatiale des dépôts obtenue expérimentalement et par simulation pour une vitesse d'entrée de 0.57 m/s

En comparant tout d'abord les zones de dépôts obtenues expérimentalement, il est clair que plus la vitesse est élevée, moins la superficie du fond de la cuve susceptible de recevoir des dépôts est grande. Pour une vitesse de l'ordre de 0.15 m/s par exemple, nous remarquons effectivement que la zone de non – dépôt correspond aux cellules de vitesses simulées les plus élevées.

La distribution spatiale simulée en utilisant « Particle tracking » avec la condition aux limites TRAP n'est pas satisfaisante. Les zones de dépôts ne sont pas superposables, ce qui implique que les particules, une fois qu'elles touchent le fond, ont la possibilité de rebondir et donc de changer leur position. La condition TRAP stipule que la particule est immobile et que sa trajectoire s'interrompt dès qu'elle touche le fond. Nous pouvons conclure que cette condition est limitante si on désire prévoir les zones de dépôts des particules solides. En effet, il faut tenir compte d'une condition aux limites qui permet la réflexion ou non des particules au fond de la cuve en fonction des conditions physiques. Le modèle proposé par Adamsson (1999) modélise différemment l'interaction des particules avec les frontières de la cuve. Son approche spécifie qu'une particule se dépose dans une cellule si et seulement si la contrainte de cisaillement au fond de la cuve calculée dans cette cellule est inférieure à la contrainte de cisaillement critique de sédimentation. Dans le cas contraire, la particule rebondit et regagne l'écoulement.

3.1.4. Conclusion

Nous nous sommes intéressés à la simulation du champ d'écoulement et du transport solide dans une cuve de décantation. Les simulations ont été réalisées avec trois maillages différents et en employant la méthode VOF pour prendre en compte l'évolution de la surface libre dans la cuve. Le modèle de turbulence est le modèle standard k- ϵ .

Dans un premier temps, nous avons modélisé en 3D le comportement hydrodynamique de la cuve. La modélisation 3D a reproduit l'ensemble des caractéristiques du champ d'écoulement obtenu expérimentalement. Dans un second temps, deux aspects du transport solide au sein de la cuve ont été étudiés : les efficacités de sédimentation et la distribution des dépôts au fond de la cuve.

Les efficacités de sédimentation obtenues grâce à la méthode « Particle tracking » fondée sur l'approche lagrangienne, dépendent du diamètre des particules injectées. L'étude montre que pour des diamètres proches du diamètre maximal, les courbes des efficacités de sédimentation mesurées et calculées sont confondues.

Par contre, les zones de dépôt des particules sont mal simulées. Ceci est dû à l'inadaptation de la condition TRAP concernant la modélisation de l'interaction entre la paroi du fond et les particules. Cette condition ne prend pas en compte le rebondissement potentiel de la particule au niveau du fond. Ceci explique les différences de distribution spatiale des dépôts au fond de la cuve, bien que les résultats sur les efficacités soient validés. Une meilleure prise en compte de l'interaction particule/paroi est nécessaire pour améliorer la performance du modèle. Nous nous appuyerons sur les travaux de Adamsson *et al.* (2003).

3.2. Séparation particulaire dans un déversoir latéral

Nous avons modélisé en trois dimensions la séparation particulaire dans un déversoir latéral à seuil unique haut. Les options de modélisation activées pour prédire le partage des débits au niveau des déversoirs d'Obernai et les efficacités de sédimentation de la cuve ont été conservées pour la simulation 3D de l'hydrodynamique et de la séparation particulaire dans le déversoir latéral représenté à la figure 2-63. Le maillage retenu a généré 60 000 cellules comme pour le cas des déversoirs d'Obernai. La figure ci-dessous (figure 2-63) montre le maillage et les conditions aux limites utilisées pour la simulation 3D des écoulements dans le déversoir latéral.

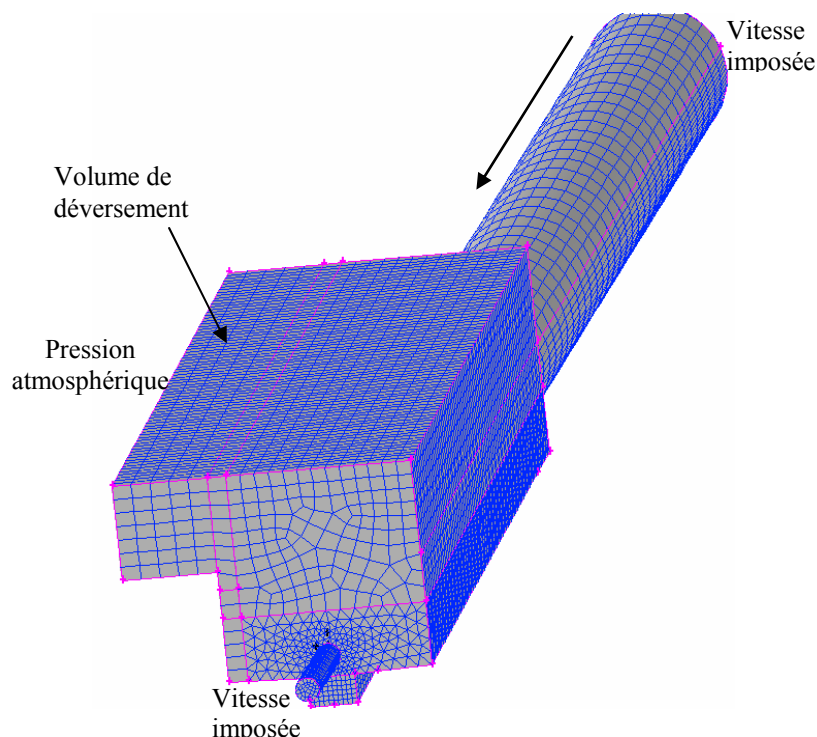


Figure 2-63 : Maillage et conditions aux limites pour le déversoir à seuil unique haut

Nous nous sommes focalisés sur les masses totales déversées. La répartition de la granulométrie est uniforme. Nous injectons 2 000 particules à l'entrée. En effet, plusieurs tests ont permis d'observer que les masses déversées calculées étaient proches de 2 % pour un nombre de particules injectées égal à 2 000, 5 000 ou 10 000. Nous avons donc retenu le nombre de particules le plus bas dans le but de réduire le temps de calcul des trajectoires.

3.2.1. Comparaison des résultats pour un débit conservé fixé à 0.18 l/s

Les figures 2-64, 2-65 et 2-66 présentent les résultats de comparaison des masses déversées calculées et mesurées pour différents diamètres (50, 100 et 150 μm) et un débit aval conservé fixé à 0.18 l/s.

La part massique particulaire déversée est calculée en faisant le rapport entre le volume de sédiments présents dans le débit déversé et le volume total de sédiments injectés à l'amont

du déversoir. En effet, les masses volumiques des particules injectées étant identiques, le rapport des volumes est équivalent au rapport des masses.

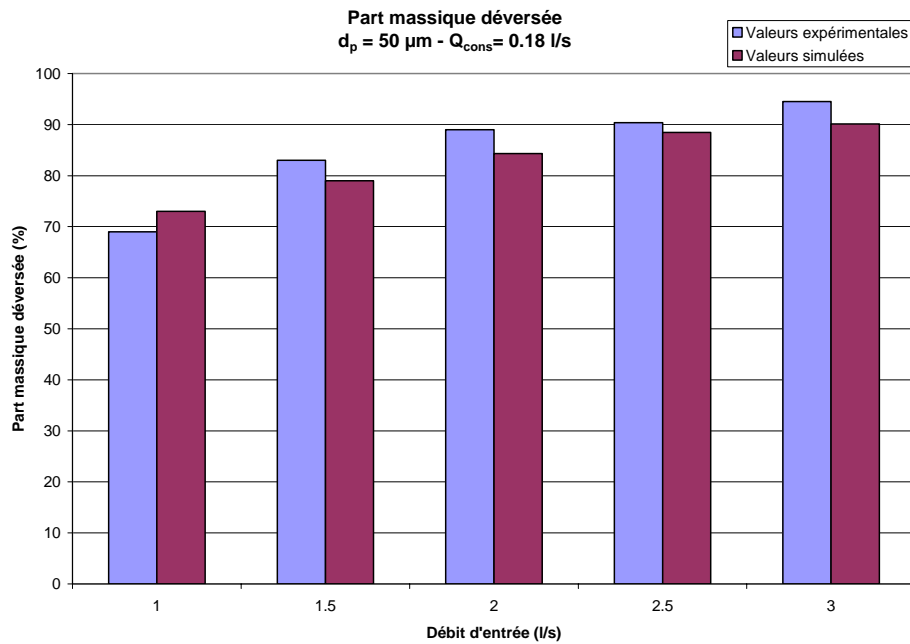


Figure 2-64 : Comparaison des parts massiques particulières déversées pour un diamètre de $50 \mu\text{m}$ et un débit conservé de 0.18 l/s

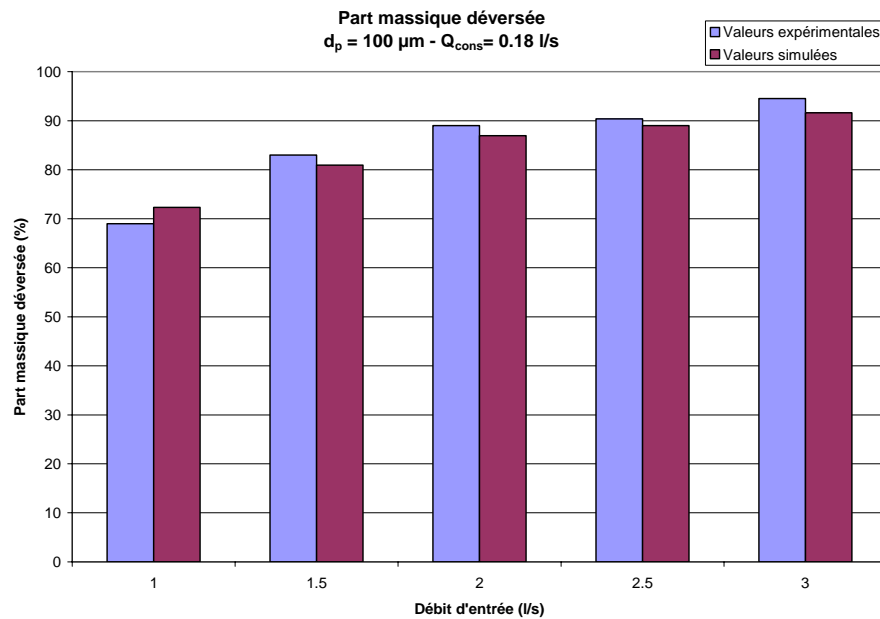


Figure 2-65 : Comparaison des parts massiques particulières déversées pour un diamètre de $100 \mu\text{m}$ et un débit conservé de 0.18 l/s

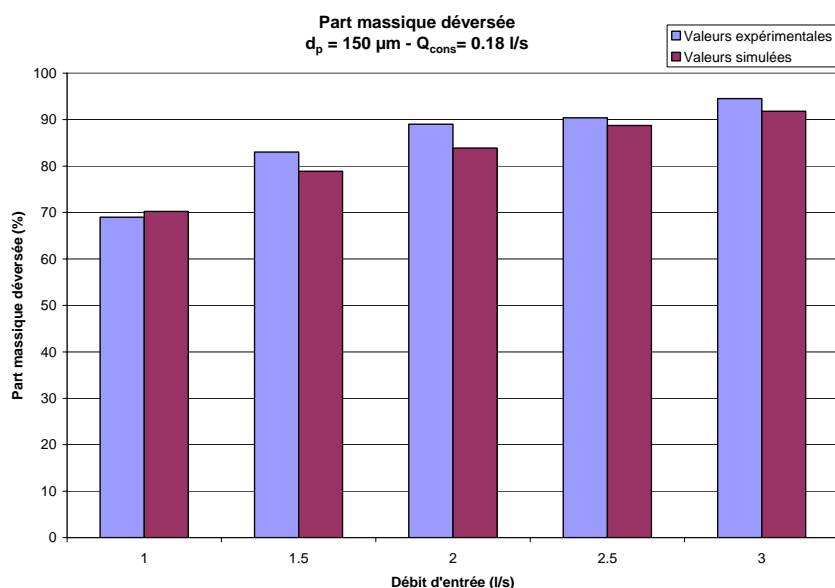


Figure 2-66 : Comparaison des parts massiques particulières déversées pour un diamètre de $150 \mu\text{m}$ et un débit conservé de 0.18 l/s

Le modèle « Particle tracking » estime globalement les masses particulières déversées avec une erreur inférieure à 5 %. Cette répartition massique est peu sensible à la gamme des diamètres particuliers choisie.

3.2.2. Comparaison des résultats pour un débit conservé fixé à 0.23 l/s

Les figures 2-67, 2-68 et 2-69 montrent les résultats de comparaison des masses déversées calculées et mesurées pour différents diamètres (50 , 100 et $150 \mu\text{m}$) et un débit aval conservé fixé à 0.23 l/s .

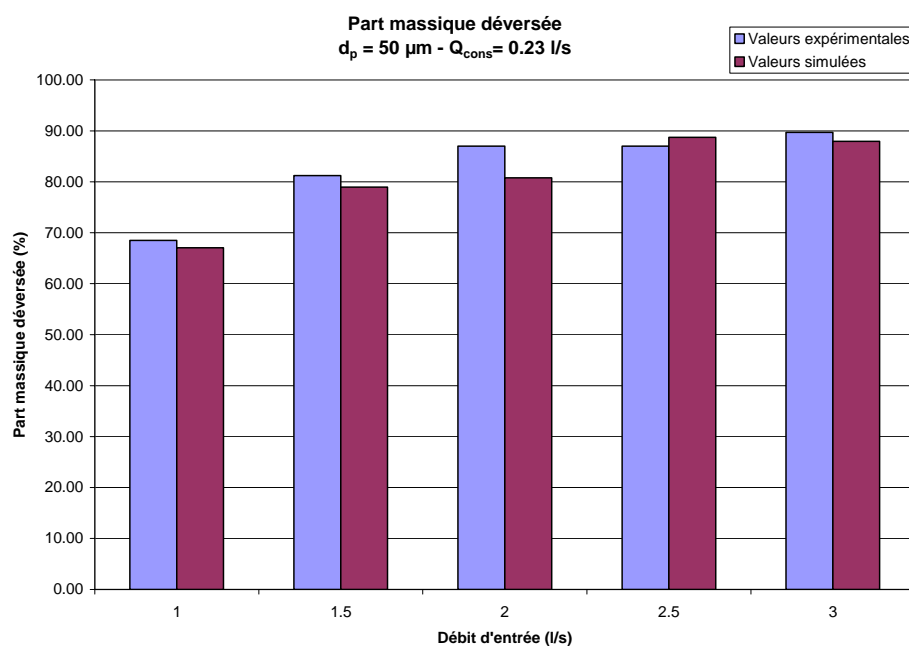


Figure 2-67 : Comparaison des parts massiques particulières déversées pour un diamètre de $50 \mu\text{m}$ et un débit conservé de 0.23 l/s

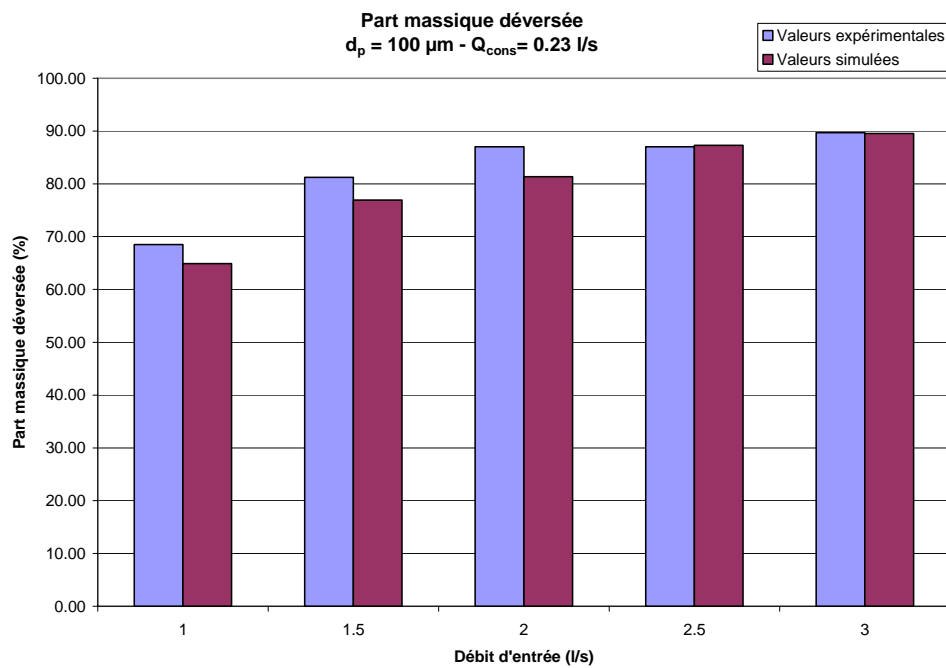


Figure 2-68 : Comparaison des parts massiques particulières déversées pour un diamètre de $100 \mu\text{m}$ et un débit conservé de 0.23 l/s

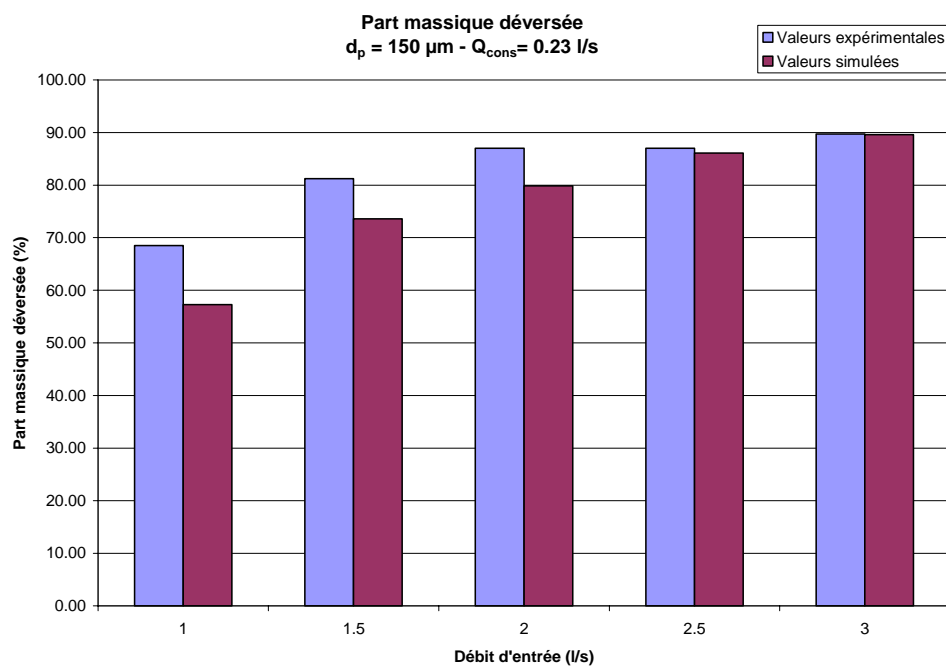


Figure 2-69 : Comparaison des parts massiques particulières déversées pour un diamètre de $150 \mu\text{m}$ et un débit conservé de 0.23 l/s

Pour les diamètres de $50 \mu\text{m}$ et $100 \mu\text{m}$, les erreurs commises lors du calcul des masses déversées sont inférieures à 5% comme précédemment. Par contre, les particules ayant un diamètre de $150 \mu\text{m}$ (particules plus lourdes) ont tendance à être entraînées vers le fond lorsque le débit conservé augmente. Les erreurs sont de l'ordre de 11% pour le débit d'entrée le plus faible et de 7% pour les débits d'entrée de 1.5 et 2 l/s . En effet, des recirculations au

fond du déversoir ont été observées expérimentalement pour ces trois débits d'entrée et un débit conservé fixé à 0.23 l/s (Kehrwiler, 1995). Ces recirculations remettent en suspension les particules entraînées vers le fond et favorisent leur déversement. Ce processus n'est pas intégralement pris en compte par le modèle lagrangien. Ceci explique les écarts relativement importants observés au niveau des masses déversées pour ces trois débits. Aussi, l'utilisation d'un modèle de turbulence anisotrope pourrait – elle améliorer les résultats de comparaison pour la séparation des particules de 150 μm de diamètre.

3.2.3. Évaluation du « taux de dépollution » du déversoir étudié

Quelle que soit la taille des particules et le débit aval conservé, le « taux de dépollution » du déversoir (concernant uniquement les MES) peut être sommairement évalué autour de 10 % pour les forts débits, 15 % pour les débits moyens et 25 % pour de faibles débits. Le tableau 2-23 indique les taux de dépollution en fonction des débits d'entrée.

Débits d'entrée	Taux de dépollution du DO
2.5 – 3 l/s	5 – 10 %
1.5 – 2 l/s	15 – 20 %
1 l/s	25 – 30 %

Tableau 2-23 : Évaluation des « taux de dépollution » en fonction des débits amont

3.2.4. Conclusion

Le modèle « particle tracking » a été utilisé pour simuler en 3D la séparation particulaire dans un déversoir à seuil unique haut.

Nous nous sommes focalisés sur les parts massiques particulières déversées, pour différents débits conservés.

La comparaison des résultats montre que le modèle lagrangien estime globalement les masses particulières déversées avec une erreur inférieure à 5 %. Contrairement au cas de la cuve étudiée précédemment, la répartition massique est peu sensible à la gamme des diamètres particulières choisie.

Le modèle « particle tracking » semble pertinent lorsque le phénomène de décantation est moins important (voir les valeurs de V_3 dans les tableaux 2-18 et 2-19).

D'autres données sur la séparation particulaire sont nécessaires afin de poursuivre cette phase de validation des modèles 3D de transport solide. A cet effet, un pilote destiné à l'étude du transport solide sera bientôt disponible au laboratoire d'hydraulique localisé à l'INSA de Strasbourg.

Chapitre 3 : CONCLUSION

Plusieurs simulations ont été réalisées dans le but de tester la capacité du code de calcul Fluent à reproduire l'hydrodynamique et la séparation particulaire dans les déversoirs d'orage latéraux. Nous avons ensuite entrepris une étude de validation en utilisant les mesures des pilotes situés à Obernai et les données bibliographiques.

En premier lieu, l'écoulement global a été décomposé en phénomènes simples, qui ont été étudiés individuellement par ordre croissant de complexité dans la modélisation. Nous avons testé, dans un premier temps, la modélisation bidimensionnelle d'un canal rectangulaire à surface libre. Dans un deuxième temps, nous avons rajouté dans ce canal un seuil et diverses conditions aux limites afin de reproduire des régimes d'écoulement fluvial et torrentiel, avec apparition d'un ressaut hydraulique. Dans un troisième temps, nous avons simulé en 3D la ligne d'eau dans un canal venturi. La comparaison des résultats numériques avec des mesures expérimentales a permis d'en déduire le type de maillage et le nombre de cellules nécessaires (12 cellules suivant la hauteur), les conditions aux limites utilisables ainsi que les options de modélisation appropriées (modèle de turbulence k- ϵ , méthode VOF pour la surface libre et le schéma de discrétisation du second ordre).

En second lieu, nous avons rassemblé tous ces résultats individuels pour modéliser en trois dimensions les écoulements dans les déversoirs d'orage. Pour quantifier la validité de la modélisation 3D, nous avons exploité les résultats expérimentaux recueillis sur le pilote « déversoir d'orage » d'Obernai. La validation est essentiellement faite sur les débits déversés, conservés et la surface libre en 3D. La mesure de la surface libre en 3D s'est faite grâce à l'adaptation d'un capteur de reconnaissance de forme en lumière structurée. La comparaison des surfaces libres mesurées sur le pilote expérimental et calculées met en évidence la capacité du code de calcul à localiser correctement la surface libre. Les décalages observés sont d'environ 5 mm (erreurs inférieures à 10 %). Le logiciel prédit également le partage des débits à 3 % près pour un déversoir à crête haute, par rapport au partage réel de débits obtenu sur pilote. Cette erreur est comprise dans l'incertitude de mesure de débits (± 5 %). Concernant le déversoir à crête basse, l'erreur maximale a été estimée à 8 %. L'ensemble des tests réalisés a permis une meilleure connaissance du type de maillage et du nombre de cellules (environ 60 000), du choix des conditions aux limites et du modèle de turbulence, pour la modélisation 3D d'un déversoir.

La dernière étape reposait sur la validation des modèles de transport solide. Les données expérimentales proviennent de l'étude bibliographique. Le modèle testé est fondé sur une approche lagrangienne et stochastique du mouvement de la particule (modèle « Particle tracking »). La répartition de la granulométrie est uniforme.

Dans un premier temps, nous nous sommes intéressés aux efficacités de rétention et à la répartition des dépôts au fond d'une cuve de décantation. Pour un diamètre des particules

proche du diamètre maximal, les courbes d'efficacité simulée et mesurée sont confondues. Par contre, la répartition des dépôts au fond de la cuve n'a pas pu être reproduite. Ceci émane de la non prise en compte par le modèle, de la possibilité de remise en mouvement des particules entrant en contact avec le fond de la cuve.

Dans un deuxième temps, nous avons validé les résultats numériques issus de la modélisation 3D de la séparation particulaire dans un déversoir latéral à seuil unique haut. Nous nous sommes focalisés sur les parts massiques particulaires déversées. Les résultats de comparaison entre l'expérimental et le calcul des masses sont proches de 5 %. Ceci nous a permis d'évaluer sommairement le « taux de dépollution » d'un déversoir.

**PARTIE 3 -
APPLICATION DE LA
MODELISATION 3D A DES
OUVRAGES EXISTANTS**

Cette partie est consacrée à l'étude des déversoirs complexes soumis à l'autosurveillance. Les trois sites concernés sont : Fontainebleau, Sélestat et Clichy (*Annexe 2*). Les dispositions énoncées dans la partie précédente seront mises en application dans l'étude des déversoirs de ces trois sites.

L'objectif est d'instrumenter ou d'améliorer l'instrumentation des ouvrages des différents sites en utilisant la modélisation 3D. Nous nous attarderons essentiellement sur l'étude des conditions aux limites en vue de reproduire le fonctionnement hydraulique de ces ouvrages.

Pour déterminer le débit déversé, plusieurs méthodes peuvent être utilisées. La mesure de débit peut être directement réalisée sur le seuil, si une relation hauteur/débit est connue ou peut être établie (Zug *et al.*, 2002). Mais les incertitudes liées au coefficient de débit et à la hauteur de charge peuvent poser problème (Bertrand-Krajewski *et al.*, 2000 ; Laplace, 2000).

Il est possible d'effectuer cette mesure dans le canal de décharge de l'ouvrage de déversement. En revanche, le risque d'influence aval du milieu récepteur est très important, et la conduite de décharge présente souvent des défauts pour la mesure (pente trop forte, absence de regards...).

Le débit déversé peut être également obtenu par la différence entre le débit en amont et en aval du déversoir. Cependant, cette méthode présente certains inconvénients comme de doubler les frais d'équipement et d'augmenter l'incertitude sur la mesure du volume déversé.

En outre, l'emplacement des capteurs de mesure des hauteurs d'eau permettant d'évaluer le débit déversé n'est pas très aisé à trouver du fait, entre autres, de la difficulté d'accès à certains sites ou de la complexité géométrique de certains déversoirs. Compte tenu de toutes ces complications, nous avons utilisé la modélisation 3D afin de définir l'emplacement optimal des capteurs en fonction de l'évolution de la ligne d'eau le long de la crête déversante.

Le premier chapitre montre l'utilité de la modélisation dans le positionnement des capteurs de mesure des hauteurs d'eau.

Dans le deuxième chapitre, nous présentons la démarche employée pour optimiser l'emplacement des capteurs au niveau du déversoir de Fontainebleau.

Le troisième chapitre expose le nouveau mode d'instrumentation utilisé pour mettre en place l'autosurveillance du réseau de Sélestat.

Dans le quatrième chapitre, nous mettons en exergue l'apport de la modélisation 3D dans l'amélioration de l'instrumentation du déversoir de Clichy.

Chapitre 1 : UTILITE DE LA MODELISATION DANS LE POSITIONNEMENT DES CAPTEURS

L'objectif est de définir l'emplacement optimal des capteurs à ultrasons en fonction de l'évolution de la ligne d'eau. La modélisation 3D permet d'obtenir les lignes d'eau pour les déversoirs complexes.

La figure 3-1 représente les lignes d'eau le long d'un déversoir fictif pour différents débits.

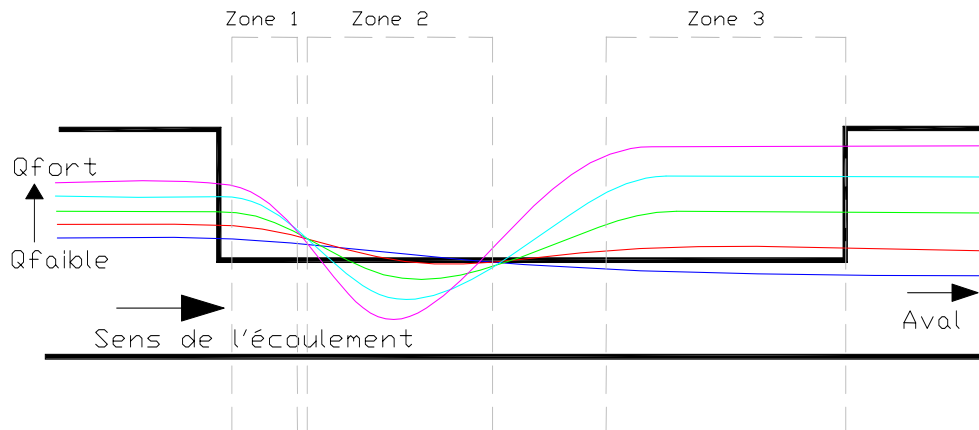


Figure 3-1 : Évolution de la ligne d'eau le long d'un déversoir fictif

Dans la zone 1, la hauteur d'eau augmente avec le débit, mais l'amplitude des mesures de hauteurs est faible. Une faible variation de hauteur peut traduire une forte variation de débit. Par conséquent, le risque d'erreur augmente et il convient d'avoir un coefficient « puissance b » faible dans l'équation du type $Q_{\text{déversé}} = a \cdot h^b$ afin de minimiser les erreurs sur le débit déversé.

Dans la zone 2, les lignes d'eau se croisent et la hauteur d'eau baisse quand le débit croît. Il est donc difficile d'instrumenter cette partie du déversoir. En outre, lorsque la ligne d'eau présente un angle par rapport à l'horizontale, comme c'est le cas dans cette zone, les ultrasons risquent d'être déviés et le signal non réceptionné par le capteur.

Dans la zone 3, la hauteur d'eau augmente avec le débit et l'amplitude des mesures est importante. Une instrumentation dans cette zone est favorable et permet de limiter les erreurs. Dans la relation mathématique du type $Q_{\text{déversé}} = a_1 \times h_1^{b_1} + a_2 \times h_2^{b_2} + a_3 \times h_3^{b_3}$, il est préférable que le coefficient « puissance » correspondant à cette mesure soit le plus élevé des trois, car c'est sur cette mesure de hauteur que les erreurs seront les plus faibles (Simonin, 2004).

En terme d'incertitude relative résultant d'un calcul de débit en mesurant une seule hauteur d'eau, ce n'est qu'à partir de hauteurs d'eau dépassant la crête de 23 cm qu'elle devient inférieure à 20 % (Laplace, 2000).

Remarque : L'instrumentation peut se faire également à l'extérieur du déversoir, par exemple dans un regard situé juste à l'amont du DO.

Chapitre 2 : LE DEVERSOIR DE FONTAINEBLEAU

1. Contexte et objectifs de l'étude

Le déversoir d'orage étudié a été choisi comme site pilote dans le cadre d'un projet global intitulé « DO » et regroupant plusieurs partenaires dont l'ENGEES et Anjou Recherche – Veolia Water. Il s'agit du déversoir situé en entrée de la station d'épuration de Fontainebleau (Seine-et-Marne - 77).

Ce site présente en effet de nombreux intérêts :

- ◆ Le déversoir est à seuil latéral, c'est à dire le type d'ouvrage fréquemment représenté sur les réseaux, bien représentatif des "gros" déversoirs soumis à l'autosurveillance et pour lesquels devra exister une obligation de moyens (en termes d'instrumentation).
- ◆ Le site est relativement facile à instrumenter (ouvrage à ciel ouvert), facile d'accès, sûr (dans l'enceinte de la station d'épuration), avec des exploitants et des Services Techniques Régionaux disponibles.
- ◆ Le site est pratique pour effectuer des premiers tests d'observation vidéo (en vue d'une validation visuelle).
- ◆ La configuration de l'ouvrage permet d'envisager la possibilité d'en faire une reproduction physique (banc d'essai physique de l'ENGEES) et numérique (modélisation 3D avec FLUENT).

L'objectif principal de cette étude est de modéliser en trois dimensions le déversoir afin de définir les types de fonctionnement de l'ouvrage et déterminer les bilans hydrauliques du déversoir par l'intermédiaire d'une instrumentation, en vue d'une meilleure autosurveillance.

2. Description du site et géométrie de l'ouvrage

Le déversoir d'orage étudié est situé dans l'enceinte de la station d'épuration (STEP) de Fontainebleau, juste en amont des ouvrages de prétraitement et au débouché du collecteur principal (unitaire). Il s'agit d'un déversoir à seuil latéral long et double (les surverses s'effectuent des deux cotés). La figure 3-2 présente le schéma simplifié du déversoir.

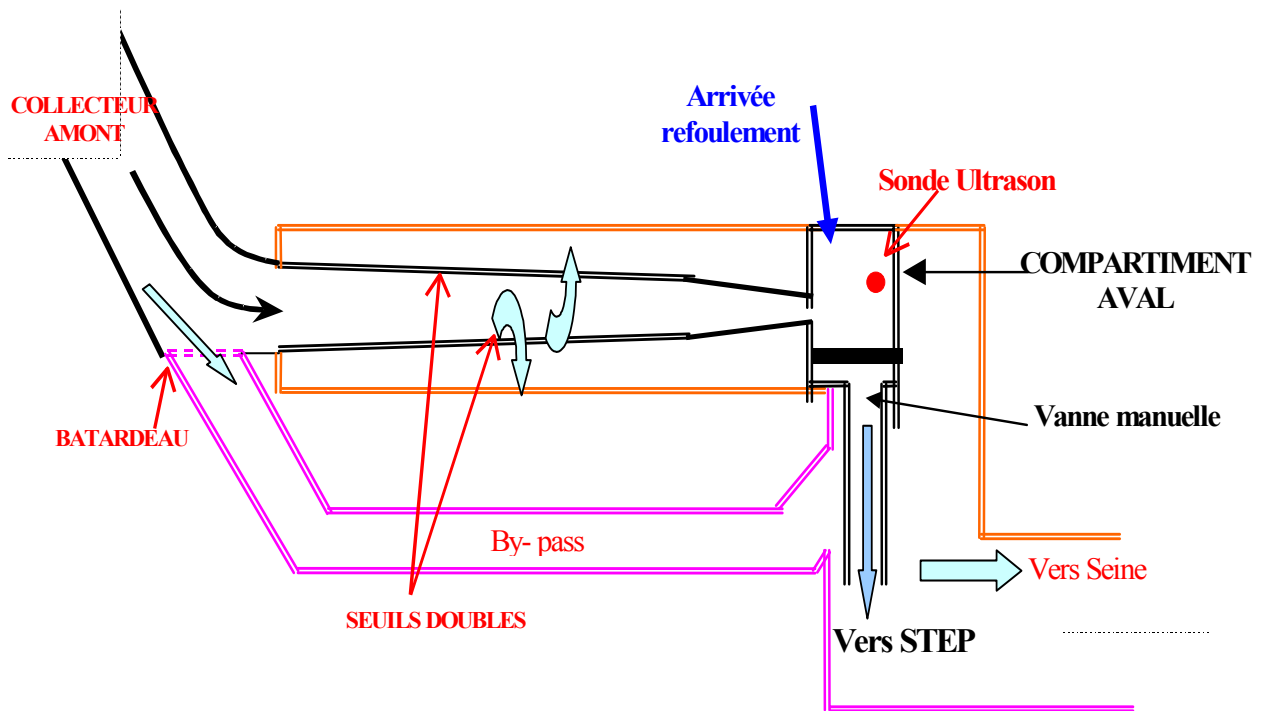


Figure 3-2 : Schéma du déversoir de Fontainebleau

Le collecteur principal est de section particulière, de type ovoïde à banquettes non normalisé (hauteur 2.60 m, largeur 2.20 m – figures 3-3 et 3-4). La pente de ce collecteur est assez prononcée juste à l'entrée du déversoir (2 %), et il convient de noter que ce collecteur principal reçoit, quelques centaines de mètres en amont de la STEP, des effluents provenant d'une station de pompage relevant les eaux d'un deuxième collecteur.



Figure 3-3 : Le collecteur d'apport vu vers l'amont, au niveau du batardeau

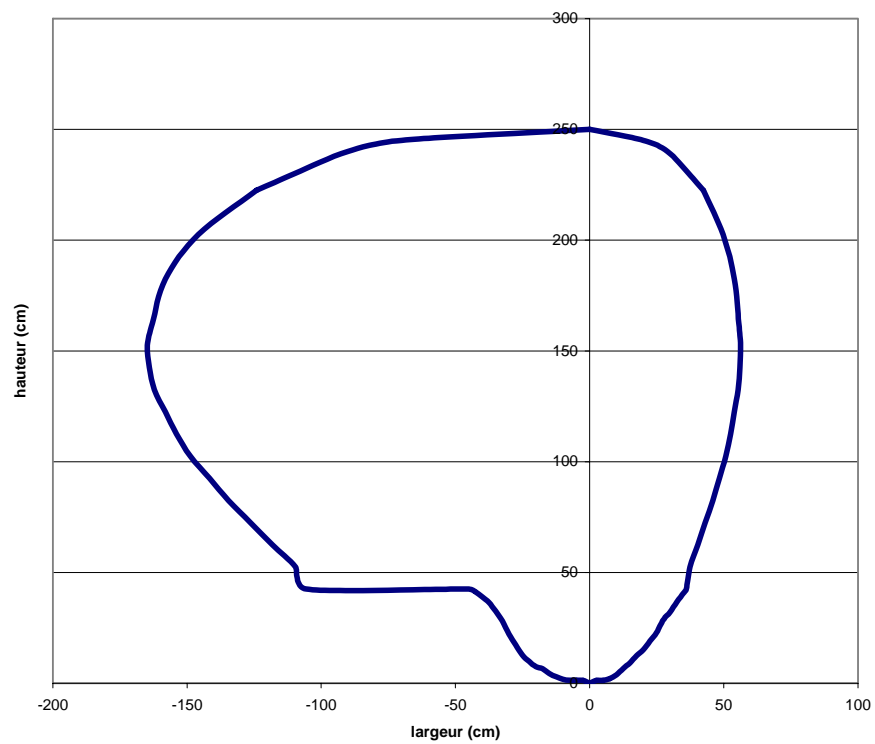


Figure 3-4 : Profil du collecteur Amont du déversoir de Fontainebleau

3. Fonctionnement du déversoir

3.1. Par temps sec

Les effluents circulent dans la cunette du collecteur principal et débouchent dans le chenal de section rectangulaire du déversoir, puis dans un compartiment aval qui reçoit également les effluents de Samoï, via un poste de relèvement jouxtant le compartiment aval (figure 3-2).

Le chenal du déversoir est l'objet d'un ensablement important notamment sur sa moitié aval, et nécessite un curage fréquent. En effet, l'exploitant a observé que les sables accumulés arrivaient à certains endroits à 10 ou 20 cm de la surface de l'eau alors que le chenal est profond d'environ 1.50 m. La hauteur de dépôt peut donc atteindre 1.30 m à l'aval du déversoir.

L'exploitant a installé, à la sortie de ce compartiment aval, un seuil rectangulaire calibré, associé à une mesure de hauteur d'eau (par sonde à ultrasons aérienne) dans le compartiment.



Figure 3-5 : Vue vers l'aval du déversoir

Ce dispositif permet de calculer les débits (donc les volumes) en entrée de station selon une relation « hauteur/débit » du type $Q = C.h^{3/2}$, avec Q le débit, h la hauteur d'eau au-dessus du seuil, et C une constante spécifique au seuil. Cependant, les variations importantes de dépôt et la faible zone de tranquillisation à l'amont de ce seuil rendent la relation $Q = f(H)$ peu fiable, notamment en temps de pluie.

A l'aval immédiat du seuil, les effluents s'engouffrent dans une vanne à fermeture manuelle (toujours ouverte sauf pour les interventions d'urgence sur le dégrilleur), traversent le dégrilleur pour aboutir dans le dessableur.

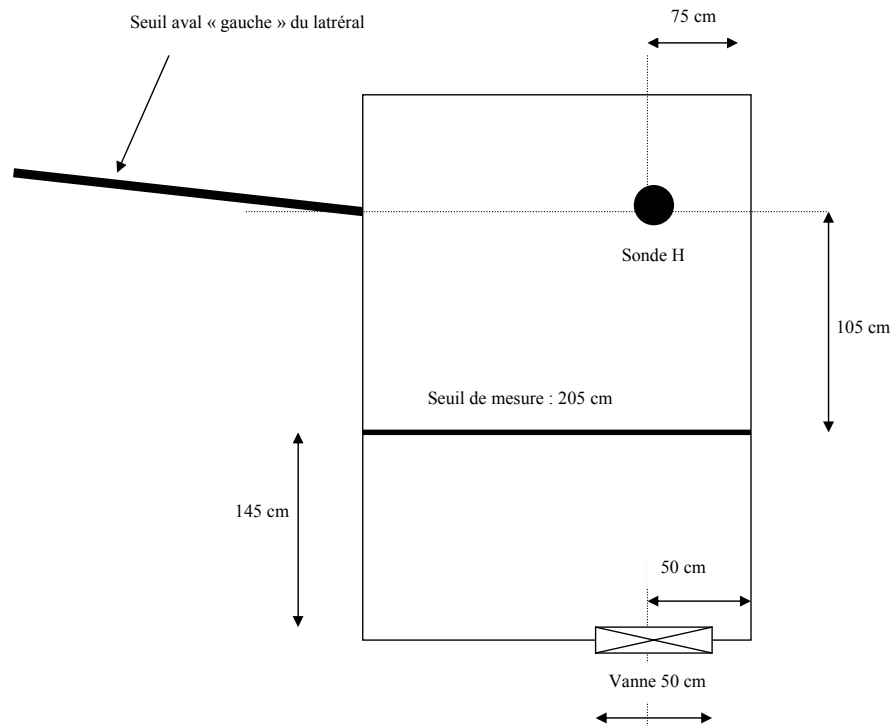


Figure 3-6 : Schéma du seuil et de la vanne (vue de dessus)

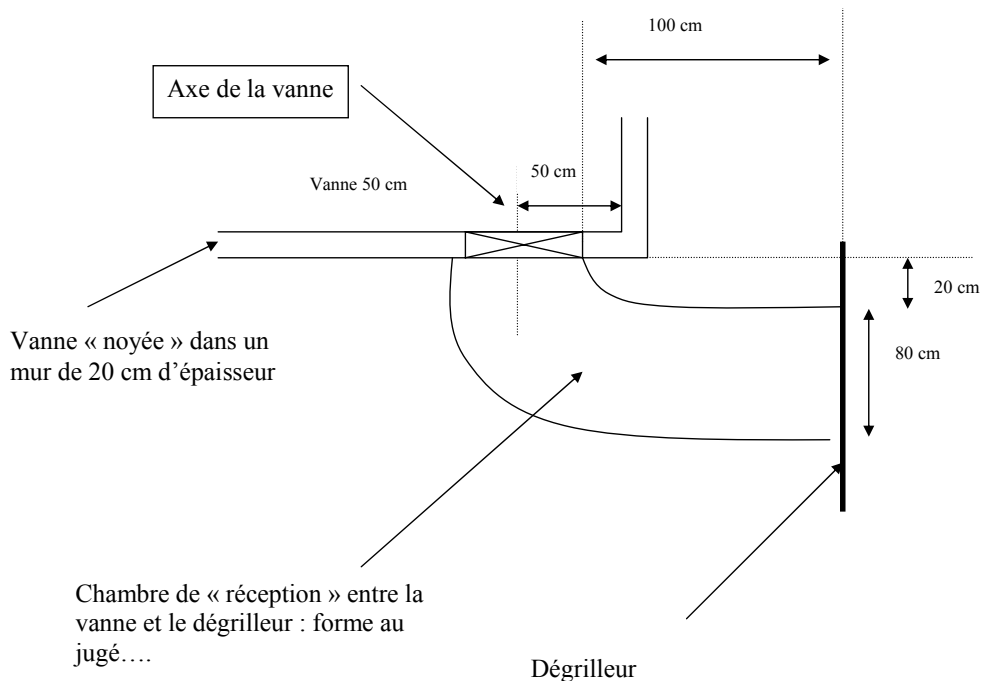


Figure 3-7 : Détail de la vanne (Vue de dessus)

Lorsque le débit d'apport augmente, même légèrement (pointes de temps sec, petites pluies), la vanne manuelle se met en charge et le plan d'eau à l'amont de la vanne, donc à l'aval du seuil calibré, monte jusqu'à atteindre, puis dépasser le niveau du seuil du déversoir.

Ce phénomène, facilement observable en simulant une augmentation de débit par une légère fermeture de la vanne manuelle, est très fréquent et surtout très perturbant, car il fausse la mesure de hauteur en entrée de station. En effet, lorsque ce phénomène se produit, le seuil est noyé et la hauteur mesurée, très élevée, induit des débits et des volumes en entrée de station surestimés. Nous traduisons ce phénomène par le passage d'une « loi » de seuil à une « loi » de vanne.

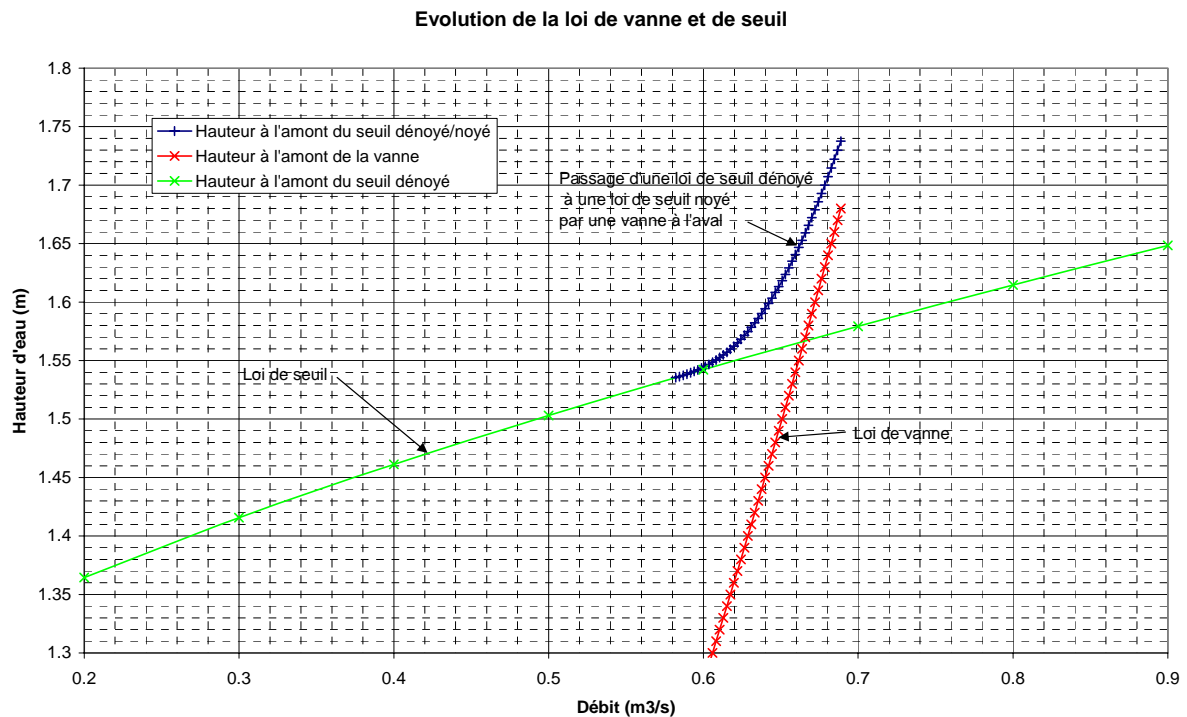


Figure 3-8 : Passage d'une « loi » de seuil dénoyé à une « loi » de seuil noyé

On remarque que, pour les dimensions actuelles du seuil et de la vanne à l'aval du déversoir, au-delà d'un débit de 600 l/s, on a une brusque élévation de la ligne d'eau correspondant au seuil noyé.

3.2. Par temps de pluie

Une partie des effluents suit le parcours "temps sec" décrit ci-dessus, l'autre partie étant déversée, soit au niveau du déversoir d'orage, soit au niveau du batardeau situé dans un coude du collecteur principal, quelques mètres en amont du déversoir (figures 3-9 et 3-10).



Figure 3-9 : Déversement au niveau du seuil du DO

Les eaux déversées par le batardeau rejoignent une fosse reliée à la Seine. Ce batardeau constitue un by-pass de protection en cas de mise en chômage du déversoir (curage, réparations, ...). La surélévation du batardeau a pour but de rendre exceptionnelles les surverses (figure 3-10).



Figure 3-10 : Surélévation du batardeau au niveau du coude

Un dispositif de mesures de débit (sonde de mesure de vitesse Doppler et sonde de mesure de hauteur par pression) est installé dans le collecteur principal d'arrivée, quelques mètres à l'amont du coude du batardeau. Grâce à ce débitmètre amont et à la relation « hauteur/débit » en entrée de station (aval du DO), nous serions en mesure de calculer, par déduction, le débit déversé dans le DO. Cependant, le manque de fiabilité de la relation « hauteur/débit » en entrée de station ne permet pas d'établir le bilan hydraulique de l'ouvrage.

Par ailleurs, des détecteurs de surverse ont été installés sur le batardeau et sur les deux seuils du déversoir. Ils fournissent des informations précises sur les périodes et les durées de déversement.

4. Modélisation du déversoir

L'objectif de la modélisation 3D est de reproduire l'ensemble des phénomènes hydrauliques présents dans l'ouvrage et ainsi pouvoir optimiser l'emplacement des capteurs. Les simulations réalisées nous permettront de maîtriser les bilans hydrauliques de l'ouvrage, en vue d'une meilleure autosurveillance. Nous proposerons des modèles mathématiques en vue d'estimer le débit déversé au niveau de chaque seuil du DO et au niveau du batardeau.

4.1. Géométrie et maillage du déversoir

La géométrie exacte de la section de la conduite amont du déversoir a été reproduite compte tenu de l'incertitude du type d'écoulement dans cette partie de l'ouvrage (essentiellement torrentiel avec un ressaut). La longueur modélisée de cette conduite est suffisamment importante pour permettre la stabilisation du profil de vitesse. La pente globale du radier du déversoir a été estimée à 2 ‰. La longueur des seuils de déversement est de 11 m.

Le nombre de mailles est de l'ordre de 200 000. Le maillage est composé d'une combinaison d'éléments hexaédriques et tétraédriques compte tenu de la complexité de l'ouvrage.

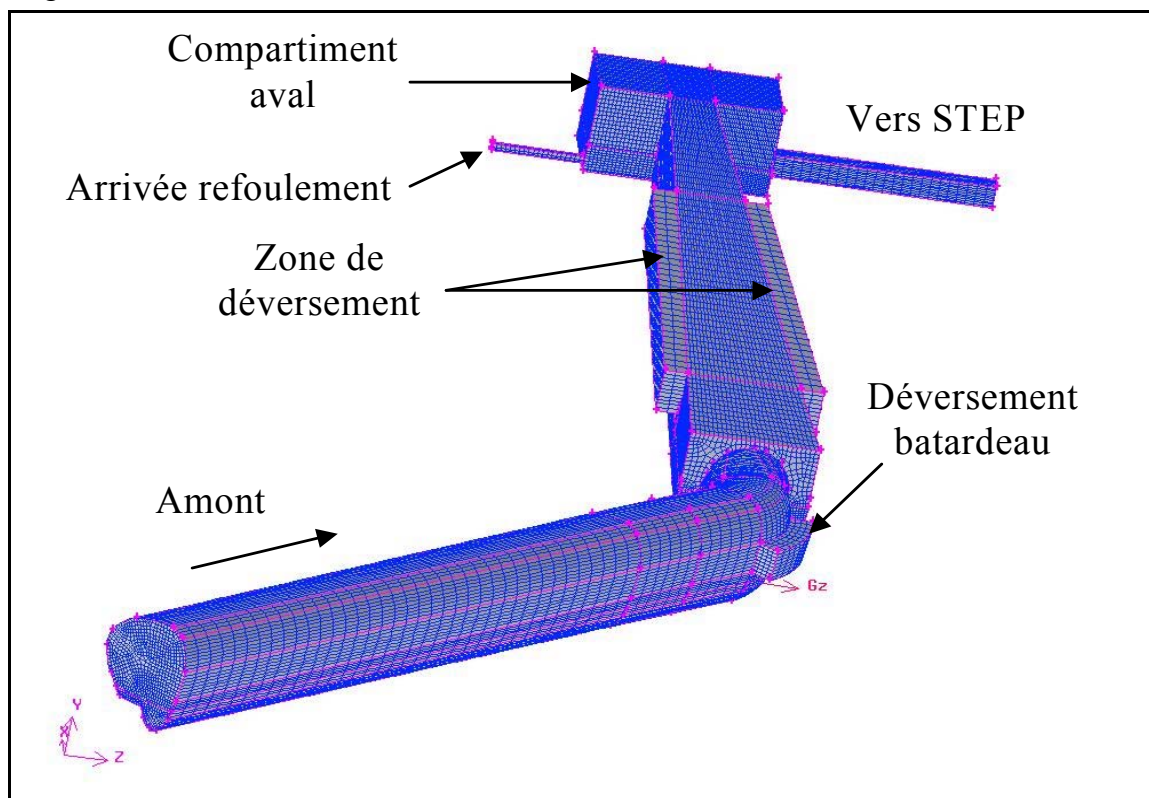


Figure 3-11 : Vue d'ensemble du maillage du DO de Fontainebleau

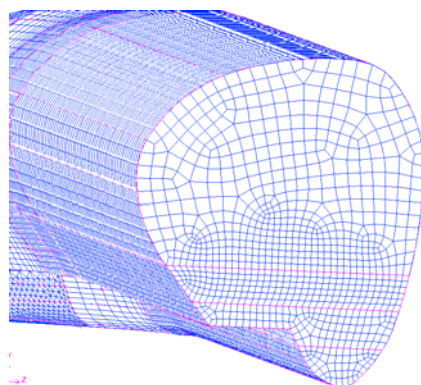


Figure 3-12 : Maillage au niveau du collecteur amont

4.2. Conditions initiales, aux limites et modèle de turbulence

Les **conditions initiales** représentent les caractéristiques de l'écoulement en terme de vitesse et de position de la surface libre lors du démarrage de la simulation. Si le calcul commence avec des valeurs aléatoires ou quelconques, la simulation risque rapidement de diverger. Afin de ne pas trop s'éloigner des résultats réalistes, la condition initiale en hauteur d'eau dans le déversoir a été prise proche du niveau des seuils de déversement.

Le tableau 3-1 indique les hauteurs initiales dans le collecteur amont.

	Temps sec			Temps de pluie					
Q_{amont} (m^3/s)	0.166	0.175	0.198	0.3	0.6	1	1.5	2	2.5
H_{amont} (m)	0.3			0.4	0.8				

Tableau 3-1 : Hauteurs initiales (collecteur amont)

Ces hauteurs sont proches des hauteurs mesurées.

Le calcul de l'intensité turbulente et du diamètre hydraulique permet d'obtenir des valeurs initiales pour la turbulence à l'entrée.

Nous utilisons essentiellement trois types de **conditions aux limites** : vitesse d'entrée, pression de sortie et condition de paroi. Ces conditions ont été employées lors de l'étude de validation des résultats numériques (dans la partie 2).

Nous injectons ainsi le débit à partir d'une vitesse et d'une section mouillée. Dans ce cas, il faut que la longueur de la conduite d'entrée soit suffisante pour permettre au profil de vitesse de se développer. La longueur de conduite nécessaire est de l'ordre de 15 à 20 fois la hauteur d'eau.

La deuxième condition « pressure-outlet » (pression de sortie) est appliquée au niveau des sorties déversée ou conservée (sortie de fluide à la pression atmosphérique).

La troisième condition « wall » est une condition de flux nul. Elle peut être également considérée comme une condition de rugosité permettant de modéliser l'effet de la paroi sur l'écoulement. La rugosité est introduite sous forme de hauteur de grain ou taille des aspérités, notée k_s . La condition « wall » est appliquée au niveau des parois ou d'un seuil.

Nous avons vu que la conduite à l'aval du déversoir se mettait en charge dès la pointe de temps sec. L'objectif est d'imposer une condition limite conforme aux mesures relevées sur le site. Cependant, nous ne connaissons pas la hauteur du dépôt dans le déversoir pour ces différentes pluies. Ce dépôt peut être très important et joue un rôle prépondérant dans le fonctionnement de l'ouvrage. La hauteur de dépôt peut atteindre plus d'un mètre pour une profondeur de chenal de 1.5 m.

La condition limite aval est un seuil. Ce seuil représente, l'effet, en terme hydrodynamique, du coude et du dégrilleur situés après la vanne (figure 3-7). Le calage de la hauteur de seuil s'est fait en utilisant trois débits de temps sec et les hauteurs d'eau correspondantes dans le compartiment aval (tableau 3-2).

Nous avons ajusté la hauteur du dépôt dans l'ouvrage afin de retrouver les hauteurs d'eau dans le compartiment aval pour un débit amont donné.

Les modèles mathématiques de déversement que nous proposerons seront donc valables uniquement dans cette configuration (hauteur de dépôt de 40 cm dans le déversoir et de 60 cm à l'amont du seuil de mesure dans le compartiment aval).

Le **modèle de turbulence** $k-\varepsilon$ a été sélectionné lors des simulations. Ce modèle a été testé dans la partie 2.

5. Résultats des simulations

5.1. Temps sec

Les simulations réalisées en injectant à l'amont les débits maximum de temps sec, nous ont permis d'ajuster la condition limite aval. Le tableau 3-2 montre les résultats obtenus.

Périodes de temps sec	Q_{\max} (m ³ /s)	Hauteur au dessus du seuil aval (mesure)	Hauteur au dessus du seuil aval (Fluent)
du 27 au 29/07/02	0.166	13.5 cm	14.6 cm
du 14 au 22/07/02	0.175	14 cm	15.4 cm
du 22 au 30/06/02	0.198	15.2 cm	17.1 cm

Tableau 3-2 : Comparaison des hauteurs d'eau mesurées et calculées au dessus du seuil de mesure (compartiment aval) en période de temps sec

L'erreur maximale commise est de 12.5 % ($Q_{\max} = 0.198$ m³/s). Cette erreur est acceptable compte tenu des incertitudes liées à la présence des dépôts dans l'ouvrage, à la variation de l'ouverture de la vanne aval et aux dimensions de la zone de tranquillisation à l'amont du seuil de mesure.

La figure 3-13 montre la surface libre obtenue pour un débit amont de 0.175 m³/s.

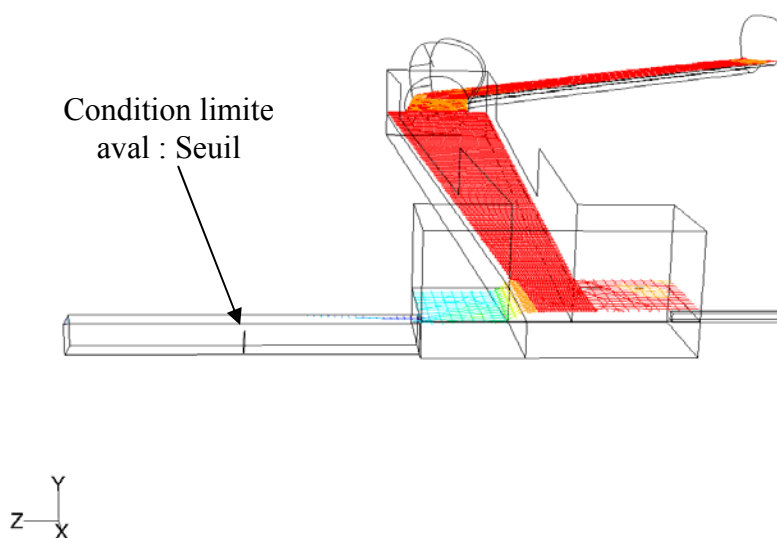


Figure 3-13 : Surface libre obtenue pour un débit amont de 0.175 m³/s après ajustement de la hauteur du seuil aval (condition limite aval)

Nous représentons ci-dessous la ligne d'eau extraite au milieu du DO pour un débit amont de 0.175 m³/s (figure 3-14).

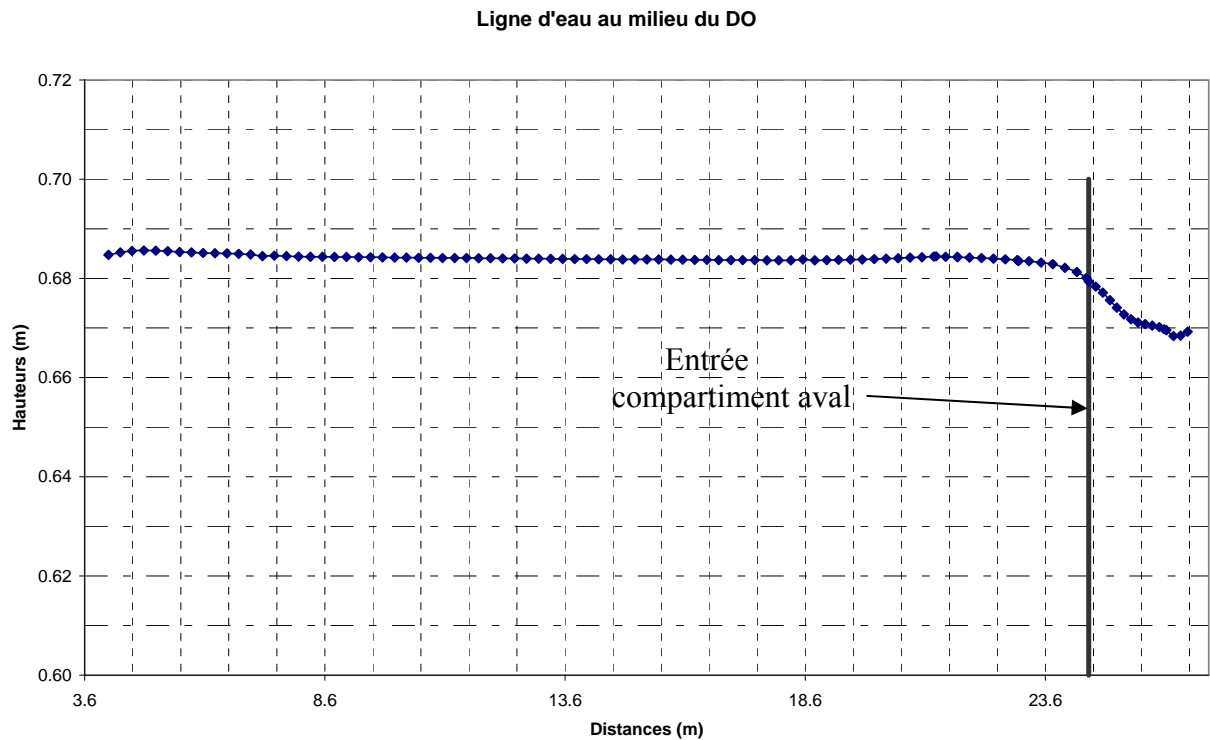


Figure 3-14 : Ligne d'eau au milieu du DO ($Q_{\text{amont}} = 0.175 \text{ m}^3/\text{s}$)

La hauteur d'eau en temps sec est quasiment constante le long du déversoir et baisse dans le compartiment aval.

5.2. Temps de pluie

Les simulations ont été réalisées dans une configuration bien particulière compte tenu de la difficulté à évaluer le dépôt.

Nous avons représenté sur le même graphique, les « lois » donnant la hauteur d'eau sur le seuil de mesure du compartiment aval en fonction du débit amont. La pluie présentant les plus faibles hauteurs d'eau pour un même débit amont est, à priori, la pluie pour laquelle le dépôt est le moins important (pluie du 20/06/2002). La figure 3-15 montre l'évolution de la hauteur d'eau sur le seuil de mesure aval en fonction du débit amont (mesures obtenues sur site).

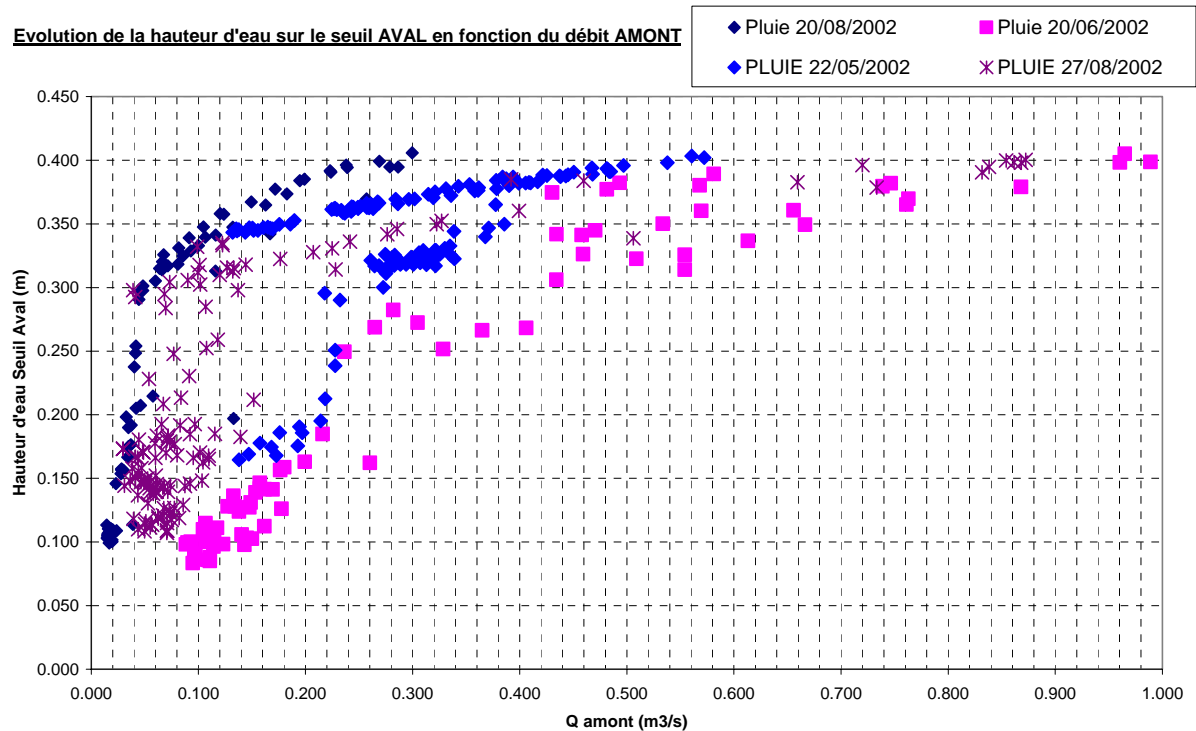
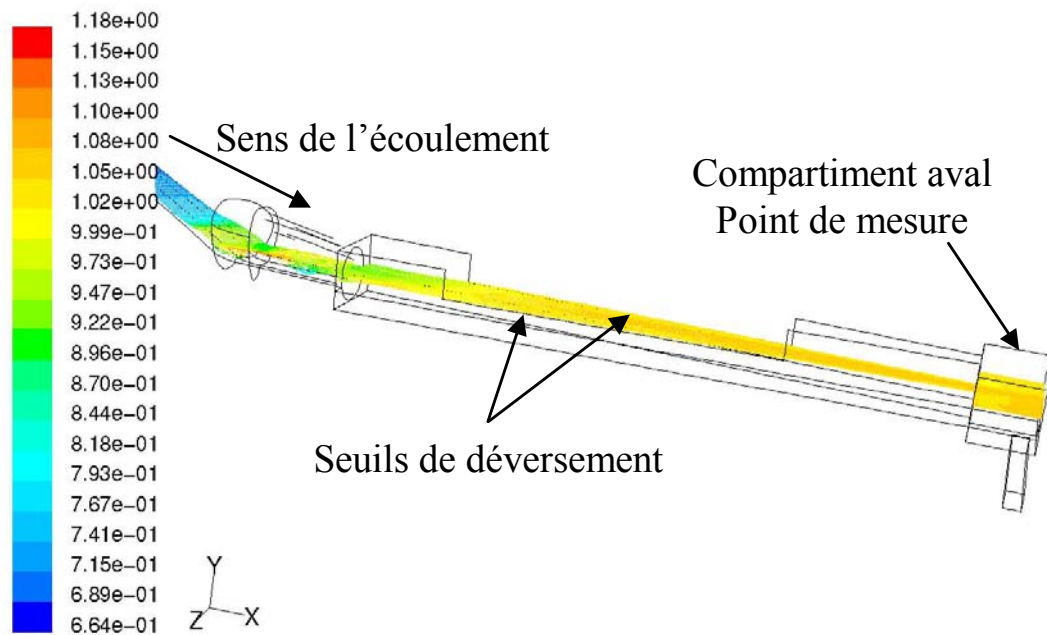


Figure 3-15 : Évolution de la hauteur d'eau sur le seuil en fonction du débit amont (mesures obtenues sur site)

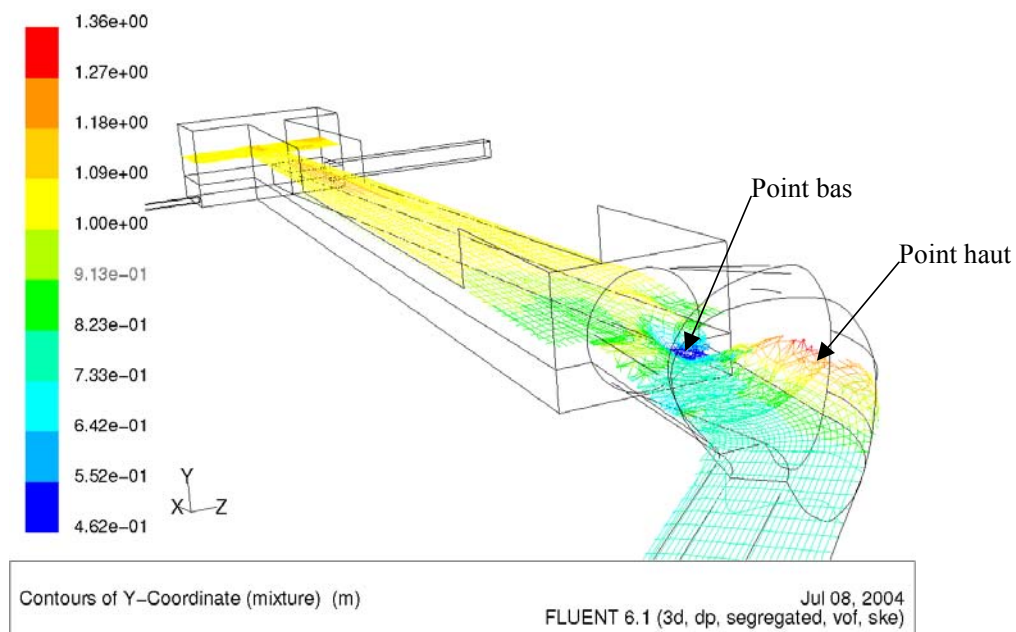
Nous constatons que pour un même débit amont, la hauteur d'eau détectée par l'ultrason situé dans le compartiment aval varie d'une pluie à l'autre. Ceci provient soit de l'accumulation du dépôt dans ce compartiment et dans le déversoir, soit de la variation de l'ouverture de la vanne à l'aval du seuil de mesure, soit d'une évolution non bijective du débit déversé en fonction de la hauteur d'eau sur le seuil aval.

5.3. Évolution de la surface libre



**Figure 3-16 : Évolution de la hauteur de la surface libre dans le déversoir
($Q = 2 \text{ m}^3/\text{s}$)**

La hauteur d'eau dans le compartiment aval impose la hauteur d'eau au niveau des seuils de déversement (figure 3-16). Cette hauteur d'eau est sensiblement identique le long du déversoir et dans le compartiment aval. Ceci montre l'importance de l'influence du dépôt de MES fréquemment observé dans le compartiment aval. Bien qu'il y ait une grande variation du tirant d'eau, l'observation ne se traduit pas au niveau de la surface libre mais au niveau du fond (similarité avec un écoulement en rivière).



**Figure 3-17 : Évolution de la hauteur de la surface libre au niveau du coude
($Q = 2.5 \text{ m}^3/\text{s}$)**

La surface libre est surélevée à l'extérieur du coude. Cette surface atteint son point le plus bas à l'entrée du déversoir pour un débit d'entrée de $2.5 \text{ m}^3/\text{s}$ (figure 3-17). Un ressaut hydraulique apparaît à l'amont pour certains débits d'entrée (figure 3-18).

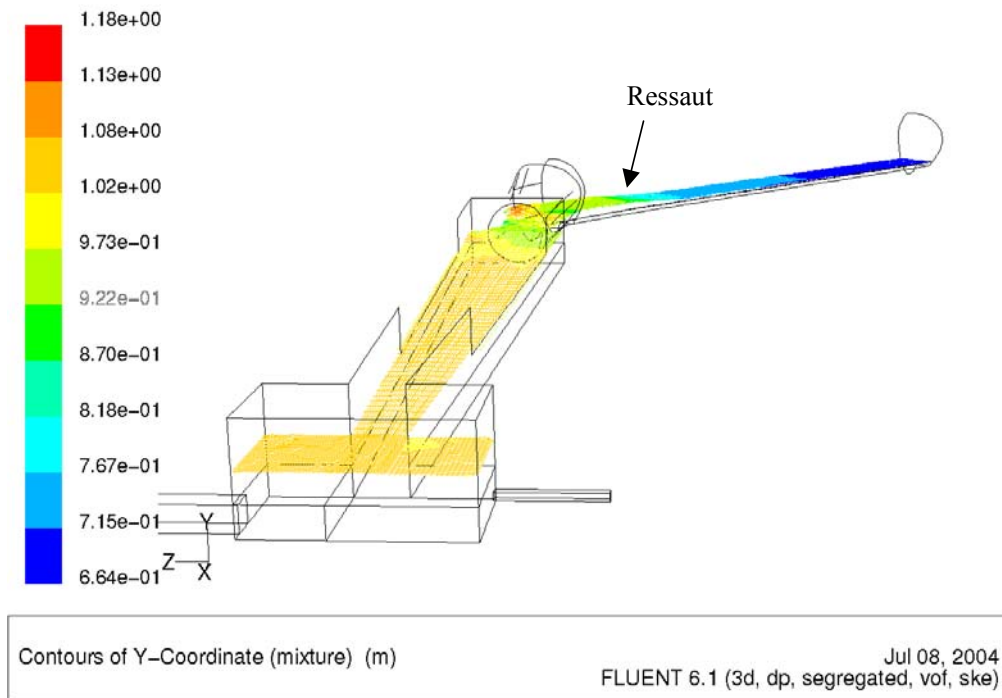


Figure 3-18 : Évolution de la hauteur de la surface libre dans le collecteur amont ($Q = 2 \text{ m}^3/\text{s}$)

5.4. Évolution des tirants d'eau

Les figures 3-19 et 3-20 représentent les plans au niveau desquels ont été extraites les lignes d'eau.

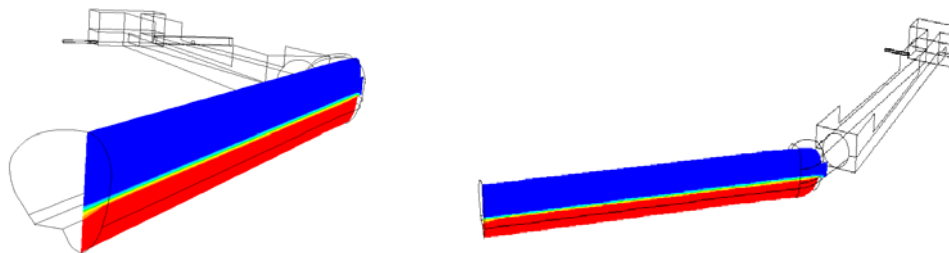


Figure 3-19 : Plan amont des profils de hauteurs d'eau

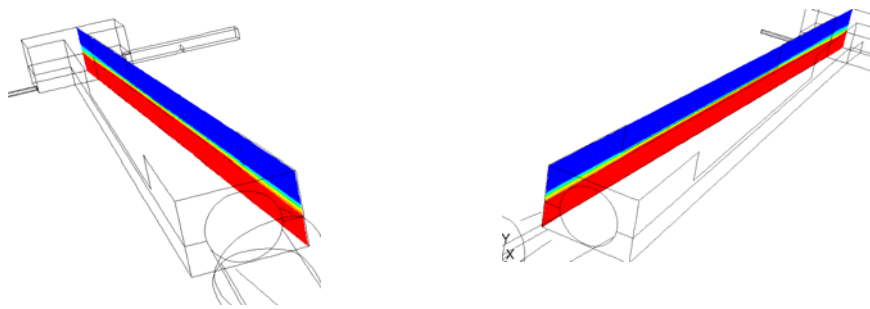


Figure 3-20 : Plans des profils de hauteurs d'eau le long des seuils droit et gauche

Les figures 3-21 et 3-22 montrent respectivement les lignes d'eau le long des seuils gauche et droit du DO pour différents débits.

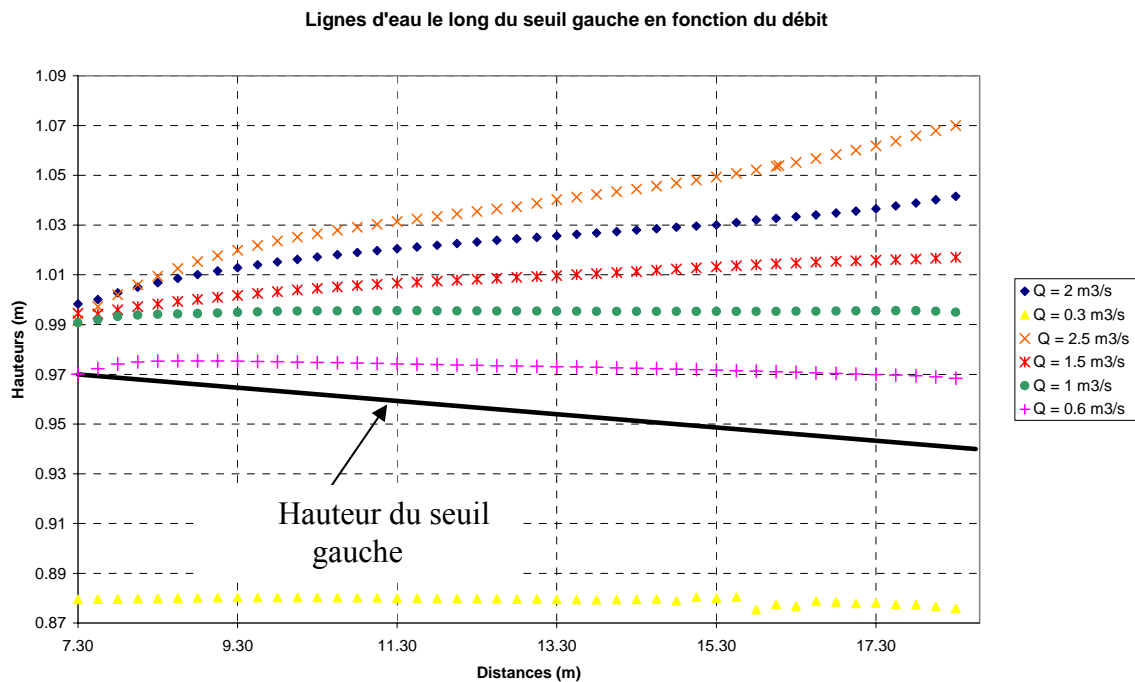


Figure 3-21 : Évolution de la ligne d'eau le long du seuil gauche en fonction du débit

La hauteur d'eau augmente avec le débit le long du seuil entre 9 et 18.3 m. La hauteur d'eau la plus élevée est observée aux alentours de 18.3 m. C'est dans cette zone que nous relèverons les hauteurs d'eau pour évaluer le débit déversé. Entre 7.3 et 9 m, les lignes d'eau se croisent à partir d'un débit de $1.5 \text{ m}^3/\text{s}$. Dans ce cas particulier (40 cm de dépôt dans DO et 60 cm dans le compartiment aval), aucun déversement n'est observé pour un débit amont de $0.3 \text{ m}^3/\text{s}$. Une autre hauteur de dépôt dans le DO (50 cm par exemple) aurait favorisé le déversement pour un même débit d'entrée. Il serait donc intéressant de tester plusieurs hauteurs de dépôt dans le DO et dans le compartiment aval.

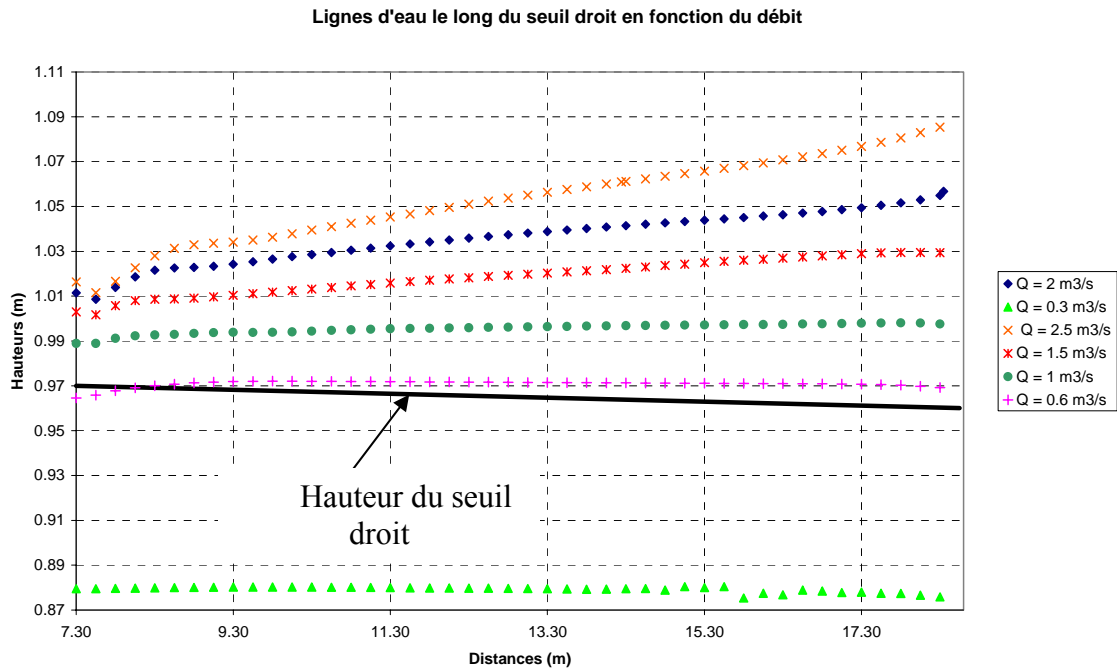


Figure 3-22 : Évolution de la ligne d'eau le long du seuil droit en fonction du débit

Les interprétations faites précédemment sont valables pour le seuil droit. Néanmoins, il n'y a pas de déversement sur 50 cm à l'amont du seuil (entre 7.3 et 7.8 m) pour un débit amont de 0.6 m³/s.

La figure 3-23 représente les lignes d'eau en fonction du débit au niveau du plan de la figure 3-19.

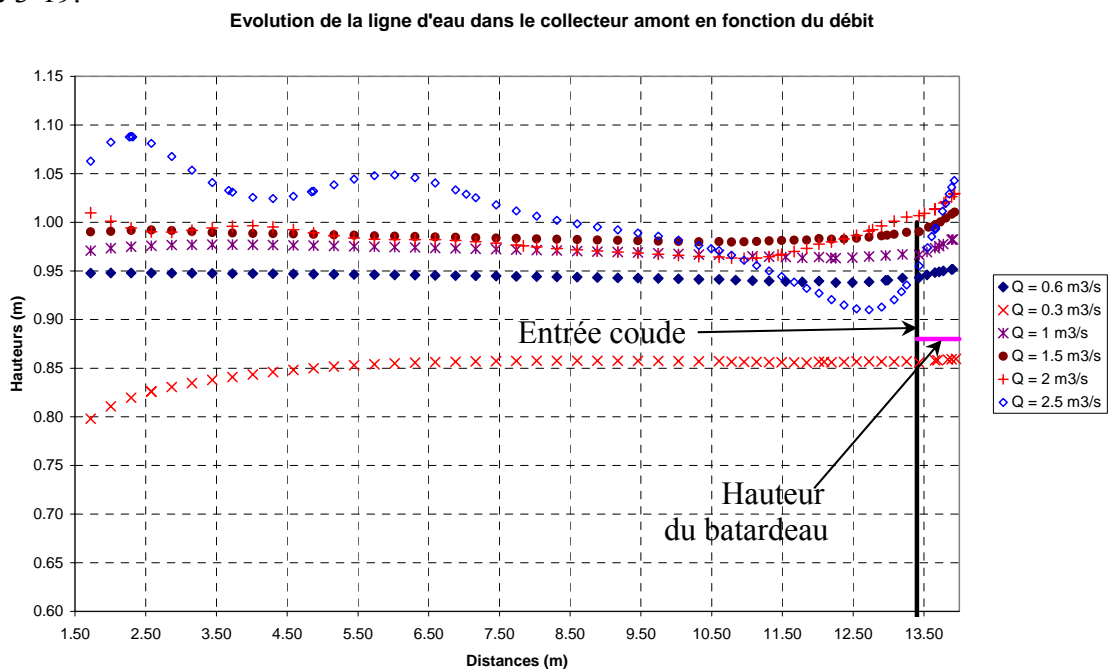


Figure 3-23 : Évolution de la ligne d'eau au niveau du collecteur amont en fonction du débit

La hauteur d'eau augmente avec le débit jusqu'à $1.5 \text{ m}^3/\text{s}$. Au delà de ce débit, les lignes d'eau se croisent. On observe la présence d'un ressaut hydraulique avant l'entrée du coude pour les débits de 2 et $2.5 \text{ m}^3/\text{s}$. Ces résultats mettent en évidence la difficulté à instrumenter à l'aide d'un ultrason dans le collecteur amont pour des débits supérieurs à $1.5 \text{ m}^3/\text{s}$, dans le but d'évaluer le débit déversé au niveau du batardeau. Le modèle mathématique de déversement que nous proposerons plus bas (concernant le déversement au niveau du batardeau) ne sera valable que pour des débits inférieurs ou égaux à $1.5 \text{ m}^3/\text{s}$.

5.5. Débits et vitesses

Les tableaux 3-3 et 3-4 indiquent respectivement les débits déversés et leurs proportions par rapport au débit amont.

Q_{amont} (m^3/s)	Q_{dev} seuil gauche (m^3/s)	Q_{dev} seuil droit (m^3/s)	Q_{dev} batardeau (m^3/s)	Q_{STEP} (m^3/s)
0.6	0.1	0.06	0.12	0.35
1	0.25	0.19	0.19	0.37
1.5	0.47	0.4	0.26	0.38
2	0.68	0.61	0.34	0.39
2.5	0.91	0.8	0.43	0.4

Tableau 3-3 : Débits déversés au niveau de chaque seuil en fonction du débit amont

Nous remarquons que le débit acheminé vers la STEP est au maximum de $0.4 \text{ m}^3/\text{s}$, même pour des événements pluvieux exceptionnels (débits amont de 2 et $2.5 \text{ m}^3/\text{s}$).

Q_{amont} (m^3/s)	Q_{dev} seuil gauche	Q_{dev} seuil droit	Q_{dev} batardeau	Q_{STEP}
0.6	16 %	9 %	19 %	56 %
1	25 %	18.7 %	19 %	36.5 %
1.5	31.2 %	26.3 %	17.5 %	25 %
2	34 %	30 %	17 %	19 %
2.5	36 %	31 %	17 %	16 %

Tableau 3-4 : Répartition des débits déversés

Une proportion moyenne de 18 % du débit amont est rejetée au niveau du batardeau, quelque soit le débit amont pour lequel le déversement au droit de ce dernier a lieu (à partir de $0.6 \text{ m}^3/\text{s}$ pour la pluie du 20/06/02). Le débit déversé sur le seuil gauche est plus important que celui déversé sur le seuil droit. En effet, la hauteur du seuil gauche est plus faible de quelques centimètres.

Cependant, l'analyse du champ de vitesse au niveau de la surface libre montre que les vitesses sont plus élevées du côté du seuil droit à cause du coude à l'amont (figure 3-24).

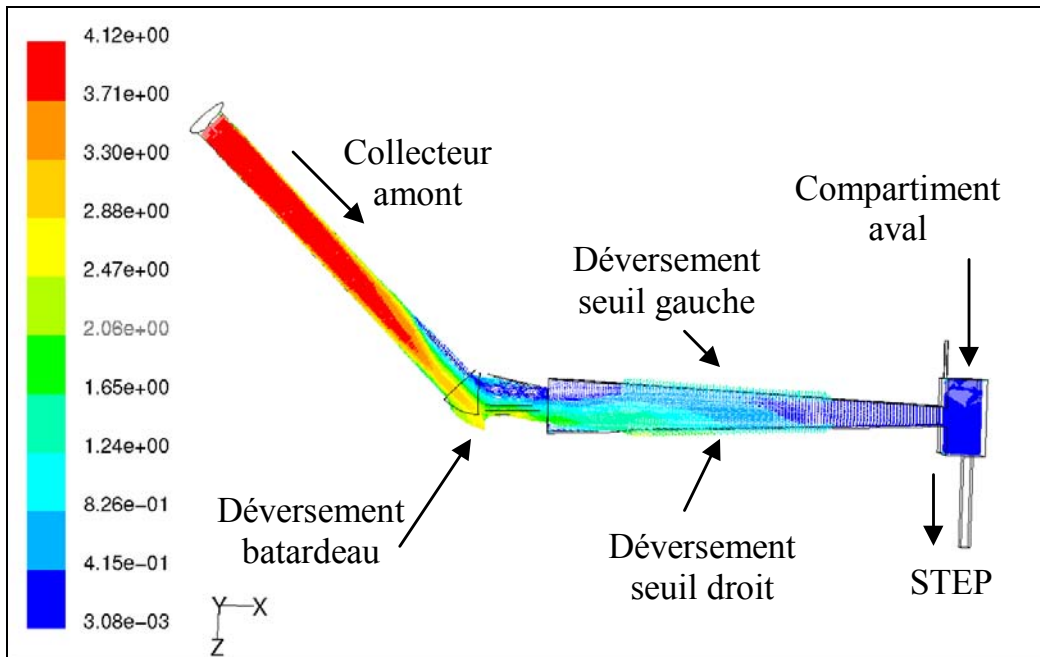


Figure 3-24 : Évolution du champ de vitesse au niveau de la surface libre (vue de dessus)

Pour certains débits amont, on observe une zone de recirculation à l'entrée du déversoir (figure 3-25).

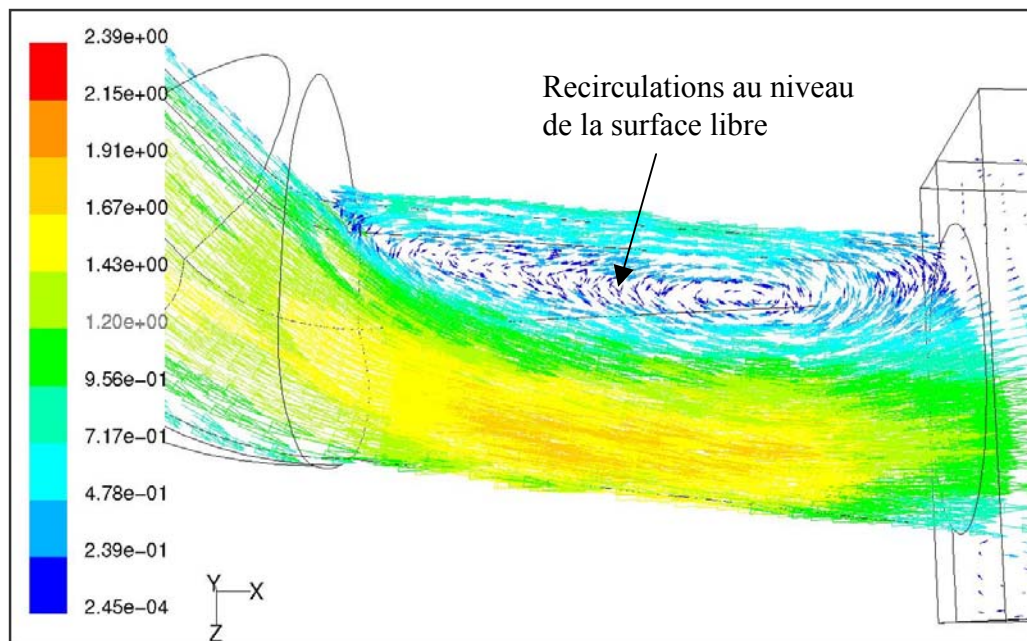


Figure 3-25 : Vue de dessus des recirculations au niveau de la surface libre (après le coude)

Des zones de recirculation apparaissent également après l'entrée du déversoir (figure 3-26).

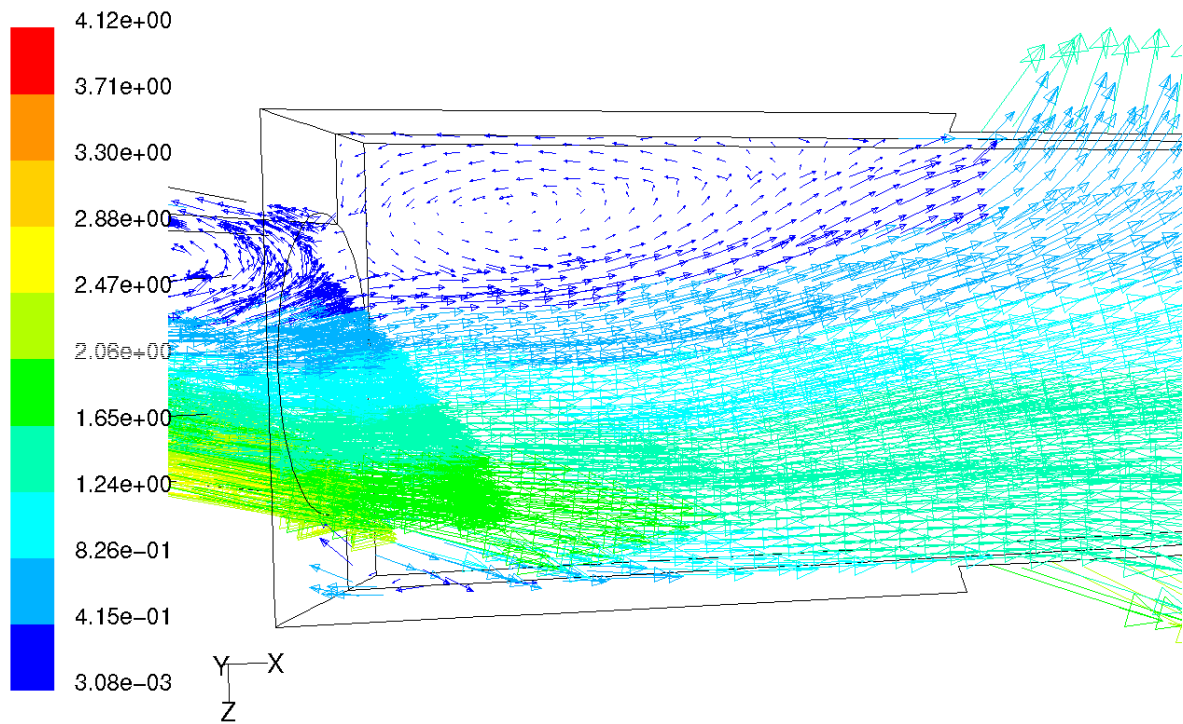


Figure 3-26 : Vue de dessus des recirculations au niveau de la surface libre (2 m³/s)

Les figures 3-27 et 3-28 montrent l'évolution du débit déversé par unité de longueur le long des seuils gauche et droit.

Evolution du débit déversé par unité de longueur (seuil gauche)

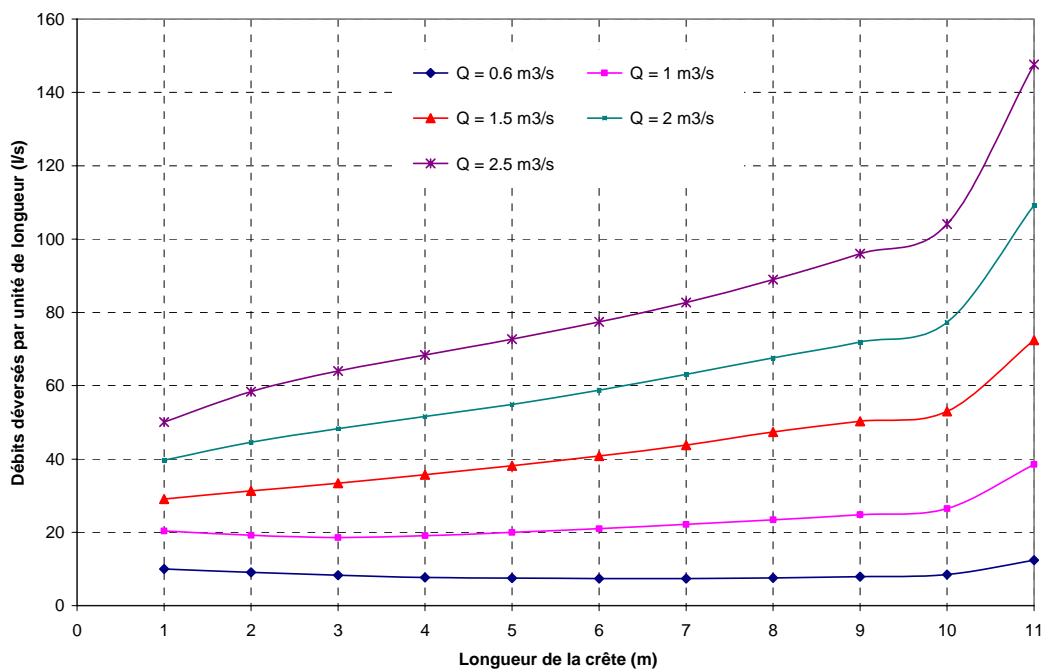


Figure 3-27 : Évolution du débit déversé par unité de longueur (seuil gauche)

On constate que, entre 1 et 10 m, le débit déversé est quasiment constant le long du seuil gauche, pour les débits amont de 0.6 et 1 m³/s. Le déversement est favorisé à l'aval du seuil. Au delà de 1 m³/s, le débit déversé augmente de l'amont vers l'aval. Le débit déversé le plus élevé se situe entre 10 et 11 m. En effet, dans cette zone la hauteur de crête est légèrement plus basse (de quelques centimètres) et la hauteur d'eau au dessus du seuil est plus élevée (figure 3-21).

Evolution du débit déversé par unité de longueur (seuil droit)

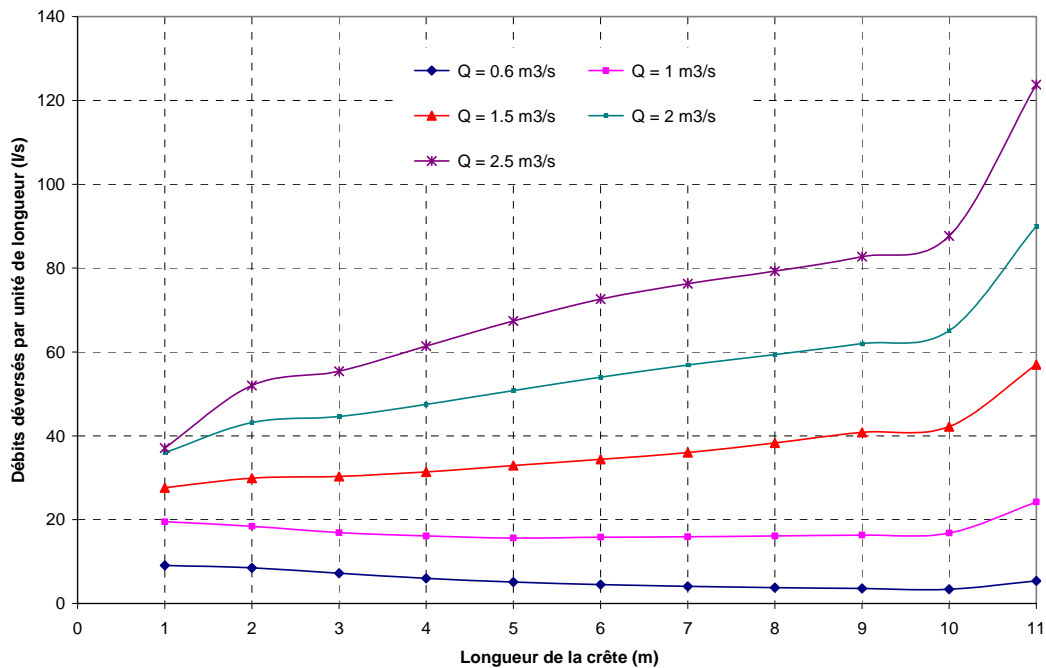


Figure 3-28 : Évolution du débit déversé par unité de longueur (seuil droit)

On constate que, entre 4 et 10 m, le débit déversé est quasiment constant le long du seuil droit, pour les débits amont de 0.6 et 1 m³/s. Pour ces deux débits amont, le déversement est favorisé à l'amont et à l'aval du seuil. Le déversement important entre 1 et 2 m est dû à l'influence du coude (figure 3-24). Au delà de 1 m³/s, les explications données précédemment sont aussi valables pour le seuil droit.

6. Traitement des résultats de simulation en temps de pluie

A partir des résultats des simulations numériques, nous recherchons une relation mathématique de la forme : $Q_{\text{déversé}} = a \times h^b$, avec h , la hauteur d'eau au dessus du seuil (seuil droit, seuil gauche ou batardeau). Les résultats des différentes simulations permettent de caler les coefficients de cette équation.

Pour le calcul des débits déversés à travers les seuils droit et gauche, la hauteur d'eau est extraite à 20 cm de chaque seuil suivant la direction transversale et à l'abscisse 18.3 m (figure 3-21 et 3-22) suivant la direction longitudinale, soit à 14.7 m de l'entrée du DO.

Le modèle mathématique permettant de calculer le débit déversé au niveau du batardeau est obtenu grâce à une hauteur d'eau mesurée à 8 m de l'entrée du coude vers l'amont, à l'abscisse 5.45 m (figure 3-23).

La figure suivante montre l'emplacement du capteur dans le DO.

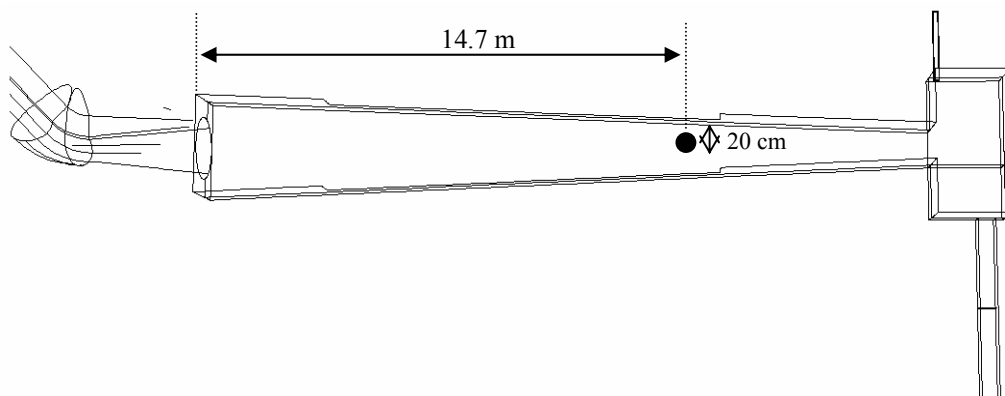


Figure 3-29 : Emplacement du capteur dans le DO (Vue de dessus)

6.1. Modèle mathématique de déversement au niveau du seuil gauche

Nous donnons ci-dessous, la relation mathématique qui permet de calculer le débit déversé au droit du seuil gauche. Elle s'écrit :

$$Q_{\text{déversé}} = 15.114 \times h^{1.366}$$

Le tableau 3-5 fournit les différences entre le débit déversé calculé en utilisant l'équation ci-dessus et celui calculé lors de la simulation 3D :

Qentrée (m3/s)	Heau sur seuil gauche (m)	Qdév seuil gauche (m3/s)	Q dév calculé (m3/s)	Erreur
0.6	0.03	0.101	0.126	20%
1	0.05	0.254	0.252	-1%
1.5	0.08	0.476	0.480	1%
2	0.1	0.687	0.650	-5%
2.5	0.13	0.911	0.931	2%

Tableau 3-5 : Différences entre les débits déversés calculés par la simulation et par la « loi » pour le seuil gauche

La différence la plus élevée est de 20 % ($Q_{\text{entrée}} = 0.6 \text{ m}^3/\text{s}$). On constate que pour les débits d'entrée de 1 et 1.5 m^3/s , les différences en valeur absolue sont de 1 %.

6.2. Modèle mathématique de déversement au niveau du seuil droit

La formule mathématique établie s'écrit :

$$Q_{\text{déversé}} = 7.556 \times h^{1.089}$$

Les différences entre le débit déversé calculé par l'équation ci-dessus et celui calculé lors de la simulation 3D sont exposées dans le tableau 3-6.

Qentrée (m3/s)	Heau sur seuil droit (m)	Qdév seuil droit (m3/s)	Q dév calculé (m3/s)	Erreur
0.6	0.01	0.06	0.050	-18%
1	0.04	0.195	0.227	18%
1.5	0.07	0.401	0.417	4%
2	0.09	0.609	0.549	-10%
2.5	0.13	0.796	0.819	3%

Tableau 3-6 : Différences entre les débits déversés calculés par la simulation et par la « loi » pour le seuil droit

Bien que la puissance soit plus faible que pour le cas du seuil gauche, les différences sont plus élevées, sauf pour le premier débits d'entrée. Pour réduire ces différences, nous avons cherché à élaborer un modèle mathématique intégrant la hauteur d'eau mesurée à 20 cm du seuil gauche (même endroit que pour le calcul du débit déversé au droit du seuil gauche).

La relation obtenue est la suivante :

$$Q_{\text{déversé}} = 8.822 \times h^{1.082}$$

Dans l'équation ci-dessus, h est obtenue comme suit : $h = H_{\text{eau}} - W_{\text{droit}}$; avec :

H_{eau} : Hauteur d'eau mesurée à 20 cm du seuil gauche (même emplacement que lors du calcul du débit déversé au droit du seuil gauche c'est à dire à l'abscisse 18.3 m),

W_{droit} : Hauteur du seuil droit à l'abscisse 18.3 m.

Le tableau 3-7 montre les différences entre le débit déversé calculé grâce à la nouvelle relation et celui fourni par la simulation 3D.

Qentrée (m3/s)	Heau sur seuil droit (m)	Qdév seuil droit (m3/s)	Q dév calculé (m3/s)	Erreur
0.6	0.01	0.061	0.060	-1%
1	0.03	0.192	0.198	3%
1.5	0.06	0.401	0.420	5%
2	0.08	0.609	0.574	-6%
2.5	0.11	0.796	0.810	2%

Tableau 3-7 : Différences obtenues en mesurant la hauteur d'eau à 20 cm du seuil gauche

6.3. Modèle mathématique de déversement au niveau du batardeau

Le modèle mathématique qui permet de calculer le débit déversé au droit du batardeau est le suivant :

$$Q_{\text{déversé}} = 6.806 \times h^{1.5}$$

Où : $h = H_{\text{amont}} - W_{\text{batardeau}}$; avec :

H_{amont} : Hauteur d'eau dans le collecteur amont à 8 m de l'entrée du coude (abscisse 5.45 m),

$W_{\text{batardeau}}$: Hauteur du batardeau.

L'équation ci-dessus n'est valable que pour les débits inférieurs ou égaux à 1.5 m³/s.

Le tableau 3-8 montre les différences entre le débit déversé calculé grâce à la formule mathématique ci-dessus et celui fourni par la simulation 3D :

Qentrée (m3/s)	Heau sur batardeau (m)	Qdév batardeau (m3/s)	Q dév calculé (m3/s)	Erreur
0.6	0.07	0.122	0.126	3%
1	0.1	0.196	0.215	10%
1.5	0.11	0.267	0.248	-7%

Tableau 3-8 : Différences entre les débits déversés calculés par la simulation et par la « loi » pour le batardeau

7. Conclusion

Le fonctionnement hydraulique du déversoir de Fontainebleau a été simulé en 3D à l'aide du code de calcul FLUENT, en vue de son instrumentation.

Compte tenu de la difficulté à évaluer l'évolution du dépôt au cours du temps, les simulations ont été réalisées dans une configuration particulière, à savoir lorsque la hauteur de dépôt est de 0.4 m dans le déversoir, de 0.6 m à l'amont du seuil de mesure dans le compartiment aval et lorsque la pente globale du radier du déversoir est de 2 ‰.

La condition à la limite aval est un seuil. Des premières simulations, en utilisant les débits amont maximum de temps sec, nous ont permis d'ajuster la hauteur de ce seuil afin de représenter l'effet du coude et du dégrilleur situés à l'aval de la vanne.

Hormis les trois modèles mathématiques de déversement proposés, nous avons élaboré un modèle donnant le débit acheminé vers la STEP. Ce modèle tient compte de la transition entre un écoulement au droit d'un seuil dénoyé et celui au droit d'un seuil noyé.

Le calcul du débit déversé à travers les seuils gauche et droit se fait grâce à la mesure de la hauteur d'eau à 20 cm du seuil gauche suivant la transversale et à 14.7 m de l'entrée du déversoir. Le modèle mathématique de déversement au niveau du batardeau fait intervenir la hauteur d'eau extraite à 8 m de l'entrée du coude vers l'amont.

Ainsi, la modélisation 3D nous a permis de mieux appréhender le fonctionnement hydraulique de ce déversoir (bilan hydraulique, formes des lignes d'eau, champ de vitesse) et de trouver l'emplacement optimal des capteurs à ultrasons.

Il serait intéressant de simuler le comportement hydrodynamique de l'ouvrage en injectant d'autres débits entre 0.6 et 1.5 m³/s. En effet, cette plage de débit déclenche les déversements (DO et Batardeau) et est fréquemment mesurée lors des événements pluvieux. D'autres hauteurs de dépôt devraient être également testées.

Chapitre 3 : INSTRUMENTATION DES DEVERSOIRS DE SELESTAT

1. Contexte et objectifs

La Communauté de Communes de Sélestat (Bas-Rhin – 67) compte environ 41 000 habitants et se situe à une distance de 45 kilomètres au sud de Strasbourg. Elle se doit de satisfaire aux prescriptions de l'arrêté du 22 décembre 1994, notamment en matière d'autosurveillance (*Annexe 8*), qui impose la mise en place de dispositifs de mesures des débits déversés par les déversoirs. Six déversoirs sont concernés par ces mesures (DO E, C, A, I, G et M).

La collectivité a confié, à l'ENGEES, et plus particulièrement au laboratoire « Systèmes Hydrauliques Urbains », une mission d'études et de recherche destinée à appuyer la démarche d'instrumentation et d'études qu'elle a lancée dès l'automne 2001.

Les objectifs recherchés par la Communauté de Communes sont :

- ◆ Mieux connaître le fonctionnement de son système d'assainissement (réseau + STEP)
- ◆ Mettre en place l'autosurveillance du réseau.

Compte tenu des conditions du site, à savoir :

- ◆ 30 cm de dépôt dans les conduites (après deux événements pluvieux),
- ◆ impossibilité d'instrumenter la conduite de décharge par un capteur de mesure de débit (conduite de décharge inexistante et niveau du milieu naturel au niveau du radier du déversoir),

nous avons proposé un nouveau mode d'instrumentation des six déversoirs d'orage du réseau de Sélestat soumis à l'autosurveillance. Le but est de déterminer le débit déversé en mesurant plusieurs hauteurs d'eau dans les différents ouvrages et en utilisant la modélisation 3D.

La première étape a consisté à valider notre approche sur le pilote expérimental « déversoir d'orage ». Ensuite, nous avons appliqué notre démarche au site de Sélestat. Les résultats des simulations 3D nous ont permis de comprendre le comportement hydraulique de ces ouvrages. Ainsi, nous avons pu proposer un emplacement objectif des capteurs de hauteurs d'eau. Une étude rigoureuse sur les conditions aux limites s'est avérée capitale pour déterminer les modèles mathématiques de fonctionnement de chaque déversoir.

2. Validation du principe de mesure sur pilote

L'objectif de cette phase est de calculer le débit déversé à partir de la connaissance de hauteurs d'eau sur la crête, en instrumentant un déversoir dont nous connaissons l'environnement géométrique et hydraulique (dispositifs de mesure de débits et de surface libre).



Figure 3-30 : Dispositif expérimental de mesure de débit avec les sondes ultrasons

Les sondes à ultrasons sont situées à mi-largeur du déversoir. La figure 3-30 représente le montage réalisé sur pilote. Deux types de déversoirs à crête basse ont été testés : crête simple latérale pure et double crêtes. Trois types d'écoulements différents ont été testés avec chaque déversoir : un avec un ressaut, un régime torrentiel et un dernier en régime fluvial. Nous avons donc testé six configurations. Pour chacune d'elles, nous avons fait varier le débit (environ cinq ou six débits différents entre 0 et 120 m³/h).

Premièrement, nous avons testé sans succès (erreurs commises de l'ordre de 40 % par rapport aux débits mesurés sur pilote), la méthode de calcul du débit déversé à partir de la reconstruction de la ligne d'eau, en utilisant des lois du type Poléni ou la loi de Hager (Rollet, 2002). Ensuite, nous avons cherché une relation directe entre le débit déversé et les trois hauteurs mesurées. Nous avons choisi un modèle mathématique qui considère le déversoir comme une association en série de trois seuils déversants. La hauteur au-dessus de chaque seuil est donnée par les ultrasons. Le modèle mathématique considéré s'écrit :

$$Q_{\text{déversé}} = a_1 h_1^{b_1} + a_2 h_2^{b_2} + a_3 h_3^{b_3}$$

Avec $a_1, a_2, a_3, b_1, b_2, b_3$ des coefficients à caler dans chaque configuration de déversoir.

Nous l'avons validé expérimentalement, avec une erreur de 10 % sur le calcul du débit déversé par rapport aux débits donnés par le venturi. C'est donc cette méthode que nous avons appliquée sur le site de Sélestat. Le calage de la formule se fera à partir des simulations 3D.

3. Application au site de Sélestat

3.1. Description et fonctionnement général du réseau

Le réseau d'assainissement de la Communauté de Communes de Sélestat est essentiellement de type unitaire. Il draine un bassin versant total d'environ 500 ha. Un collecteur principal longe l'ILL, depuis le stade municipal jusqu'à la station. Une série de 4 grands collecteurs viennent se greffer sur cette conduite pour raccorder les différents quartiers et sous bassins versants du secteur Sud de la ville. Pour soulager le réseau par temps de pluie, quatre déversoirs principaux (DO E, C, A et 1) sont en place avec des conceptions diverses, crêtes hautes et basses, à géométrie très variable. Un collecteur de délestage sur le secteur Nord du réseau a été récemment implanté ainsi qu'un déversoir d'orage (DO M) associé à une station de pompage refoulant vers la station de traitement.

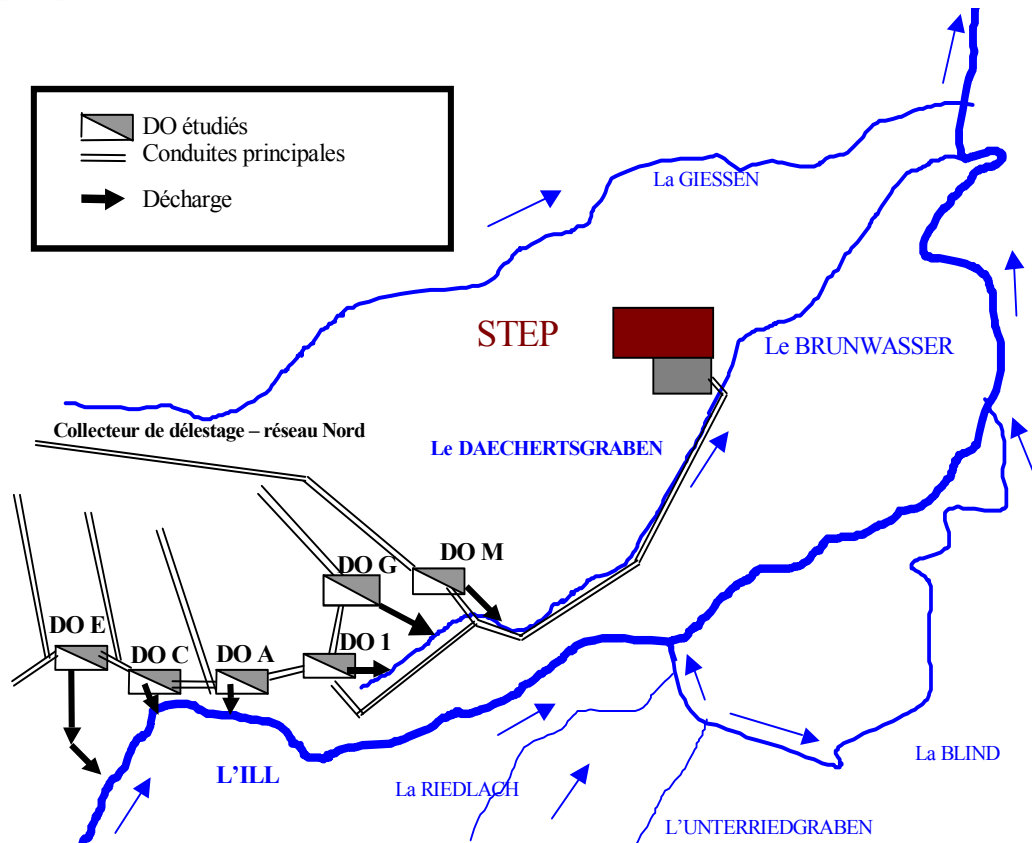


Figure 3-31 : Plan de situation des DO de Sélestat

3.2. Modélisation des déversoirs

3.2.1. Caractéristiques géométriques des ouvrages étudiés

Les six déversoirs ont des caractéristiques géométriques nettement plus complexes que celles des déversoirs du pilote « déversoir d'orage ». Cinq déversoirs sont effectivement latéraux, dont deux avec deux à trois conduites amont (figure 3-32).



Figure 3-32 : Déversoir latéral du réseau de Sélestat (DO A)

Deux d'entre eux sont curvilignes, dont un avec une crête en forme d'arc de cercle à 90° (DO G). La figure 3-33 présente le DO 1 du réseau de Sélestat.



Figure 3-33 : Déversoir curviligne du réseau de Sélestat (DO 1)

Le sixième déversoir (DO E) est globalement latéral avec une entrée perpendiculaire, au milieu de la crête. Les caractéristiques géométriques de ces ouvrages sont groupées dans le tableau suivant.

DO	Longueur (m)	Longueur/Diamètre amont	Hauteur (m)	Hauteur/Diamètre aval	Type
A	13.15	4.55 Seuil long	1.1	0.68 Crête basse	Rectiligne
C	8.12	2.7 Seuil court	1.1	0.78 Crête basse	Rectiligne
E	10	3.7 Seuil long	1.16	0.83 Crête basse	Latéral et frontal
G	8	6.15 Seuil long	0.95	3.16 Crête haute	Curviligne
I	6.3	1.3 Seuil court	1.4	2.3 Crête haute	Curviligne
M	12.06	5.5 Seuil long	1.48	1.23 Crête haute	Rectiligne

Tableau 3-9 : Caractéristiques géométriques des déversoirs

Remarque : La crête est dite courte si le rapport longueur de la crête sur diamètre amont est inférieur à 3.

Les conduites principales sont des ovoïdes (hauteur variant de 1.3 m à 2 m). Trois DO sont alimentés par plusieurs conduites, ce qui donne des géométries complexes.

Le tableau 3-10 regroupe les paramètres géométriques des canalisations amont et aval de ces ouvrages.

DO	CONDUITE AMONT			CONDUITE AVA	
	Nombre	Taille (mm)	Pente (%)	Taille (mm)	Pente (%)
A	2	T 1467/1100 (4/3) T 1605/1070 (1.5)	0.072 0.072	∅ 1600	0.072
C	2	T 2133/1600 (4/3) T 1305/870 (1.5)	0.05 0.03	T 1467/1100	0.1
E	4	T 1350/900 (1.5) ∅ 600 T 1600/1200 (4/3) ∅ 800	0.06 0.5 0.2 0.4	T 1395/930 (1.5)	0.13
G	1	∅ 1300	0.53	∅ 300 Refoulement 25 l/s	0.18

1	1	Ø 1600	0.44	Ø 600 Refolement 160 l/s et vanne murale	0.04
M	1	Ø 2200	0.17	Ø 1200	0.27

Tableau 3-10 : Caractéristiques géométriques des collecteurs

Le régime d'écoulement des eaux dans ces collecteurs amont et aval est fluvial compte tenu des faibles pentes (de l'ordre de 0.7 m/Km), caractéristiques de la plaine alsacienne.

3.2.2. Maillage

Le maillage réalisé est composé, dans certains cas, d'une combinaison d'éléments hexaédriques et tétraédriques et compte entre 100 000 et 150 000 volumes élémentaires. Les images suivantes nous montrent la forme et le maillage des DO étudiés. Le maillage des DO A et C se trouve en annexe (*Annexe 3*).

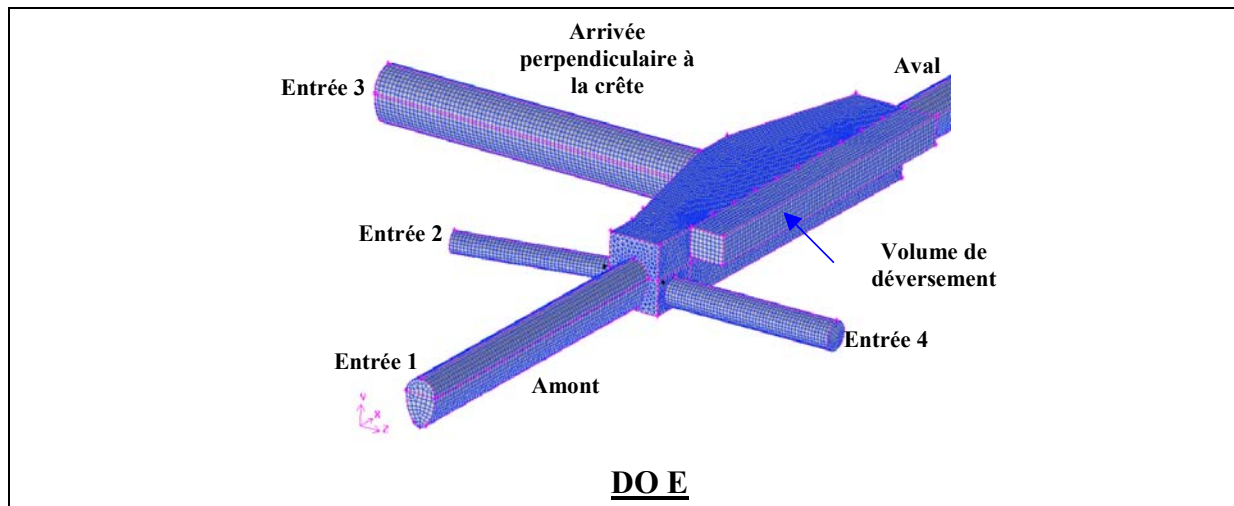


Figure 3-34 : Maillage du déversoir le plus complexe du réseau de Sélestat

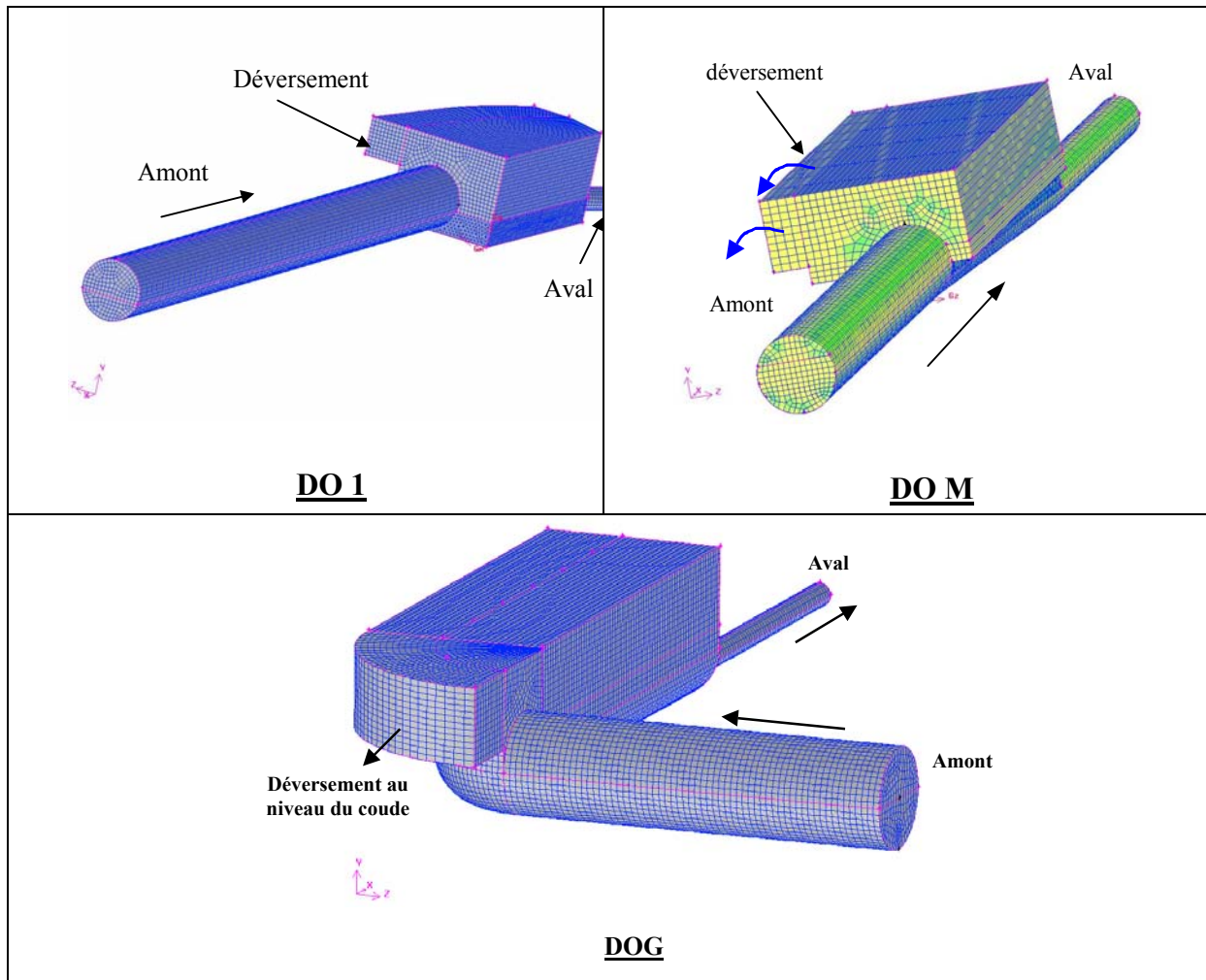


Figure 3-35 : Maillage des déversoirs de Sélestat

3.2.3. Conditions aux limites et initiales

Étant données les faibles pentes des conduites du réseau de Sélestat, le régime d'écoulement est fluvial. Par conséquent, il convient de prendre en compte l'influence aval lors des simulations. La hauteur d'eau initiale dans les conduites amont est prise proche des hauteurs des différents seuils d'autant plus que c'est le comportement de l'ouvrage en phase de déversement qui nous intéresse. Les déversoirs sont situés les uns à la suite des autres (voir figure 3-31). Nous simulons donc en premier lieu, les écoulements au niveau du DO 1, situé le plus à l'aval du réseau. L'annexe 4 donne des renseignements sur les conditions initiales pour les simulations des DO (*Annexe 4*). Nous détaillons dans ce qui suit la démarche suivie pour définir les conditions aux limites pour chaque déversoir.

a. Déversoirs ayant une station de pompage à l'aval

Les déversoirs 1, M et G ont une station de pompage située à l'aval. Elle refoule vers la STEP. La condition limite aval de ces ouvrages correspond donc au débit de pompage, à savoir 160 l/s pour le DO 1, 25 l/s pour le DO G et 260 l/s pour le DO M. Il suffit d'imposer

une vitesse de sortie de telle sorte que le produit de cette vitesse par la pleine section donne le débit refoulé.

b. Le DO A

L'écoulement dans ce déversoir est de type fluvial. Par conséquent, le fonctionnement de l'ouvrage est influencé par sa conduite aval. De manière à limiter la longueur de cette conduite lors de la modélisation, et ainsi optimiser la vitesse de calcul, nous imposons une condition limite à l'aval du DO A reproduisant l'influence du DO 1 sur le fonctionnement du DO A. Ainsi, pour déterminer la condition limite dans cette conduite, nous établissons à l'aide du code de calcul Fluent la relation « hauteur/débit » au niveau de la conduite d'arrivée dans le DO 1. La formule de Manning-Strickler nous permet de calculer les pertes de charge linéaires dans cette conduite (Hager, 1999). L'objectif est de trouver une relation « hauteur/débit » du type $H_{\text{amont}} = f(Q)$ sur une section de conduite située à 10 m à l'aval du DO A.

Le débit à partir duquel la conduite est en charge est de $2 \text{ m}^3/\text{s}$, et le débit maximum transitant dans cette conduite est d'environ $4.5 \text{ m}^3/\text{s}$. Juste à l'aval du DO A, nous distinguons deux cas : le cas où la conduite est en charge (pour la plage des débits de $[2 - 4.50] \text{ m}^3/\text{s}$) et celui où l'écoulement est à surface libre (pour des débits de $[0.9 - 2] \text{ m}^3/\text{s}$).

◆ Pour un écoulement en charge $Q = [2 \text{ à } 4,5] \text{ m}^3/\text{s}$

Pour un écoulement en charge, la formule de Manning-Strickler nous donne la perte de charge dans la conduite en posant $R_h = D/4$ (Hager, 1999). Nous pouvons donc établir une relation « hauteur/débit » pour cette plage de débit $Q = [2 - 4,5] \text{ m}^3/\text{s}$. La charge aval (H_{aval}) est donnée par la simulation du DO 1.

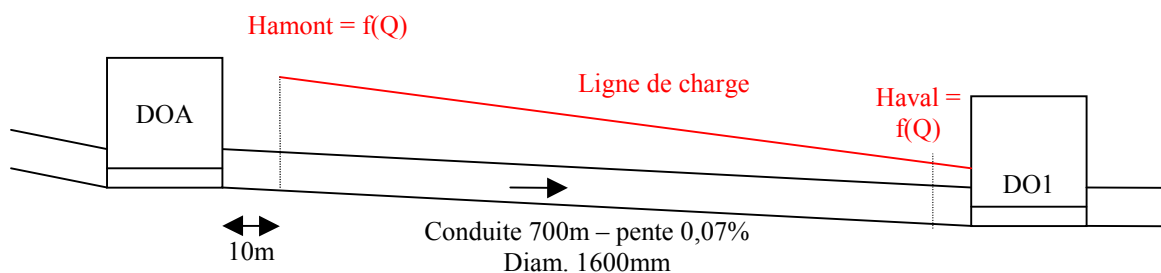


Figure 3-36 : Ligne de charge entre le DOA et le DO1 pour $Q = [2 \text{ à } 4,5] \text{ m}^3/\text{s}$

◆ Pour un écoulement à surface libre $Q = [0,9 \text{ à } 2] \text{ m}^3/\text{s}$

Dans cette plage de débit $[0,9 - 2] \text{ m}^3/\text{s}$, l'écoulement dans la conduite est d'abord à surface libre et ensuite en charge. Nous déterminons le point de mise en charge en calculant la

perte de charge dans la conduite à l'aide de la formule de Manning-Strickler. Ensuite, nous calculons la charge sur une section de la conduite à 10 m à l'aval du DO A, grâce à la construction de la courbe de remous. Dans notre cas de figure, il s'agit d'une courbe de remous de type M1.

Ainsi, nous obtenons la relation « hauteur/débit » à 10 mètres à l'aval du DO A.

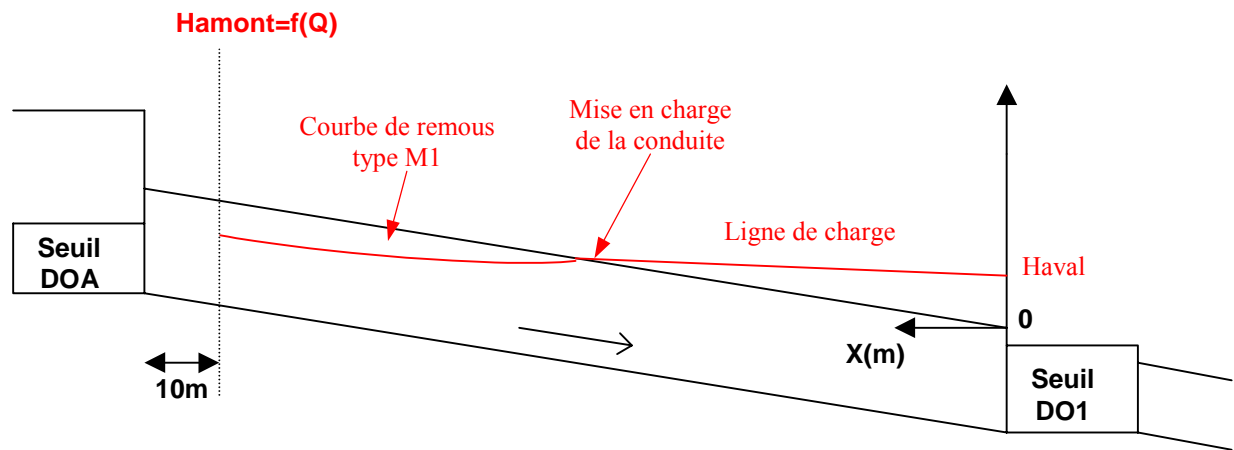


Figure 3-37 : Ligne de charge entre le DOA et le DO1 pour $Q = [0,9 \text{ à } 2] \text{ m}^3/\text{s}$

La position du passage en charge/surface libre est en réalité très difficile à déterminer. C'est une position très instable car de très faibles variations de débits entraînent un déplacement important de ce point. Une relation de ce type est peu sensible à la position du point de mise en charge, sauf si ce dernier est très proche du DO A. Or, ce n'est pas notre cas. Le tableau suivant donne les détails sur les deux relations « hauteur/débit » exposées ci-dessus, à savoir $H_{\text{aval}} = f(Q)$ et $H_{\text{amont}} = f(Q)$.

Q (m ³ /s)	Haval (m)	V (m/s)	J (m/m)	x (m)	Hamont (m)
0.90	1.60	0.448	0.000139	0	1.20
1.08	1.61	0.537	0.000201	20	1.25
1.27	1.62	0.632	0.000277	47	1.31
1.45	1.63	0.721	0.000361	89	1.37
1.63	1.64	0.811	0.000457	164	1.44
1.82	1.65	0.905	0.000570	383	1.54
2.02	1.66	1.005	0.000702	-38486	1.60
2.50	1.69	1.243	0.001075	-240	1.95
3.50	1.74	1.741	0.002106	-100	2.71
4.50	1.76	2.238	0.003482	-58	3.68

Tableau 3-11 : Relation « hauteur/débit » à l'amont et à l'aval de la conduite A-1

x (m) représente la position du point de mise en charge de la conduite et j (m/m) la pente de la ligne de charge (figure 3-37). Nous traçons la droite H_{amont} en fonction de $\frac{V^2}{2g}$ dont la pente nous donne la valeur de k , coefficient de pertes de charge.

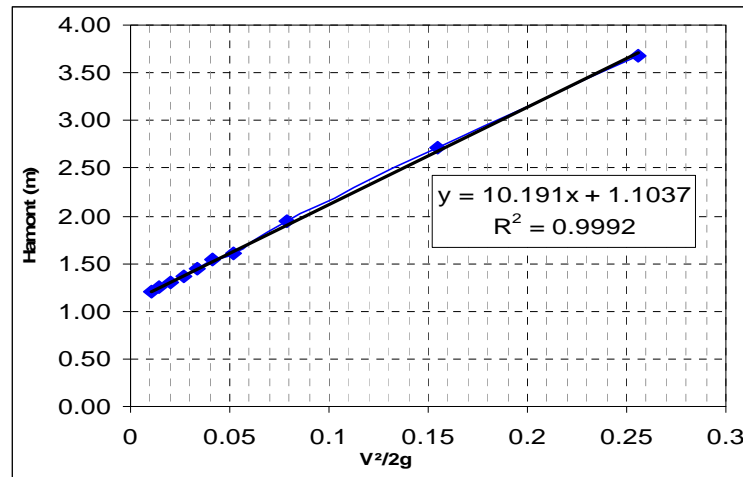


Figure 3-38 : Estimation du coefficient de perte de charge k

La valeur de k est donc d'environ 10.2.

Pour modéliser l'influence aval du DO 1, nous devons reproduire la relation « hauteur/débit » établie précédemment à l'aval du DO A. Pour cela, nous positionnons un seuil dans la conduite à 20 m en aval du DO A. Ce seuil génère une perte de charge singulière du type : $k \times \frac{V^2}{2g}$.

Nous modélisons avec le logiciel FLUENT un tronçon de 20 mètres de conduite afin d'ajuster la hauteur du seuil. La perte de charge singulière générée par le seuil doit être équivalente aux pertes de charge linéaires de la conduite de 700 m. Nous comparons alors la charge H_{amont} à 10 m à l'aval du DO A calculé avec le logiciel Fluent et celle calculée avec les courbes de remous. La courbe suivante nous donne la relation $H_{\text{amont}} = f(V^2/2g)$ avec une hauteur de seuil de 0.75 m. L'ajustement de la hauteur du seuil est réalisé pour un écoulement à surface libre.

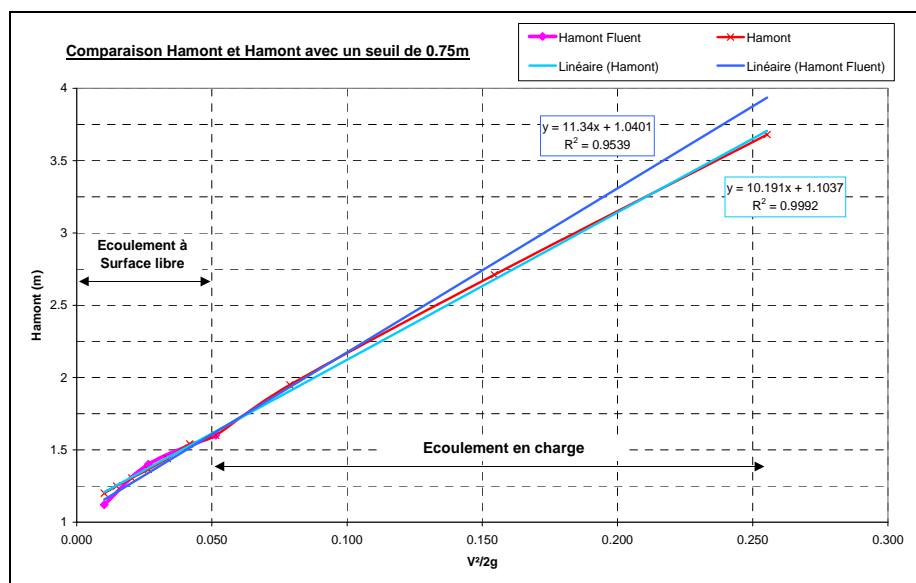


Figure 3-39 : Comparaison des « lois » $\text{Hamont} = f(V^2/2g)$

Le coefficient de perte de charge avec un seuil de 0.75 m est de 11.3.

Ce seuil sera modélisé à l'aval du DO A afin de reproduire l'influence du DO 1 sur le fonctionnement du DO A. La figure suivante montre le positionnement du seuil dans la conduite aval du DO A.

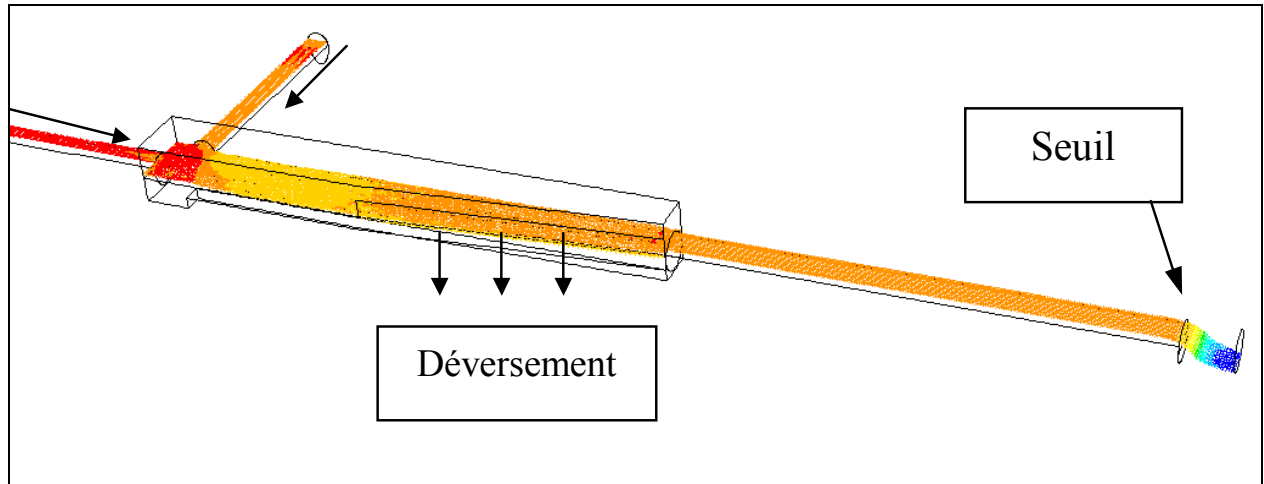


Figure 3-40 : Positionnement du seuil dans la conduite aval du DO A

c. Le DO C

La simulation des écoulements au niveau du DO A avec la condition aval définie précédemment nous permet d'obtenir la « loi » de la charge en amont du DOA, à savoir $H_{\text{amont DOA}} = f(Q \text{ entrée})$. De la même façon que pour le cas précédent, nous cherchons à reproduire l'influence du DO A sur le fonctionnement du DO C. A partir du calcul des courbes de remous dans la conduite, nous établissons alors la « loi » de la charge sur une section de la conduite à 10 m à l'aval du DO C.

Q (m ³ /s)	H aval conduite (m)	H amont conduite (m)	V (m/s)
0.45	1.15	1.07	0.48
1.00	1.24	1.23	0.91
1.50	1.36	1.45	1.19
2.00	1.47	1.75	1.57
2.50	1.54	1.92	1.97
3.00	1.76	2.34	2.36

Tableau 3-12 : Relation « Hauteur/Débit » à l'amont et à l'aval de la conduite C-A

La conduite est en charge à l'aval à partir d'un débit de 2 m³/s alors que le débit « pleine section » en régime permanent uniforme est de 1.14 m³/s. Par conséquent, nous ne pouvons pas reproduire l'influence du DO A sur le fonctionnement du DO C en positionnant un seuil dans la conduite comme dans le cas précédent.

Nous avons procédé autrement, en imposant au niveau de la conduite aval du DO C, la hauteur d'eau simulée à l'amont du DO A. L'inconvénient de cette méthode est le fait de fixer

une hauteur différente pour chaque débit d'entrée. Néanmoins, elle a permis de reproduire l'influence du DO A sur le fonctionnement hydraulique du DO C.

d. Le DO E

Les résultats des simulations du DO C nous ont permis de trouver la hauteur de seuil à imposer dans la conduite aval du DO E pour reproduire l'influence du DO C sur le fonctionnement hydraulique de ce dernier. Nous avons utilisé la démarche exposée précédemment.

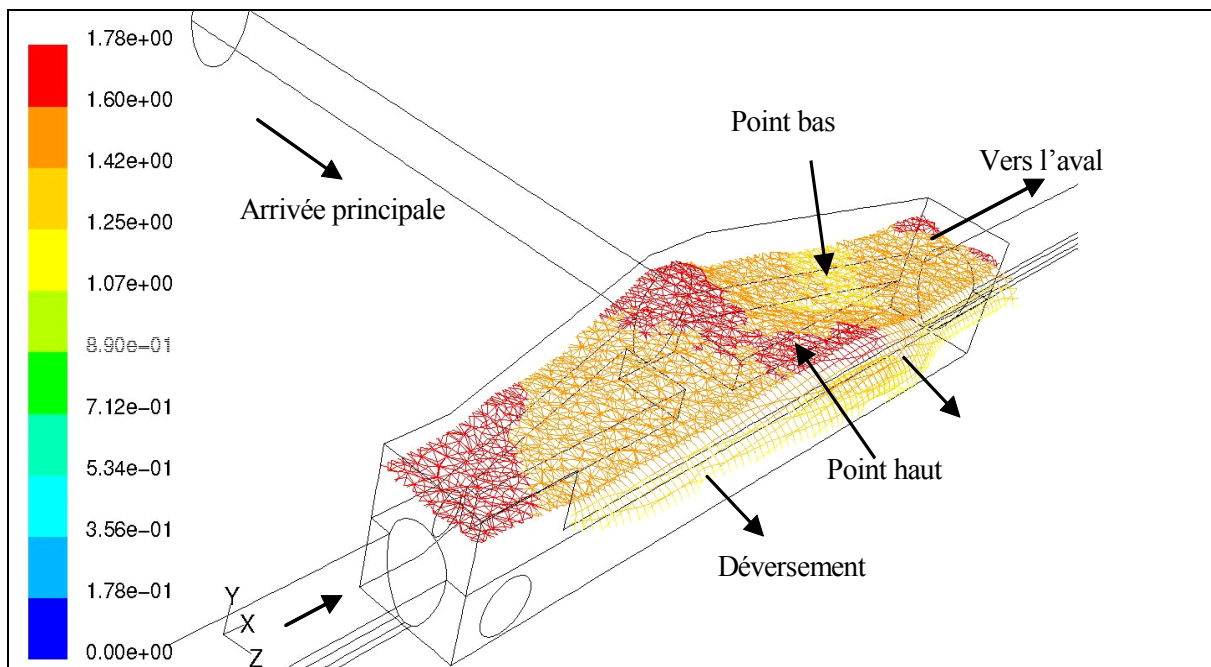
3.2.4. Résultats des simulations

Nous présentons les résultats de simulation du déversoir le plus complexe, c'est à dire le DO E. D'autres résultats sont présentés en annexes (*Annexe 6*). Nous supposons que la pluie a la même intensité dans les différents bassins versants alimentant les ouvrages étudiés. Les résultats attendus au niveau de la modélisation 3D permettant d'instrumenter les ouvrages sont :

- ◆ un profil de la surface libre au niveau du déversement
- ◆ une estimation des champs de vitesse ainsi qu'une estimation de l'évolution des débits déversés le long de la crête déversante.

La rugosité standard de Strickler utilisée est de 70.

Les figures suivantes montrent la forme de la surface libre (figure 3-41), les lignes de courants et l'évolution du champ des vitesses (figure 3-42) au niveau du DO E.



**Figure 3-41 : Évolution de la hauteur de la surface libre dans le déversoir
($Q = 5 \text{ m}^3/\text{s}$)**

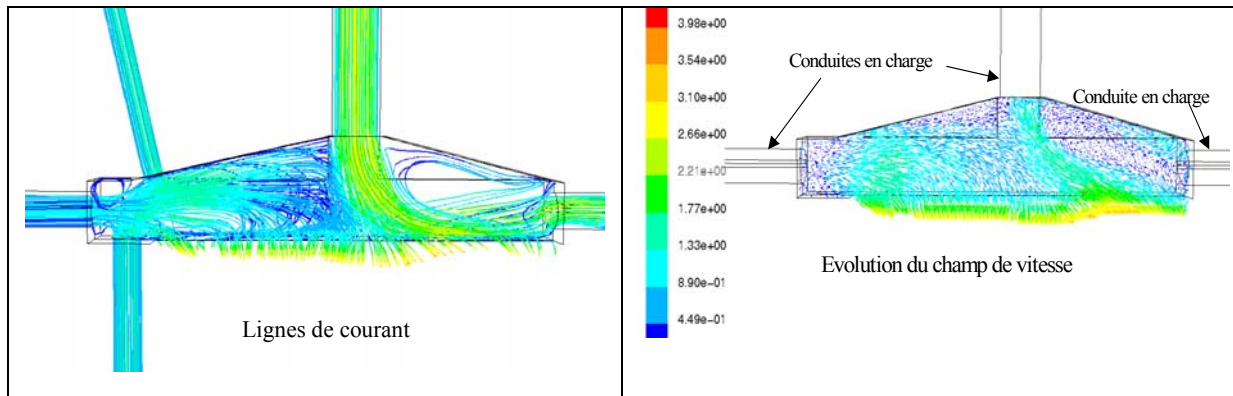


Figure 3-42 : Représentation des lignes de courant et du champ de vitesse dans le DO E – Vue de dessus ($Q = 5 \text{ m}^3/\text{s}$)

La surface libre au milieu de la crête est surélevée. Ceci est dû à l'apport de la conduite placée perpendiculairement à la crête. Le niveau de la surface libre baisse ensuite, à cause de l'entonnement. L'analyse de la ligne d'eau dans l'axe du déversoir et des courbes de débits conforte les interprétations faites sur la forme de la surface libre. Les figures suivantes représentent la superposition des lignes d'eau (figure 3-43) et l'évolution du débit déversé le long de la crête (figure 3-44), pour les différents débits simulés.

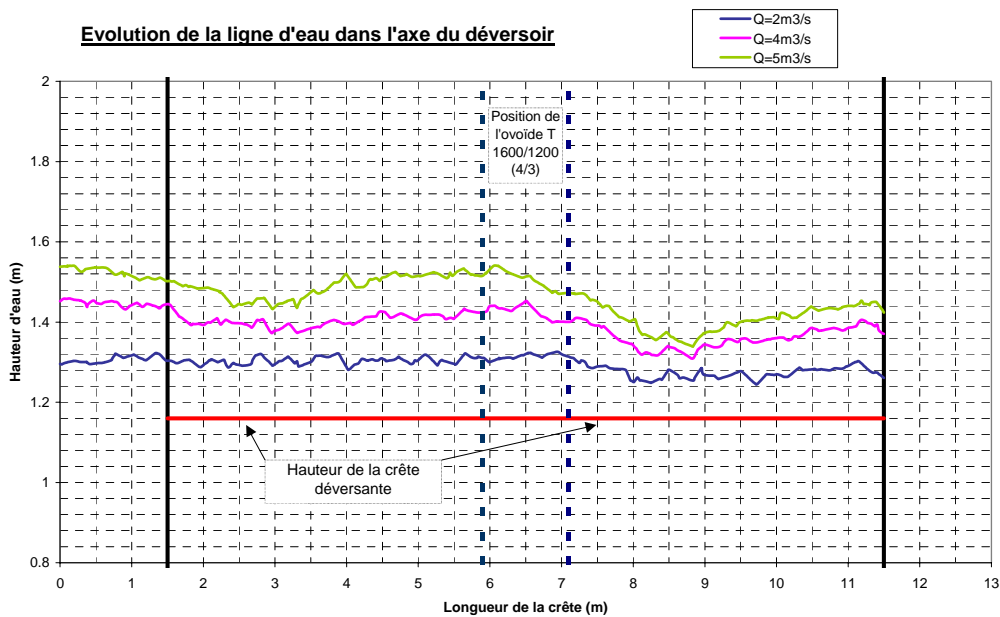


Figure 3-43 : Évolution de la ligne d'eau dans l'axe du DO E en fonction du débit

La hauteur d'eau augmente avec le débit sur toute la longueur du déversoir. Les lignes d'eau simulées sont quelque peu saccadées. Ceci provient du maillage non structuré tétraédrique dans le déversoir. La ligne d'eau atteint son maximum dans la zone d'influence de l'arrivée perpendiculaire. C'est également dans cette zone que le débit déversé par unité de longueur admet son maximum, comme l'indique la figure 3-44.

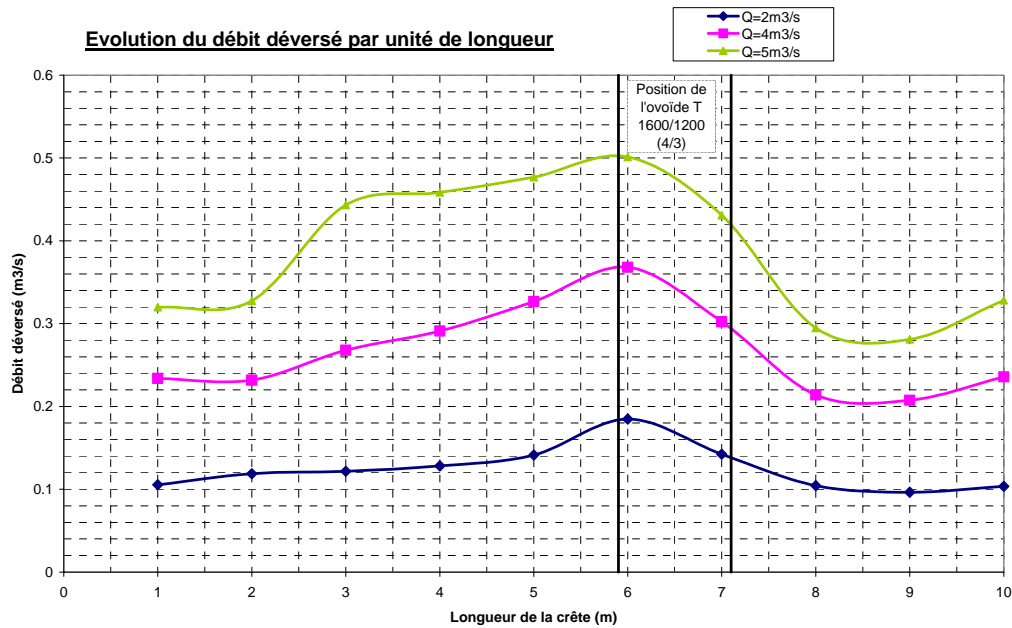


Figure 3-44 : Évolution du débit déversé par unité de longueur (DO E)

La modélisation 3D constitue ainsi une aide précieuse à l'instrumentation car elle nous renseigne sur l'évolution de la ligne d'eau dans les ouvrages étudiés. Elle fournit des informations sur l'emplacement probable des capteurs sur site. Un des emplacements pour le DO E est la zone d'influence de l'arrivée perpendiculaire à la crête. C'est dans cette zone que l'amplitude des mesures est la plus importante (voir chapitre 1).

3.3. Positionnement des capteurs et modèles mathématiques de fonctionnement

3.3.1. Positionnement des capteurs sur site

Les capteurs de hauteurs fournissent l'information de base pour le calcul des débits via les relations « hauteur/débit ». Leur bon positionnement est donc primordial pour avoir des résultats fiables.

Le positionnement des sondes est guidé par les résultats des simulations du comportement hydrodynamique des différents DO et par l'étude faite sur le pilote expérimental. Grâce aux simulations 3D, nous avons les formes des lignes d'eau envisageables le long des ouvrages de Sélestat et les débits déversés correspondants. Les sondes ultrasons sont placées au début, au milieu et à la fin de la crête, comme nous l'avons testé sur le pilote. Toutefois, pour garder une marge de manœuvre, un dispositif de rails permettant le déplacement des sondes a été prévu pour pouvoir affiner leur positionnement. La figure suivante montre un exemple d'installation des sondes sur rail. Un autre exemple d'installation est donné en annexe (*Annexe 7*).



Figure 3-45 : Exemple d'installation sur rail

Nous avons procédé à la vérification du positionnement des capteurs ultrasons ainsi qu'à leur étalonnage.

3.3.2. Modèles mathématiques pour évaluer le fonctionnement hydraulique

La relation mathématique permettant de calculer le débit déversé au niveau de chaque ouvrage est obtenue à partir des résultats des simulations numériques. Nous connaissons pour chaque ouvrage la forme de la ligne d'eau pour plusieurs débits amont, ainsi que le débit déversé. Donc, à partir des hauteurs d'eau simulées et relevées à l'emplacement des capteurs

ultrasons, nous pouvons ainsi établir, pour chaque ouvrage, une relation donnant le débit déversé en fonction des hauteurs d'eau dans le déversoir. Les modèles mathématiques sont du même type que ceux retenus après l'étude sur le pilote. Nous utilisons les résultats des simulations pour caler les coefficients de cette équation.

Nous recherchons les coefficients a_i , b_i de l'équation $Q_{\text{calculé}}(a_i, b_i) = \sum a_i h_i^{b_i}$ qui fassent tendre vers zéro le terme $\sum D_i^2$, avec $D_i = Q_{\text{déversé3D}} - Q_{\text{calculé}}(a_i, b_i)$. Plusieurs solutions sont donc possibles. Lors du calage des coefficients, nous tentons en premier lieu d'avoir $b_i = 1.5$.

a. DO1

En appliquant la démarche décrite précédemment, nous obtenons :

$$Q_{\text{déversé}_{\text{DO1}}} = 8.551 \times h_1^{1.5} + 6.158 \times h_2^{1.5}$$

Q (m ³ /s)	h ₁ (m)	h ₂ (m)	Qdeversé simulation (m ³ /s)	Qdev-calculé (m ³ /s)	Erreur (%)
2	0.22	0.22	1.635	1.526	6.660
2.5	0.27	0.25	2.098	1.955	6.839
3.5	0.35	0.36	3.076	3.063	0.435
4.5	0.44	0.42	4.082	4.203	2.959
5.5	0.48	0.51	5.101	5.058	0.846
6	0.51	0.56	5.586	5.621	0.631

Tableau 3-13 : Différences entre débits déversés simulés et calculés pour le DO 1

Nous remarquons que l'instrumentation à l'aide de deux ultrasons peut suffire (mesure de h_1 et h_2). Les différences entre les débits déversés simulés et calculés sont faibles.

b. DO G

La méthode des moindres carrés permet d'obtenir le modèle mathématique de déversement pour le DO G :

$$Q_{\text{déversé}_{\text{DOG}}} = 8.113 \times h_1^{1.5} + 7.545 \times h_2^{1.5} + 2.354 \times h_3^{1.5}$$

Le tableau 3-14 indique les différences obtenues.

Q (m ³ /s)	h ₁ (m)	h ₂ (m)	h ₃ (m)	Qdeversé simulation (m ³ /s)	Qdev- calculé (m ³ /s)	Différences (%)
1	0.14	0.13	0.14	0.997	0.933	6.409
1.5	0.20	0.19	0.14	1.494	1.495	0.079
2	0.23	0.23	0.24	1.987	2.019	1.623
2.5	0.27	0.26	0.27	2.488	2.473	0.627
3	0.31	0.29	0.30	2.983	2.981	0.057
3.5	0.36	0.31	0.33	3.478	3.488	0.300

Tableau 3-14 : Différences entre débits déversés simulés et calculés pour le DO G

c. DO A

En utilisant la même méthode que précédemment, nous obtenons la relation mathématique de déversement suivante pour le DO A :

$$Q_{\text{déversé}_{\text{DOA}}} = -7.358 \times h_2^{-3.55} + 28.849 \times h_3^{1.391}$$

Le premier terme de la formule de déversement du DO A est négatif, ainsi que le terme « puissance ». En effet, l'exploitation des résultats des simulations de l'écoulement dans ce DO a montré qu'à l'endroit où est implanté le capteur qui détecte h₂, la hauteur augmente en moyenne de 2 à 3 cm lorsque le débit passe d'une valeur à l'autre (à partir de 3 m³/s). Cette faible variation de la hauteur d'eau est due au creusement de la surface libre à l'amont (après la confluence). Ce phénomène s'accroît lorsque le débit augmente. Les amplitudes sont donc faibles lorsque le débit amont augmente (tableau 3-15). La figure 3-46 montre le creusement de la surface libre du DO A.

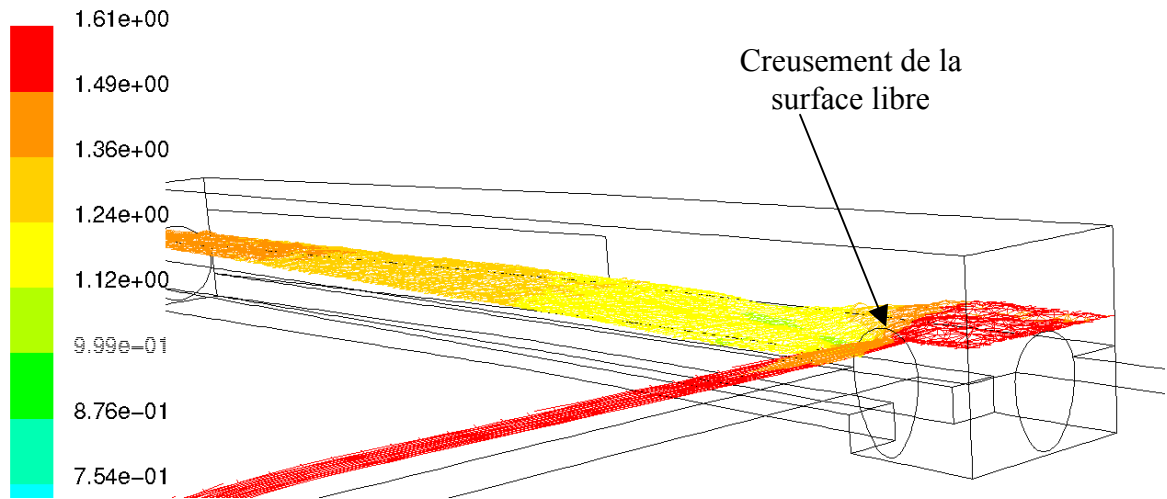


Figure 3-46 : Surface libre du DO A ($Q = 5 \text{ m}^3/\text{s}$)

Q (m3/s)	h1 (m)	h2 (m)	h3 (m)	Qdeversé simulation (m3/s)	Qdev-calculé (m3/s)	Erreur
0.9	0.03	0.01	0.02	0.15	0.14	7%
2	0.09	0.08	0.10	1.04	0.97	7%
3	0.12	0.13	0.16	1.85	1.87	1%
4	0.14	0.17	0.21	2.67	2.72	2%
5	0.15	0.2	0.25	3.46	3.47	0.3%
6	0.16	0.22	0.29	4.30	4.26	1%

Tableau 3-15 : Différences entre débits déversés simulés et calculés pour le DO A

La relation mathématique qui lie le débit aux hauteurs d'eau mesurées est optimisée grâce à la minimisation de la somme des carrés des différences entre les valeurs simulées et calculées.

d. DOC

De la même façon, nous obtenons la relation mathématique de déversement suivante pour le DO C :

$$Q_{\text{déversé}_{\text{DOC}}} = 18.458 \times h_1^{6.05} + 1.432 \times h_2^{0.558} + 20.748 \times h_3^{1.873}$$

Q (m3/s)	h1 (m)	h2 (m)	h3 (m)	Qdeversé simulation (m3/s)	Qdev-calculé (m3/s)	Erreur
1.5	0.05	0.04	0.03	0.274	0.267	3%
2	0.14	0.12	0.13	0.880	0.893	1%
2.5	0.19	0.17	0.18	1.366	1.369	0%
3	0.21	0.19	0.21	1.677	1.684	0%
3.5	0.23	0.24	0.25	2.236	2.194	2%
4	0.25	0.27	0.28	2.580	2.606	1%

Tableau 3-16 : Différences entre débits déversés simulés et calculés pour le DO C

e. DO E

De même, nous obtenons le modèle mathématique de déversement suivant pour le DO E :

$$Q_{\text{déversé}_{\text{DOE}}} = -2.425 \times h_1^{1.5} + 9.89 \times h_2^{1.5} + 21.123 \times h_3^{1.5}$$

Qentrant (m3/s)	h1 (m)	h2 (m)	h3 (m)	Qdeversé simulation (m3/s)	Qdev-calculé (m3/s)	Erreur
2	0.13	0.15	0.11	1.247	1.232	1%
3	0.20	0.21	0.16	2.096	2.087	0%
4	0.24	0.26	0.18	2.677	2.639	1%
5	0.34	0.36	0.22	3.862	3.835	1%
6	0.34	0.39	0.25	4.426	4.568	3%
7	0.36	0.43	0.27	5.307	5.228	1%

Tableau 3-17 : Différences entre débits déversés simulés et calculés pour le DO E

f. DO M

En appliquant la même méthode que précédemment, nous obtenons la relation suivante pour le DO M :

$$Q_{\text{déversé}_{\text{DOM}}} = 53.984 \times h_1^{4.727} + 24.373 \times h_2^{1.557} - 0.002 \times h_3^{-3.464}$$

Q entrant (m3/s)	h1 (m)	h2 (m)	h3 (m)	Qdeversé simulation (m3/s)	Qdev-calculé (m3/s)	Erreur
0.6	0.09	0.14	0.18	0.341	0.297	13%
1	0.12	0.16	0.2	0.745	0.821	10%
4	0.21	0.3	0.34	3.73	3.681	1%
6	0.31	0.38	0.47	5.75	5.587	3%
8	0.36	0.47	0.62	7.776	7.944	2%
10	0.33	0.55	0.73	9.706	9.889	2%
12	0.37	0.6	0.86	11.675	11.491	2%

Tableau 3-18 : Différences entre débits déversés simulés et calculés pour le DO M

Le tableau suivant donne la répartition des débits déversés calculés pour chacun des termes de la formule :

a1.h1 ^{b1} (m3/s)	a2.h2 ^{b2} (m3/s)	a3.h3 ^{b3} (m3/s)	Qdéversé calculé (m3/s)
0.001	1.142	-0.846	0.297
0.002	1.406	-0.587	0.821
0.034	3.741	-0.093	3.681
0.213	5.405	-0.030	5.587
0.431	7.524	-0.012	7.944
0.286	9.610	-0.007	9.889
0.491	11.004	-0.004	11.491

Tableau 3-19 : Répartition des débits déversés calculés pour chaque terme de la « loi » (DO M)

Le deuxième terme est le terme principal de la formule. Il apporte la part la plus importante du débit calculé. Les deux autres termes permettent de minimiser les erreurs par rapport aux débits simulés. La puissance sur la hauteur h_2 n'est pas élevée (1.557), ce qui limite le risque de transmission d'erreur sur le débit déversé.

3.3.3. Limites de la validité des modèles mathématiques

Pour certains déversoirs, l'utilisation de trois capteurs est surabondante. L'utilisation de deux capteurs peut parfois suffire.

Enfin, la signification physique qui consiste à dire qu'un déversoir peut se représenter par l'association de trois seuils en série est parfois fautive puisqu'il existe des « lois » où les coefficients ont une valeur négative. La « loi » obtenue est une combinaison mathématique permettant d'approcher au mieux les résultats des simulations.

Toutefois, nous avons cherché à optimiser ces modèles mathématiques et à leur donner une signification physique en imposant des coefficients positifs et des puissances inférieures à 2 afin de minimiser les erreurs. A titre d'exemple, nous avons choisi le DO M. La relation obtenue est de la forme :

$$Q_{\text{déversé}_{\text{DOM}}} = 12.921 \times h_1^{1.757} + 24.863 \times h_2^{1.912}$$

Le tableau suivant nous donne les erreurs entre les débits déversés simulés et calculés avec cette formule :

Q entrant (m3/s)	Qdeversé simulation (m3/s)	Qdev- calculé (m3/s)	Erreur
0.6	0.341	0.767	125%
1	0.745	1.059	42%
4	3.73	3.319	11%
6	5.75	5.558	3%
8	7.776	8.014	3%
10	9.706	9.767	1%
12	11.675	11.612	1%

Tableau 3-20 : Erreurs sur les débits déversés simulés et calculés avec la « loi » pour le DO M

Les erreurs sur les débits faibles sont plus importantes que celles obtenues avec la relation initialement établie. Nous remarquons également que le troisième capteur n'est plus nécessaire. Par cet exemple, nous montrons que le modèle mathématique de déversement donnant les erreurs les plus faibles ne traduit pas nécessairement un phénomène physique et que ce modèle doit être considéré comme une formule mathématique optimisée.

Il faut prendre aussi en compte le fait que toutes ces modélisations aient été réalisées avec des conditions aux limites fixées. Par conséquent, si ces conditions aux limites sont modifiées par exemple, par des formations de dépôt, le rajout d'un seuil, l'augmentation du débit pompé au poste de refoulement, la fermeture d'une vanne, les modèles mathématiques ne sont plus, à priori, valables.

Il convient d'avoir au moins deux ultrasons et les positionner de telle sorte qu'il puisse mesurer la hauteur d'eau en période de temps sec. Ceci est intéressant pour l'exploitation du réseau car l'installation de deux sondes permet de suivre l'état d'un capteur par rapport à l'autre. Les dérives et les incohérences lors d'une mesure peuvent ainsi être détectées.

4. Conclusion

Un nouveau mode d'instrumentation de six déversoirs du réseau de Sélestat, soumis à l'autosurveillance, a pu être mis en place. Il permet de déterminer le débit déversé en mesurant plusieurs hauteurs d'eau dans le déversoir et en utilisant la modélisation 3D.

L'étude des conditions aux limites a fait l'objet d'une attention particulière.

Dans un premier temps, grâce aux modélisations des déversoirs de Sélestat et à l'étude sur le pilote, nous avons défini des emplacements des capteurs au niveau des déversoirs sur site.

Dans un second temps, nous avons élaboré les relations « hauteur(s)/débit » pour chaque ouvrage. Elles ont été calées à partir des résultats de la simulation numérique. L'aboutissement est qu'à partir de l'acquisition de hauteurs d'eau pour chaque déversoir de Sélestat, il sera possible d'en connaître le débit déversé.

Cette étude d'instrumentation par trois sondes ultrasons est très prometteuse car elle permet de calculer le débit déversé avec une bonne précision et tient compte du comportement variable de la ligne d'eau sur la crête. Une campagne de mesure est en cours de réalisation pour valider les modèles mathématiques de déversement établis.

Chapitre 4 : LE DEVERSOIR DE CLICHY

1. Contexte et objectifs

Le Syndicat Interdépartemental pour l'Assainissement de l'Agglomération Parisienne (SIAAP) développe un outil de gestion en temps réel et d'aide à la décision qui permettra, à terme, la maîtrise et l'orientation des flux interdépartementaux vers les différents ouvrages de stockage et de traitement ou vers le milieu naturel. L'un des objectifs à long terme du projet de gestion des flux est de limiter l'impact des rejets de temps de pluie sur le milieu récepteur.

Dans ce contexte, l'Institut de Recherche Hydrologique (IRH) a été mandaté par le SIAAP pour une étude comportant un volet « diagnostic des déversoirs d'orage ». Compte tenu de la géométrie clairement tridimensionnelle du déversoir de Clichy (Hauts de Seine - 92) et donc du comportement hydrodynamique qui lui est associé, l'IRH a confié à l'ENGEES l'étude de cet ouvrage. En effet, la modélisation 1D ne permet pas d'apporter une solution sans passer par une phase de calage. Ce calage demanderait une campagne de mesures nécessitant la connaissance du profil de la ligne d'eau sur le déversoir et surtout de la mesure du débit déversé.

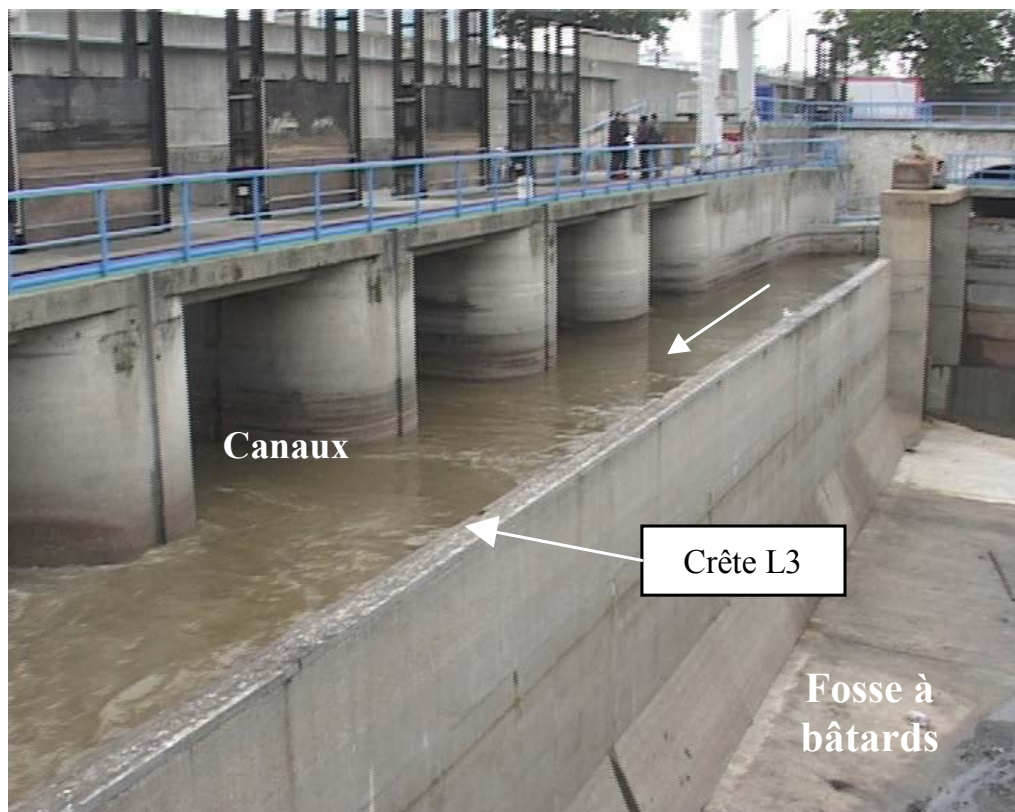


Figure 3-47 : Une vue du déversoir de Clichy

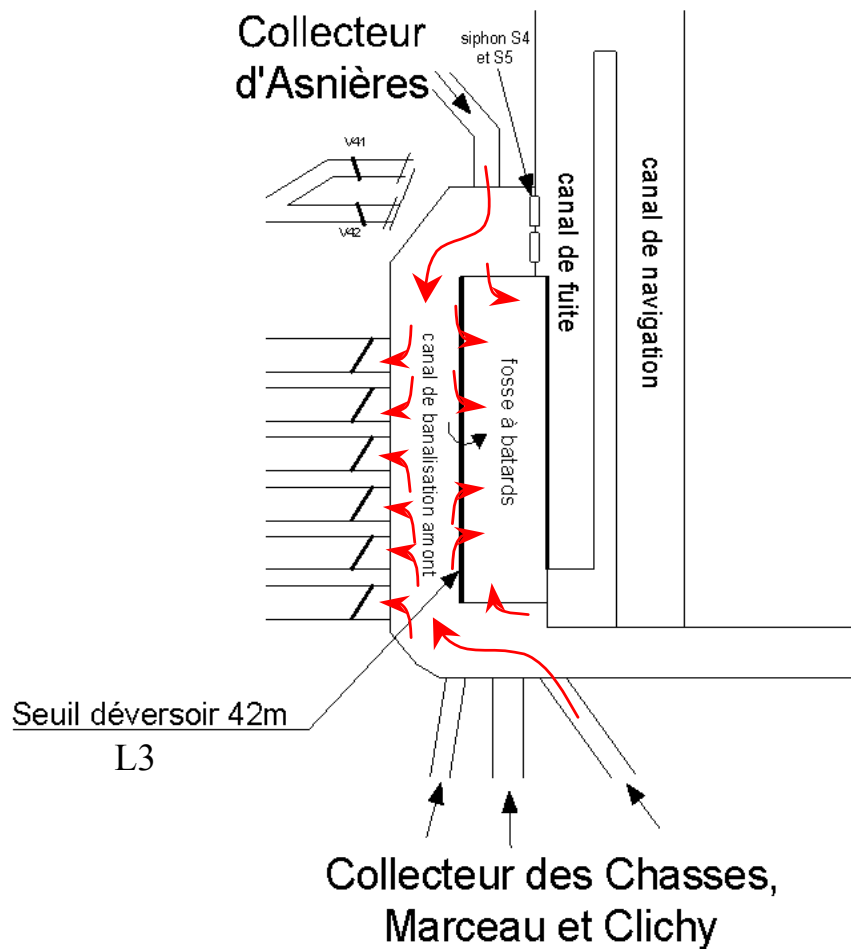


Figure 3-48 : Comportement 3D du déversoir de Clichy

L'objectif est, dans un premier temps, de déterminer l'incertitude sur la mesure du débit déversé compte tenu du mode d'instrumentation actuellement utilisé et des relations permettant le calcul de ce débit. Dans un deuxième temps, le but est de diminuer cette incertitude en proposant des améliorations au niveau de l'instrumentation et du choix de la relation de transformation hauteur(s) mesurée(s)/débit déversé.

Étant donné la complexité de l'ouvrage, une approche tridimensionnelle des écoulements est nécessaire afin de caractériser le comportement hydrodynamique de ce déversoir d'orage. Les résultats attendus au niveau de la modélisation 3D permettant de satisfaire les deux objectifs précédemment cités sont :

- ◆ un profil de la surface libre au niveau des déversements,
- ◆ une estimation des champs de vitesse ainsi qu'une estimation de l'évolution des débits déversés le long de la crête déversante.

Les calculs seront effectués en fonction des modes de régulation actuels de l'usine de Clichy que nous détaillerons dans les paragraphes suivants.

2. Description et fonctionnement général des installations de l'usine de Clichy

2.1. Les missions

L'usine de Clichy reçoit plus de 60 % des effluents provenant des égouts de la ville de Paris, soit près d'un million de mètres cubes d'eaux usées par jour. Elle effectue un prétraitement de l'effluent et le renvoie par trois émissaires vers les deux stations de traitement du SIAAP, Achères et Colombes. Par ailleurs, elle assure l'évacuation des eaux vers la Seine lors d'événements pluvieux importants ainsi que la protection de Paris contre les crues.

2.2. Arrivée des eaux

Les eaux arrivent par les collecteurs de Clichy, de Marceau, des Chasses et d'Asnières. D'autres eaux peuvent arriver, en provenance de l'émissaire Nord-Est, par la galerie double qui peut fonctionner aussi dans le sens des départs. L'eau provenant des quatre premiers collecteurs débouche sur un canal de mélange, dit de « banalisation amont ». L'effluent transite ensuite par les six canaux de dégrillage, par un canal de banalisation intermédiaire, par cinq bassins de dessablage et par un canal de banalisation aval.

L'eau issue de l'émissaire Nord-Est, après avoir parcouru un siphon situé sous une partie des installations, se retrouve dans le canal de banalisation aval via la bêche d'aspiration. Cette eau, non prétraitée, se retrouve avec le reste de l'effluent traité avant introduction dans les émissaires de départ. L'arrivée des eaux par le Nord-Est est épisodique dans le fonctionnement de l'usine de Clichy.

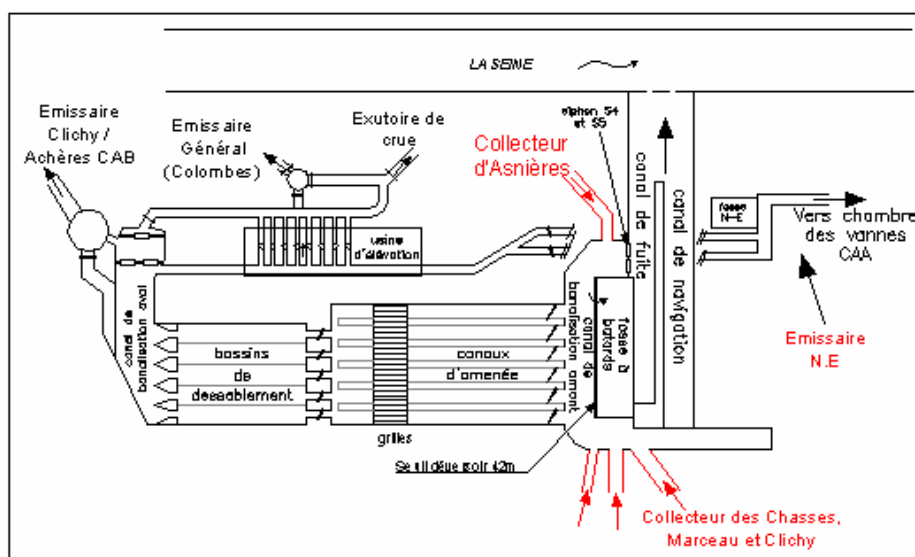


Figure 3-49 : Schéma de l'usine de Clichy – Collecteurs d'arrivée

2.3. Départ des eaux

Le départ des eaux, à des fins de traitement, est assuré par trois émissaires :

- l'émissaire général,
- le Clichy-Achères via Bezons dit « C.A.B. »,
- le Clichy-Achères via Argenteuil dit « C.A.A. ».

La station permet d'évacuer vers le traitement un débit maximal de 22 m³/s.

Le déversement en Seine est assuré, quant à lui, par deux canaux (un canal dit « de fuite » et un dit « de navigation ») et un exutoire de crue. Des ouvrages de régulation (siphons, seuils et pompages) permettent le rejet des eaux vers ces canaux de sortie en fonction des hauteurs d'eau dans la Seine.

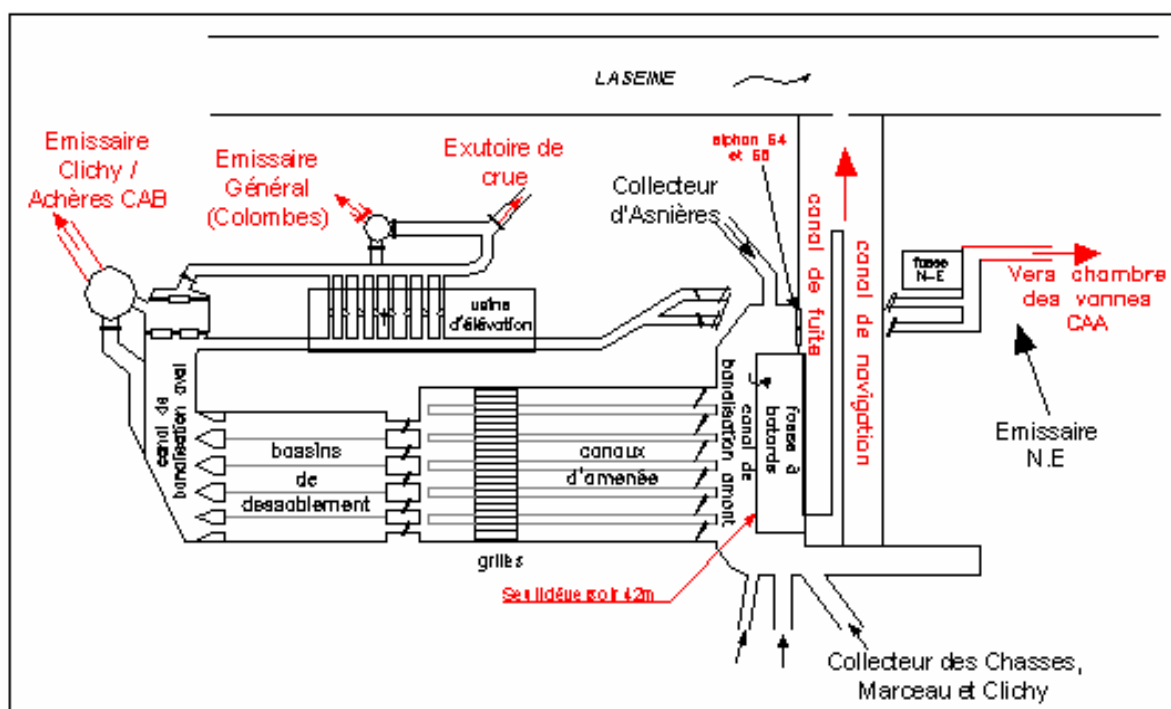


Figure 3-50 : Schéma de l'usine de Clichy – Collecteurs de départ

3. Modélisation du déversoir

3.1. Géométrie des canalisations d'alimentation et du déversoir

3.1.1. Géométrie des canalisations d'alimentation

Les collecteurs d'arrivée sont de type « collecteur à bateaux », comme l'indique la figure suivante.

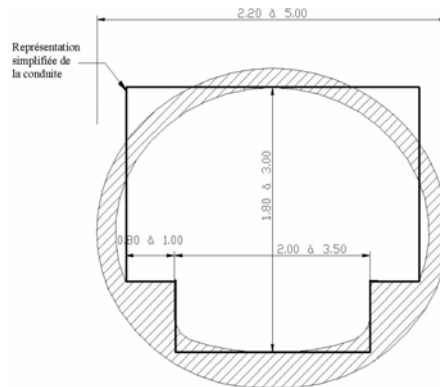


Figure 3-51 : Exemple de collecteur type à bateau

La pente de ces canaux a été estimée entre 20 et 80 cm/km avec 0,5 m/km pour la pente moyenne des collecteurs parisiens (données SIAAP). Compte tenu de la pente des collecteurs arrivant dans le déversoir, le régime d'écoulement des eaux dans ces conduites est forcément fluvial. Par conséquent, le point de contrôle de l'écoulement est au niveau du déversoir. Il n'est donc pas nécessaire de modéliser exactement la forme des collecteurs et surtout de rechercher la hauteur d'eau à l'amont dans ces conduites puisque celle-ci dépend exclusivement du déversoir.

Pour représenter la section droite des collecteurs d'arrivée (figure 3-51), nous avons retenu une forme rectangulaire avec des banquettes latérales.

3.1.2. Géométrie du déversoir

La modélisation de la partie aval de l'ouvrage (décanteurs, bassin de banalisation aval, station de pompage, ...) n'influence pas l'hydrodynamique de la partie déversante au niveau du seuil de 42 m. En fait, lors des déversements sur ce seuil, la hauteur d'eau dans le canal de banalisation aval est imposée par la charge au niveau du canal de banalisation amont, compte tenu de la limitation de débit de 22 m³/s envoyé vers le traitement et du régime d'écoulement torrentiel dans les canaux d'amenée (pilotage de la hauteur d'eau par l'amont).

Par conséquent, toute la partie aval de l'ouvrage a été remplacée par un bassin unique dans lequel on effectue un pompage constant égal au débit maximal admissible par le traitement situé en aval de l'usine de Clichy, à savoir 22 m³/s. La figure suivante représente la géométrie de l'ouvrage modélisé en 3D.

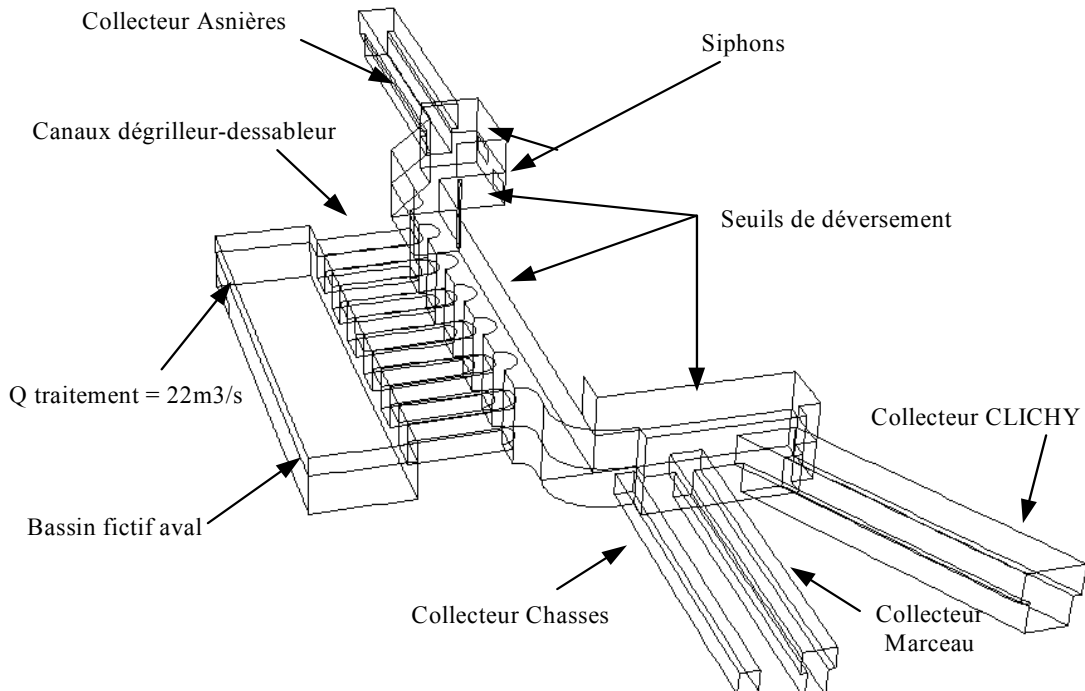


Figure 3-52 : Géométrie du déversoir de Clichy

3.2. Maillage

Le maillage a été réalisé avec des éléments hexaédriques. Il est plus dense au niveau du déversoir que dans les conduites d'alimentation. Le nombre de cellules est proche de 200 000. La figure suivante représente le maillage.

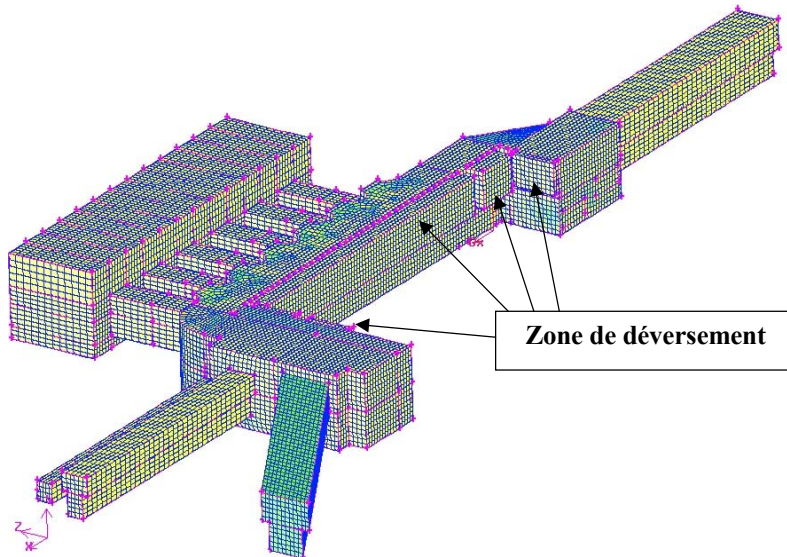


Figure 3-53 : Maillage du déversoir de Clichy.

3.3. Conditions aux limites et initiales

Le régime d'écoulement dans les conduites d'arrivée est fluvial. Il n'est donc pas nécessaire d'être précis sur la position de la hauteur d'eau à l'amont puisque le point de contrôle est à l'aval, à savoir au niveau du déversoir.

Nous imposons également une vitesse à la sortie à travers une section donnée pour signifier une station de pompage (cas des siphons et du débit dirigé vers la station).

La répartition des débits d'arrivée dans chaque conduite a été réalisée en fonction de la géométrie des canaux et de la capacité d'évacuation au régime permanent et uniforme. Cette hypothèse correspond au cas le plus défavorable. Bien entendu, il peut être envisagé un débit de pluie dans certaines conduites et pas dans d'autres.

Au niveau des parois, la rugosité standard de Strickler utilisée est de 70 sachant qu'en assainissement la rugosité varie généralement entre 60 et 75.

	Collecteur Asnières	Collecteur Clichy	Collecteur Marceau	Collecteur Chasses
Débit Pleine section (m ³ /s)	42	80	19	15
% de répartition du débit	27 %	51 %	12 %	10 %

Tableau 3-21 : Répartition des débits d'entrée dans le DO de Fontainebleau

Le débit maximal d'évacuation des siphons est de 32.3 m³/s. Le débit maximal admissible par le traitement situé en aval de l'usine de Clichy est de 22 m³/s. Il faut donc un débit minimal de 54.3 m³/s en entrée de l'ouvrage pour qu'il commence à déverser.

Les débits minimal et maximal de la simulation sont respectivement de 54.3 m³/s et 200m³/s. Les simulations ont donc été réalisées avec des débits totaux entrant de 70 m³/s, 90 m³/s, 120 m³/s, 150 m³/s et 200 m³/s.

Nous avons envisagé différents cas de figures pour la simulation de l'écoulement des eaux. La simulation a été réalisée avec cinq conditions aux limites différentes concernant la hauteur dans la fosse à bâtards principale, afin de modéliser les différentes périodes (basses eaux et hautes eaux). Ces cinq conditions aux limites correspondent aux modes de fonctionnement de l'usine de Clichy. Elles décrivent donc le mode de gestion de l'ouvrage en fonction de la sollicitation (événement pluvieux) décrit dans le manuel d'autosurveillance de l'usine.

	Basses eaux	Hautes eaux			
	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4	Cas 5
Hauteur d'eau dans la fosse à bâtards	Bassin vide	Niveau d'eau = niveau seuil = 25.75 m	Niveau seuil + 0.60 m = 26.35 m	Niveau seuil + 1.20 m = 26.95 m	Niveau période de crue = 27.33 m

Tableau 3-22 : Configurations envisagées pour les simulations du déversoir

Le schéma suivant récapitule les différentes conditions initiales considérées :

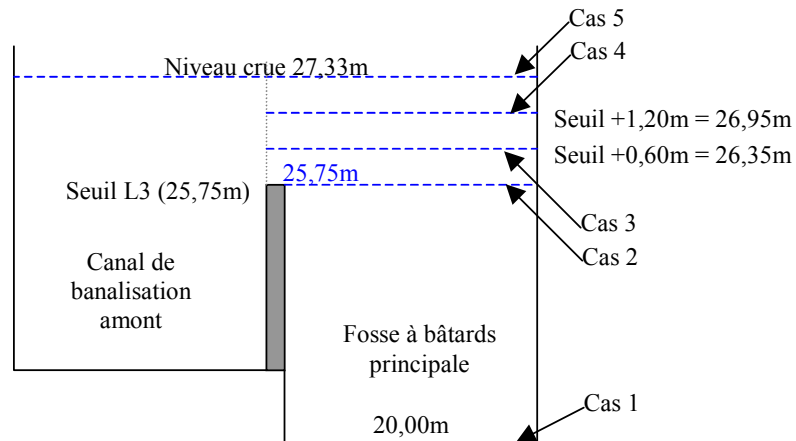


Figure 3-54 : Schéma des conditions initiales

4. Traitement des résultats de simulation

4.1. Cas n°1 : Basses eaux

4.1.1. Évolutions de la surface libre et des tirants d'eau

Dans ce cas, la fosse à bâtards est vide. Elle n'est donc pas représentée dans le maillage. La simulation a été réalisée avec les cinq débits caractéristiques suivants : $Q_1=70 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_2=90 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_3=120 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_4=150 \text{ m}^3/\text{s}$ et $Q_5=200 \text{ m}^3/\text{s}$. La figure ci-dessous nous montre la forme de la surface libre.

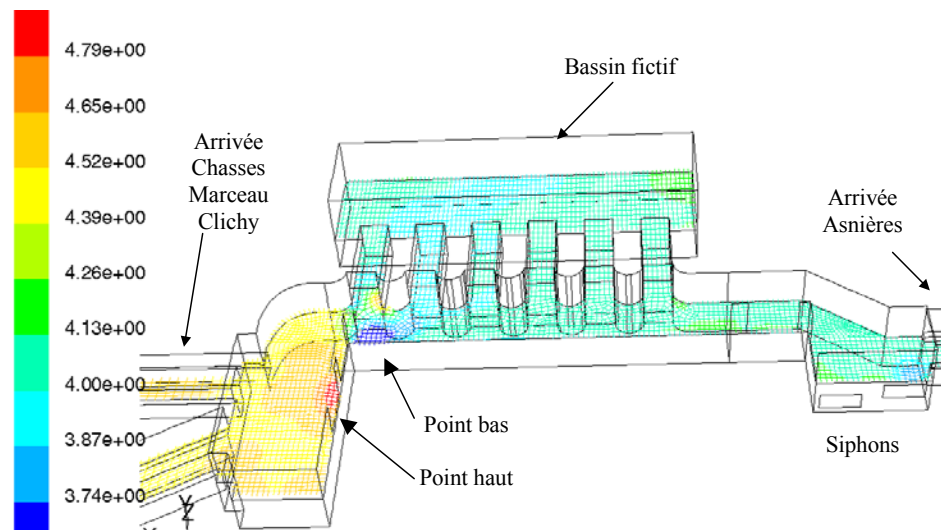


Figure 3-55 : Évolution de la hauteur de la surface libre dans le déversoir – $Q=70 \text{ m}^3/\text{s}$ (cas n°1)

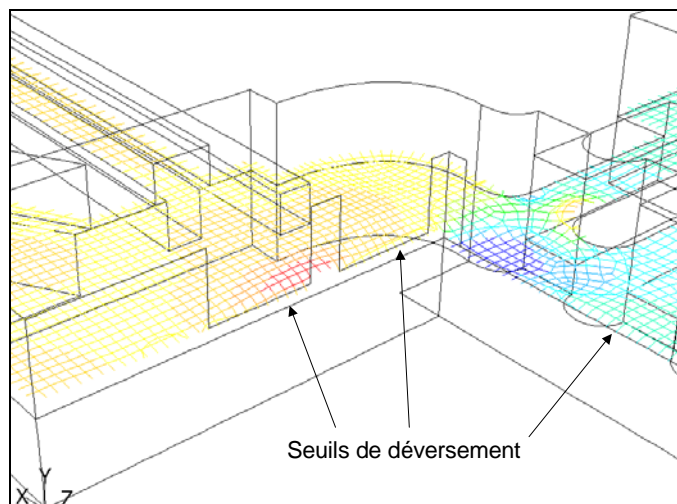


Figure 3-56 : Évolution de la hauteur de la surface libre – Arrivée Clichy, Marceau et Chasses – $Q = 70 \text{ m}^3/\text{s}$ (cas n°1)

On observe une variation importante du tirant d'eau à l'entrée du déversoir (côté de l'entrée « Clichy »), qui s'accroît quand le débit augmente. Il n'y a pas de déversement sur

le seuil L3 à ce niveau sur les 5 premiers mètres. Le débit déversé sur le seuil de 5 mètres côté « Asnières » est très faible, voire nul dans le cas d'un débit total entrant inférieur à $90 \text{ m}^3/\text{s}$.

Dans le reste du déversoir, le niveau de l'eau est relativement constant, à savoir légèrement au dessus de la cote du seuil (25.75 m). Le collecteur de Chasses est en charge dans tous les cas. Le collecteur d'arrivée de Marceau est en charge à partir d'un débit de $150 \text{ m}^3/\text{s}$.

La figure suivante montre les trois axes choisis (les axes «Clichy», «Asnières» et «42 m») pour la représentation des tirants d'eau.

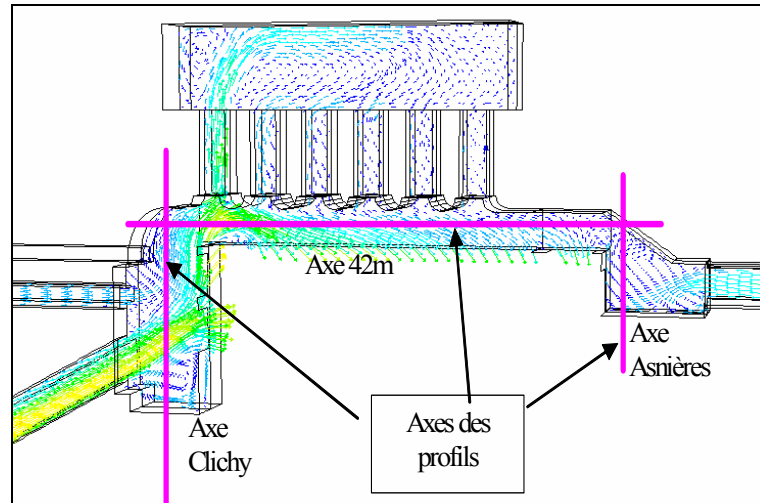


Figure 3-57 : Positionnement des axes des profils en long

Les figures suivantes représentent la superposition des lignes d'eau pour les différents débits simulés.

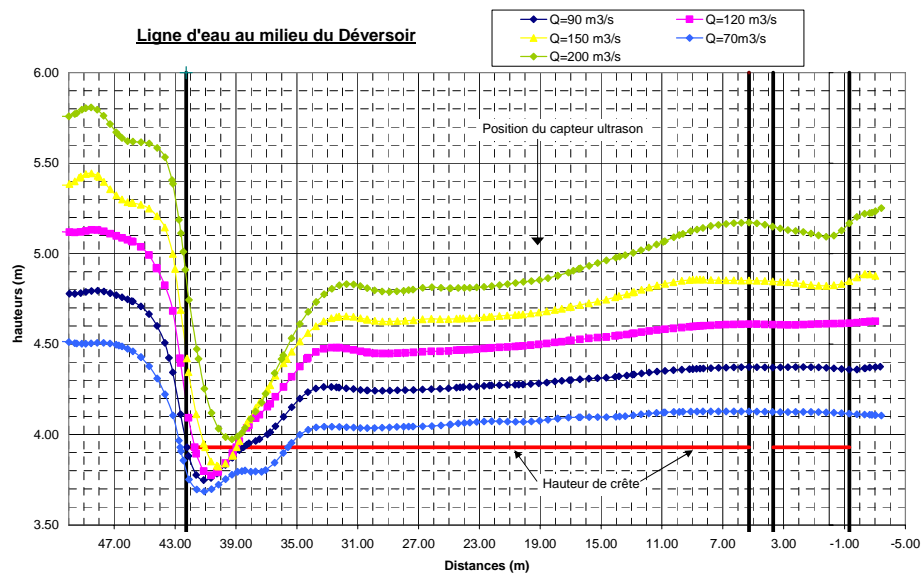


Figure 3-58 : Ligne d'eau en fonction du débit pour l'axe «42 m» (cas n°1)

La hauteur d'eau augmente avec le débit sur une grande longueur du déversoir sauf entre 39 m et 43 m. De plus, entre 33 m et 39 m, on constate une grande variation de la pente de la

surface libre. La conséquence au niveau de l'instrumentation est qu'une faible erreur de positionnement latéral engendre de grandes erreurs sur le tirant d'eau. Cette zone est donc difficilement instrumentable par des capteurs de hauteur d'eau.

Remarque : Le capteur de hauteur d'eau actuellement en position sur le canal de banalisation amont se situe autour des 19 m. Il est en dehors de la zone critique définie précédemment.

La superposition des lignes d'eau pour l'axe Clichy est représentée sur la figure suivante.

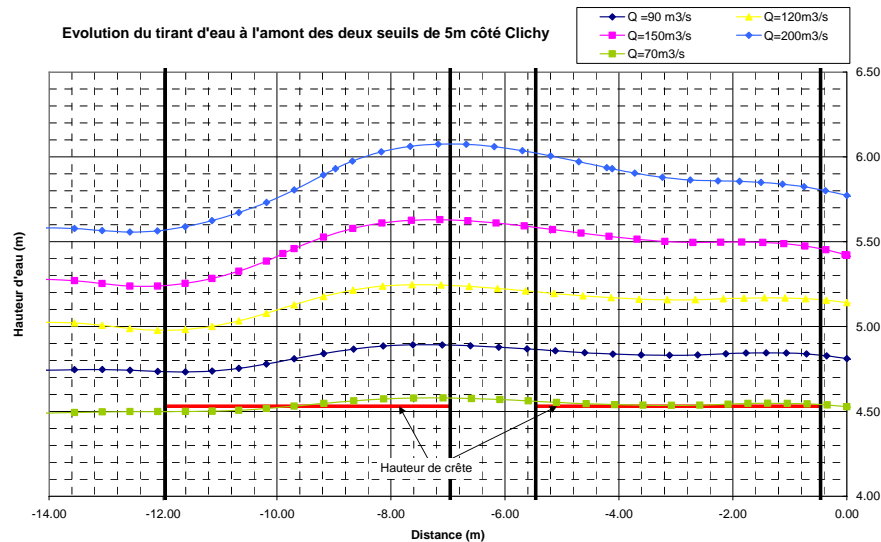


Figure 3-59 : Ligne d'eau en fonction du débit pour l'axe Clichy (cas n°1)

Il existe un déversement à partir d'un débit de 70 m³/s. On remarque également que l'évolution de la ligne d'eau n'est pas uniforme et qu'elle admet un maximum entre les deux crêtes déversantes.

4.1.2. Évolution du champ de vitesse

Les figures suivantes représentent le champ de vitesse et les lignes de courant au niveau de la surface libre. On observe bien une augmentation de la vitesse au niveau de la chute à l'entrée du déversoir (côté Clichy). Une part importante des eaux provenant du collecteur d'Asnières est « aspirée » par les siphons S4 et S5.

Les eaux dirigées vers le bassin aval transitent essentiellement par les deux canaux extérieurs. La vitesse dans les deux canaux les plus au centre de l'ouvrage est très faible et dans certains cas, elle s'inverse. Cette inversion du sens des vecteurs vitesse au niveau de la surface libre pourrait provenir du traitement de la condition à la limite aval, c'est à dire la substitution de tout le système aval par un bassin fictif avec pompage. Il serait tout de même intéressant de comparer les valeurs de vitesse avec celles disponibles par les cordes de vitesses dans les canaux de décantation.

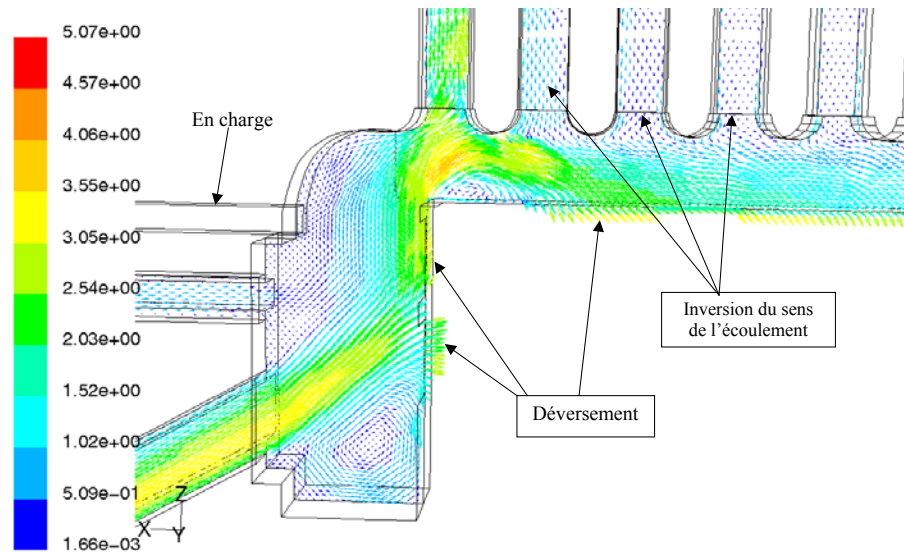


Figure 3-60 : Évolution du champ de vitesse au niveau de la surface libre – Vue de dessus - $Q = 70 \text{ m}^3/\text{s}$ - côté Clichy (cas n°1)

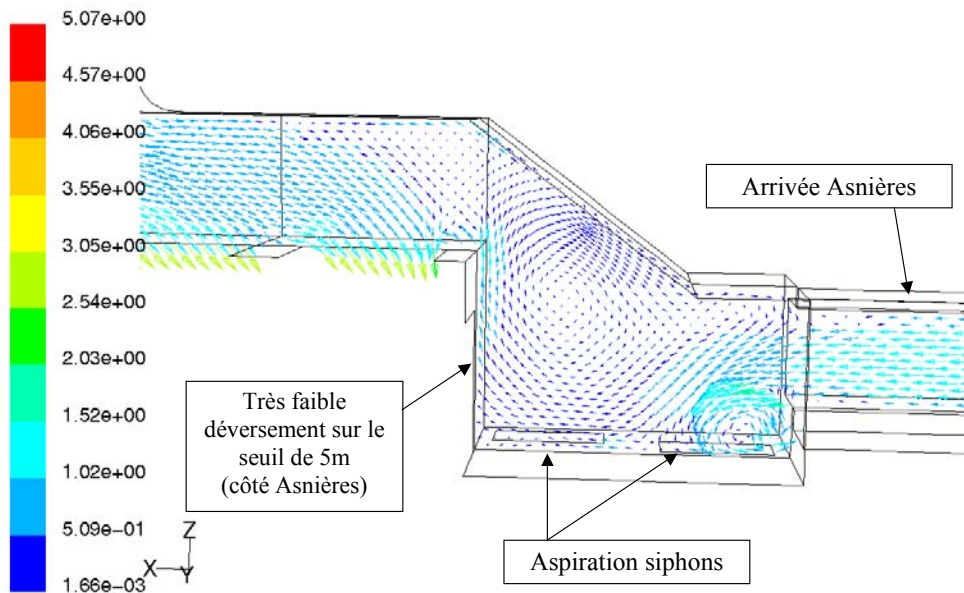


Figure 3-61 : Évolution du champ de vitesse au niveau de la surface libre – Vue de dessus - $Q = 70 \text{ m}^3/\text{s}$ - côté Asnières (cas n°1)

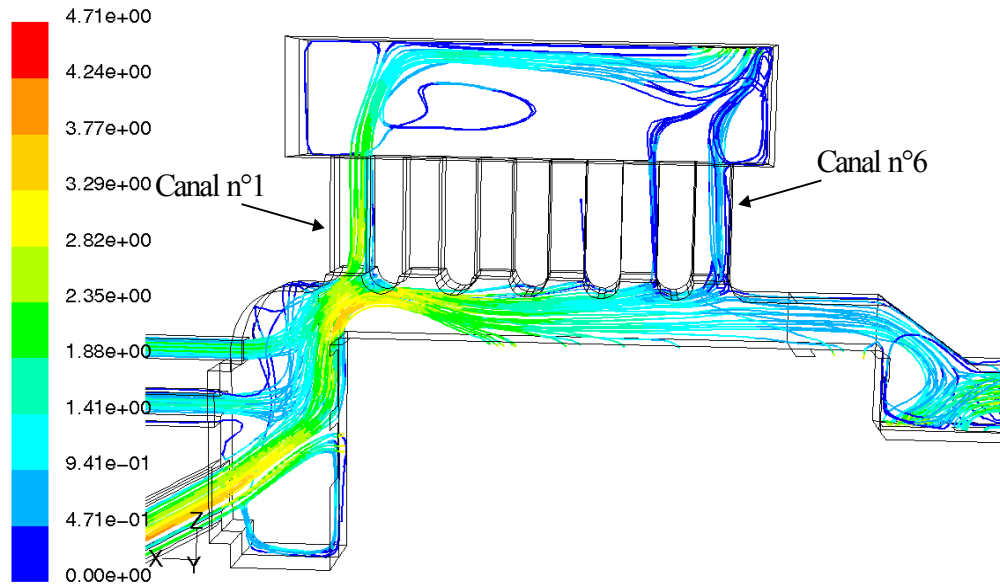


Figure 3-62 : Évolution des lignes de courant pour $Q = 70 \text{ m}^3/\text{s}$ - Vue de dessus (cas n°1)

4.1.3. Débits

Le tableau suivant représente les débits dans chaque collecteur d'entrée ainsi que les débits évacués vers la station de traitement, à travers les siphons et par les seuils.

Q entrant					Q sortant					Ecart $Q_{\text{sortant}}/$ Q_{entrant} (en %)
Q_{total} entrant (m^3/s)	Q_{clichy} (m^3/s)	$Q_{\text{asnières}}$ (m^3/s)	Q_{marceau} (m^3/s)	Q_{chasses} (m^3/s)	Q_{step} (m^3/s)	Q_{siphons} S4&S5 (m^3/s)	$Q_{\text{Déversoir}}$ L3 (m^3/s)	$Q_{\text{Déversoir}}$ 3×5m (m^3/s)	Q_{total} sortant (m^3/s)	
89	45.5	22.9	11.0	9.6	22	32.3	24.6	10.4	89.3	1.0
118.2	62.1	31.9	14.2	10.0	22	32.3	42.3	22.7	119.3	1.0
151.6	71.9	40.0	21.6	18.1	22	32.3	63	36	153.3	1.0

Tableau 3-23 : Répartition des débits entrants et sortants dans le DO de Clichy (cas n°1)

La différence entre la somme des débits entrants et la somme des débits sortants est faible (de l'ordre de 1 %). Ce résultat confirme la convergence des calculs réalisés.

Les figures précédentes représentant les lignes de courant et le champ de vitesse (figures : 3-60, 3-61 et 3-62) montrent que l'écoulement dans les canaux vers le bassin aval ne se répartit pas uniformément dans chaque canal. Le tableau suivant nous indique les débits transitant dans les canaux pour les cinq débits totaux entrant simulés. Le canal n°1 est celui situé du côté de l'arrivée « Clichy ».

Canal	Q=70 m ³ /s	Q=90 m ³ /s	Q=120 m ³ /s	Q=150 m ³ /s	Q=200 m ³ /s
1 (côté Clichy)	15.6	17.9	21.3	23.5	27.3
2	-3.5	-4.1	-5	-5.3	-6.1
3	-0.3	-1.1	-1.9	-2,9	-3.7
4	2.3	1.3	0.1	-1.2	-2.5
5	3.1	2.8	2	0.6	-0.7
6 (côté Asnières)	4.4	5.1	5.4	6.9	7.2

Tableau 3-24 : Répartition de débits transitant dans les 6 canaux à l'aval du DO de Clichy (cas n°1)

L'eau s'écoule essentiellement à travers les canaux 1 et 6, à savoir les deux canaux situés sur l'extérieur. On observe bien un écoulement inversé dans les canaux 2 et 3.

Le tableau 3-25 nous donne la répartition des débits déversés en fonction des différents seuils :

Q entrant total (m3/s)	Q déversé Seuil L3 (m3/s)	Q déversé Clichy (m3/s)	Q déversé Marceau (m3/s)	Q déversé Asnières (m3/s)	Q total déversé (m3/s)	Part Qdéversé / Qentrant (%)
70	12	2,7	1	0	15,7	22%
90	24,4	7,6	2,8	0	34,8	39%
120	41,9	15,1	6	1,6	64,6	54%
150	61,9	21,6	10,4	4	97,9	65%
200	87,9	31,4	17,5	9,3	146,1	73%
Moyenne Qdév / Qtot dév	67%	21%	9%	3%	100%	

Tableau 3-25 : Répartition des débits déversés en fonction de chaque seuil (cas n°1)

Le débit déversé par les deux seuils de 5 m côté « Clichy » représente 30 % du débit total déversé. Le seuil de 5 m côté « Asnières » déverse peu, environ 3 % du débit total déversé. Par conséquent, les détails sur ce seuil ne seront pas donnés dans cette étude.

La figure 3-63 montre l'évolution du débit déversé par unité de longueur dans le déversoir de 42 m.

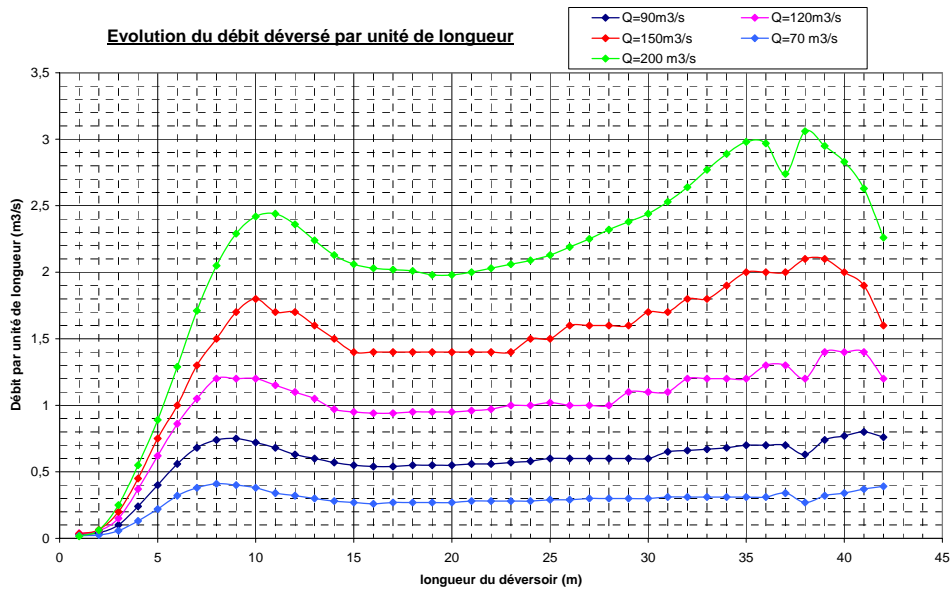


Figure 3-63 : Évolution du débit déversé sur le seuil de 42 m par unité de longueur (cas n°1)

Dans la zone centrale le débit déversé est constant. Dans cette partie, le déversoir agit comme un seuil déversant classique. Par contre, dans la zone entre 5 et 15 m, on distingue une évolution rapide du débit, et surtout un débit déversé important dans la zone où la hauteur d'eau est la plus faible. Il faudra donc certainement modifier les coefficients des formules classiques qui supposent une uniformité du débit déversé le long de la crête.

4.2. Cas n°2 : Hautes eaux

Dans ce cas, l'eau dans la fosse à bâtards a atteint le niveau du seuil L3.

4.2.1. Évolution des hauteurs d'eau

La simulation a été réalisée avec la fosse à bâtards remplie au début de la simulation. L'étude de ce cas nous permet d'observer l'influence du niveau d'eau dans la fosse à bâtards sur les déversements. La figure ci-dessous nous montre la surface libre pour un débit total d'entrée de $120 \text{ m}^3/\text{s}$.

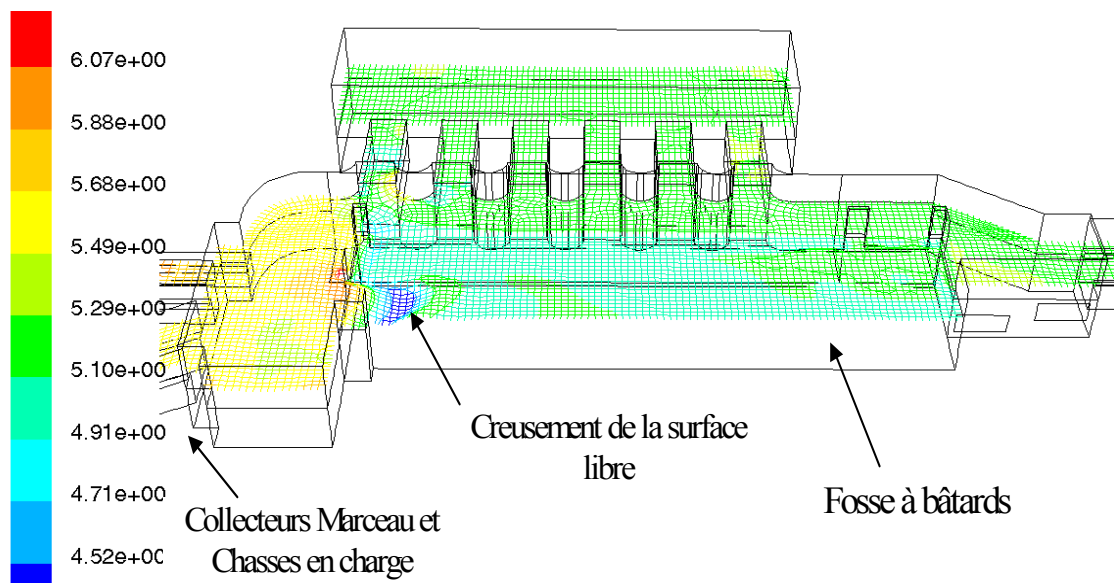


Figure 3-64 : Évolution de la hauteur de la surface libre pour $Q = 120 \text{ m}^3/\text{s}$ (cas n°2)

Les collecteurs d'arrivée « Marceau » et « Chasses » sont en charge. La chute au niveau de l'entrée dans le déversoir est plus faible que dans le cas n°1.

Les profils en long suivants représentent la superposition des lignes d'eau pour les différents débits simulés.

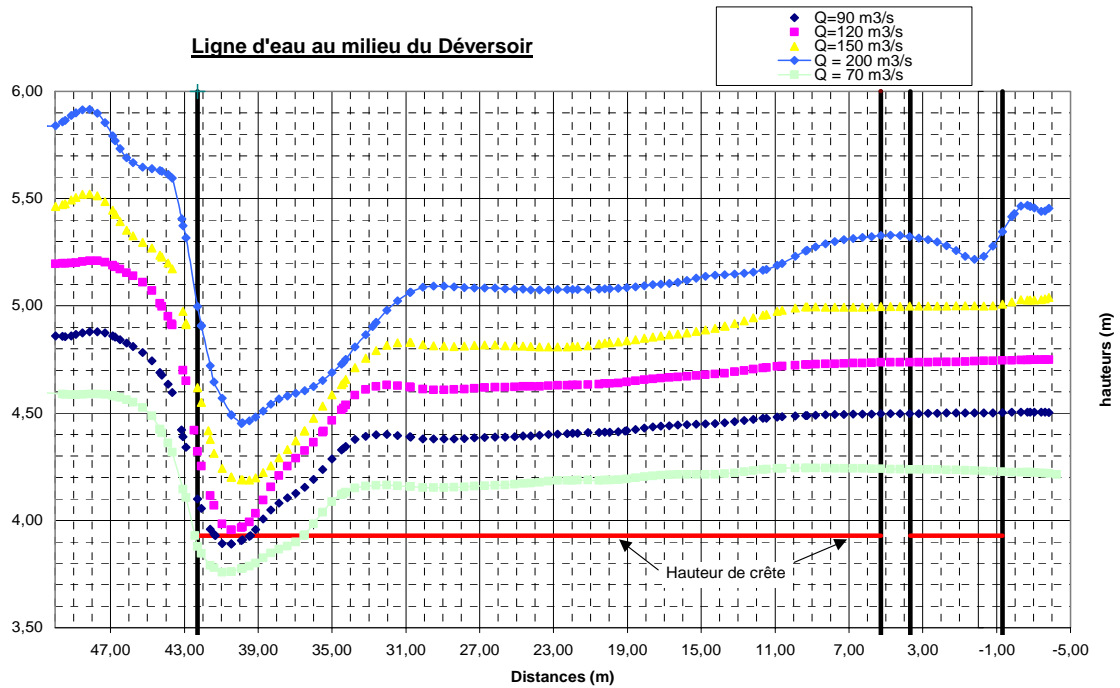


Figure 3-65 : Évolution de la ligne d'eau en fonction du débit pour l'axe 42 m (cas n°2)

La forme de la ligne d'eau reste sensiblement la même que dans le cas n°1. On note cependant une élévation des hauteurs d'eau pour chaque débit et une chute à l'entrée du déversoir moins prononcée que dans le cas n°1. En effet, le fait de commencer à noyer le déversoir, engendre une uniformisation de la ligne d'eau le long de la crête déversante.

Les lignes d'eau sur l'axe « Clichy » montre globalement que les hauteurs d'eau sont légèrement plus importantes que dans le cas 1. On évalue la différence à 10 cm.

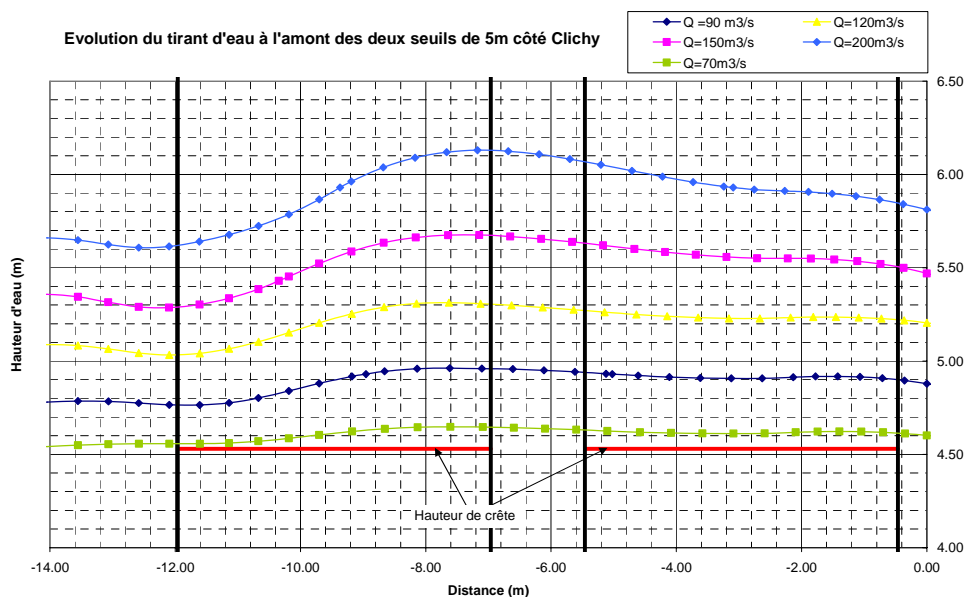


Figure 3-66 : Lignes d'eau en fonction du débit pour l'axe Clichy (cas n°2)

4.2.2. Évolution du champ de vitesse

Les schémas suivants montrent l'évolution du champ de vitesse dans l'ouvrage. Il y a un retour d'eau vers le déversoir, au dessus du seuil de 42 m, provenant du seuil Marceau. En effet, compte tenu de la proximité de ces deux seuils, de leur orientation favorable et du niveau d'eau dans la fosse, le retour d'eau peut être possible.

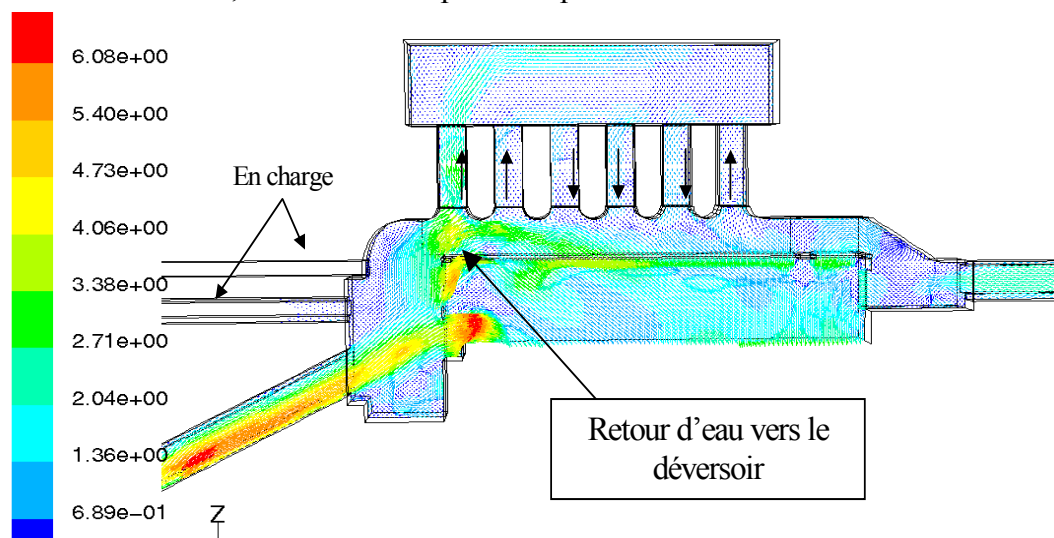


Figure 3-67 : Évolution du champ de vitesse pour $Q = 120 \text{ m}^3/\text{s}$ – Vue de dessus (cas n°2)

4.2.3. Débits

Le tableau suivant nous indique les débits transitant dans les 6 canaux d'amenée au bassin aval, et ce, pour les cinq débits totaux entrant simulés.

Canal	$Q=70\text{m}^3/\text{s}$	$Q=90\text{m}^3/\text{s}$	$Q=120\text{m}^3/\text{s}$	$Q=150\text{m}^3/\text{s}$	$Q=200\text{m}^3/\text{s}$
1 (côté Clichy)	15.3	17.4	20.7	22.6	25.6
2	-2.6	-2.8	-3.4	-3.6	-3.2
3	-1.1	-1.7	-2.5	-2.8	-3.4
4	1.8	0.7	-0.4	-1.6	-1.9
5	3.4	2.9	1.9	0.4	0.04
6 (côté Asnières)	4.8	5.3	5.3	6.3	4.3

Tableau 3-26 : Répartition de débits transitant dans les 6 canaux à l'aval du DO de Clichy (cas n°2)

L'eau s'écoule essentiellement à travers le canal 1 (côté Clichy) et 6 (côté Asnières), à savoir les deux canaux situés sur l'extérieur. Dans les canaux 2 et 3, le sens d'écoulement de l'eau est inversé pour tous les débits simulés.

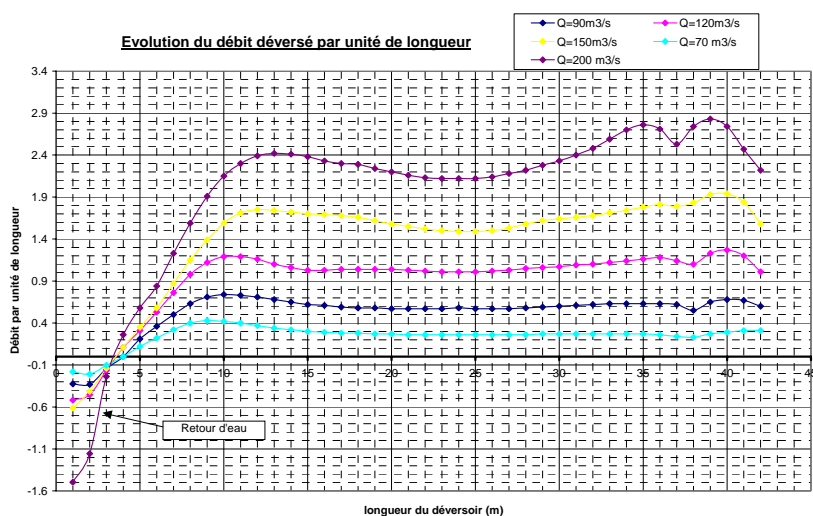
Le tableau suivant nous donne la répartition des débits déversés en fonction des différents seuils ainsi que la part du débit déversé par rapport au débit total entrant.

Q entrant total (m ³ /s)	Q déversé Seuil L3 (m ³ /s)	Q déversé Clichy (m ³ /s)	Q déversé Marceau (m ³ /s)	Q déversé Asnières (m ³ /s)	Q total déversé (m ³ /s)	Part Qdéversé / Qentrant
70	10,9	4	1,1	0	16	23%
90	22,8	9,8	3	0	35,6	40%
120	39,8	17,4	6,4	2,4	66	55%
150	59,6	24	11,2	5,4	100,2	67%
200	84,8	34,5	18,3	11,2	148,8	74%
Moyenne Qdév / Qtot dév	62%	25%	10%	3%	100%	

**Tableau 3-27 : Répartition des débits déversés en fonction de chaque seuil
(cas n°2 - DO Clichy)**

Le débit déversé par le seuil L3 représente 60 % du débit total déversé. Les deux seuils situés côté Clichy déversent 35 % du débit total, d'où l'importance de l'instrumentation de ces deux seuils afin de calculer de façon correcte les débits déversés. Les débits déversés par le seuil côté « Asnières » sont relativement faibles, à savoir de l'ordre de 3 % du débit total déversé.

De la même manière que pour le cas n°1, le débit déversé dans la zone centrale est constant (voir figure 3-68). Il n'y a toujours pas de déversement dans les 5 premiers mètres. Les débits sont négatifs, cela signifie qu'il y a un retour d'eau de la fosse vers le déversoir. Les figures précédentes du champ de vitesse confirment cette remarque. Entre 5 et 15 m, le débit déversé augmente de nouveau très rapidement. La zone instrumentable ne diffère pas de celle préconisée au cas n°1. Le graphique suivant montre l'évolution du débit déversé par unité de longueur sur le seuil de 42 m.



**Figure 3-68 : Évolution du débit déversé par unité de longueur sur le seuil L3
(cas n°2)**

4.3. Cas n°3 : Hautes eaux (+ 0.6 m au-dessus du seuil)

4.3.1. Évolution des hauteurs d'eau

Le seuil L3 (42 m) est entièrement noyé. Nous notons à nouveau une chute importante au niveau du déversement du seuil de Clichy.

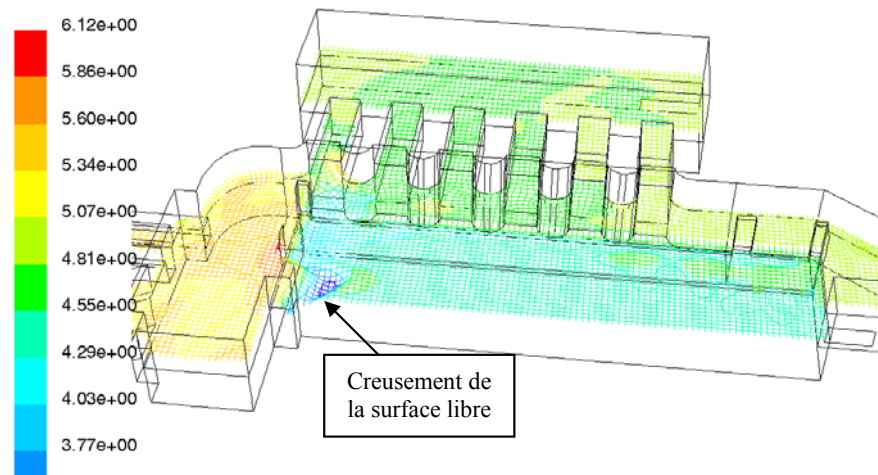


Figure 3-69 : Évolution de la hauteur de la surface libre pour $Q = 120 \text{ m}^3/\text{s}$ (cas n°3)

L'évolution du profil en long de la ligne d'eau est nettement moins variable que pour le cas 1 et 2. Le seuil est noyé et engendre une uniformisation de la ligne d'eau le long de la crête déversante. Les hauteurs d'eau sont légèrement plus importantes que dans le cas 2 avec une différence de 20 cm.

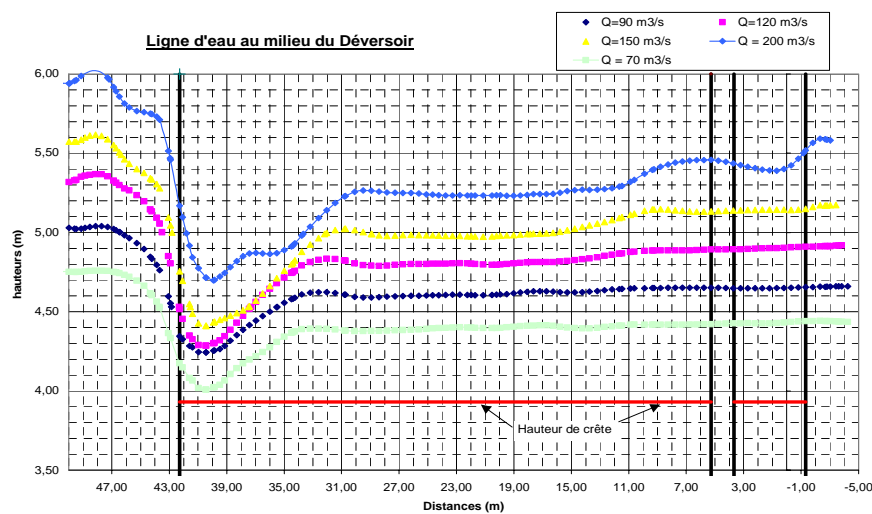


Figure 3-70 : Évolution de la ligne d'eau en fonction du débit pour l'axe 42 m (cas n°3)

4.3.2. Évolution du champ de vitesse

Comme dans le cas n°2, il y a un retour d'eau provenant du seuil « Marceau » vers le seuil L3 de 42 m. L'évolution du champ de vitesse et des lignes de courant sont sensiblement identiques au cas précédent.

4.3.3. Débits

L'eau s'écoule essentiellement à travers les canaux 1, 5 et 6. Cependant, les débits négatifs (écoulement en sens inverse : retour vers le déversoir) sont beaucoup plus faibles que dans les autres cas. La répartition des débits déversés en fonction des différents seuils est semblable aux cas précédents. Le débit déversé par le seuil L3 représente 60 % du débit total déversé. Les deux seuils situés côté Clichy déversent 35 % du débit total. Les débits déversés par le seuil côté « Asnières » sont relativement faibles, à savoir de l'ordre de 4 % du débit total déversé.

L'allure des courbes représentant l'évolution des débits déversés le long de la crête L3 pour les différents débits entrants simulés est la même que dans le cas n°2. Il y a un retour d'eau de la fosse à bâtards vers le déversoir sur les premiers mètres du seuil et le débit est relativement constant dans la zone centrale. La zone instrumentable préconisée dans les deux premiers cas est donc également valable pour le cas n°3.

4.4. Cas n°4 : Hautes eaux (+ 1.2m au-dessus du seuil)

4.4.1. Évolution des hauteurs d'eau

La variation de hauteur d'eau est moins nette dans l'ouvrage. Les niveaux dans le bassin aval, dans le déversoir et dans la fosse à bâtards sont sensiblement identiques. Les seuils sont totalement noyés. Cependant, on note une chute d'eau juste à l'aval du seuil « Clichy ». La surface libre dans le déversoir est beaucoup plus stable que précédemment.

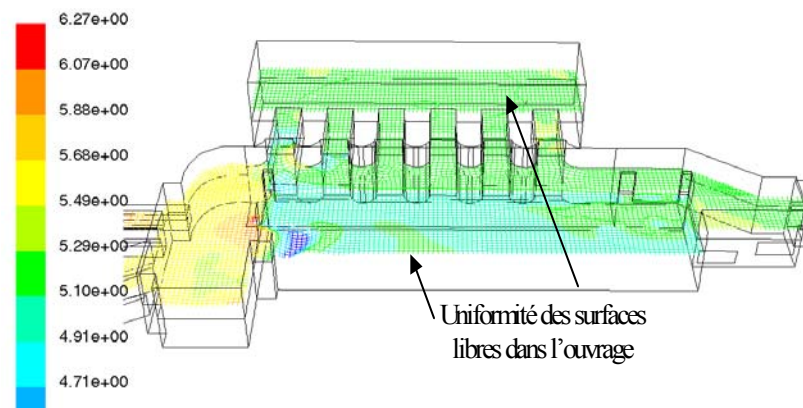


Figure 3-71 : Évolution de la hauteur de la surface libre pour $Q = 120 \text{ m}^3/\text{s}$ (cas 4)

Le niveau d'eau dans le déversoir a considérablement augmenté par rapport aux cas précédents. On note également une uniformisation de la ligne d'eau et une variation de

hauteur plus faible entre les différents débits simulés. La chute à l'entrée du déversoir est également moins importante que dans les cas précédents. La différence entre les cas 3 et 4 en terme de hauteur d'eau est de 30 à 50 cm.

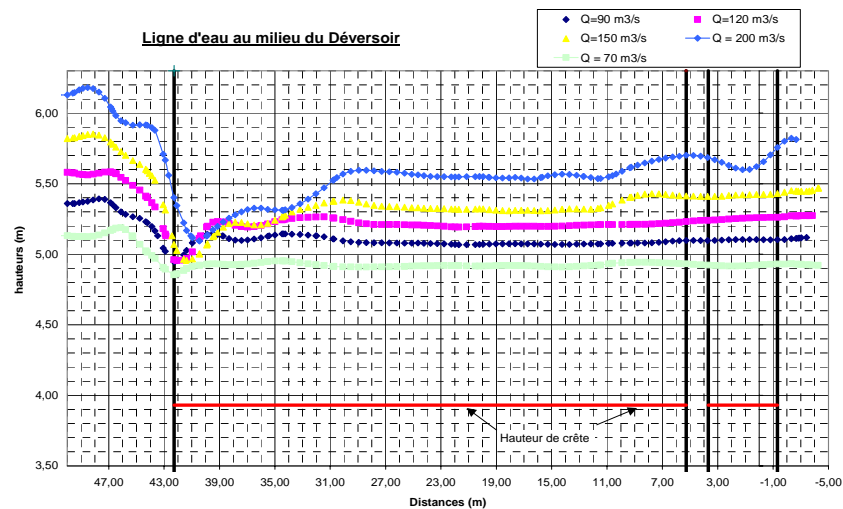


Figure 3-72 : Évolution de la ligne d'eau en fonction du débit pour l'axe 42 m (cas n°4)

4.4.2. Évolution du champ de vitesse

L'écoulement des eaux se fait essentiellement à travers le canal n°1. Dans les canaux n°2, 3 et 4, il n'y a pratiquement plus d'écoulement.

4.4.3. Débits

Le débit déversé par le seuil L3 représente 70 % du débit total déversé. Les deux seuils situés côté Clichy déversent 26 % du débit total. Les débits déversés par le seuil côté « Asnières » sont toujours relativement faibles, de l'ordre de 3 % du débit total déversé.

Sur les cinq premiers mètres, l'écoulement se fait en sens inverse ; le seuil « Marceau » déverse par dessus le seuil L3, situé plus bas de 0.6 m. L'eau est renvoyée vers le canal de banalisation amont. Aussi, le débit par unité de longueur pour la zone située entre 15 et 40 m est relativement constant.

4.5. Cas n°5 : Hautes eaux (+ 1.58m au-dessus du seuil)

Compte tenu des résultats obtenus dans le cas n°4, les simulations du cas n°5 n'ont pas été réalisées. Dans le cas n°4, le niveau de la surface libre est identique dans le bassin aval, le déversoir et la fosse à bâtards. La simulation de ce dernier cas n'apporterait pas de renseignements supplémentaires pour l'établissement des formules de déversement. Les niveaux d'eau dans tous les ouvrages seraient à peu près identiques et la variation de hauteur d'eau en fonction des débits déversés serait également très faible.

5. Différences et ajustement des formules de déversement

5.1. Cas n°1 : Basses eaux

5.1.1. Différences entre les débits déversés pour le déversoir de 42 m

Nous comparons les débits calculés en utilisant la relation du SIAAP à ceux obtenus à partir des résultats de simulations 3D. La relation utilisée par le SIAAP pour déterminer le débit déversé est la suivante :

$$Q = 0.41 \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{1.5}$$

Nous supposons que le capteur de hauteur d'eau est positionné comme indiqué sur la figure ci-dessous.

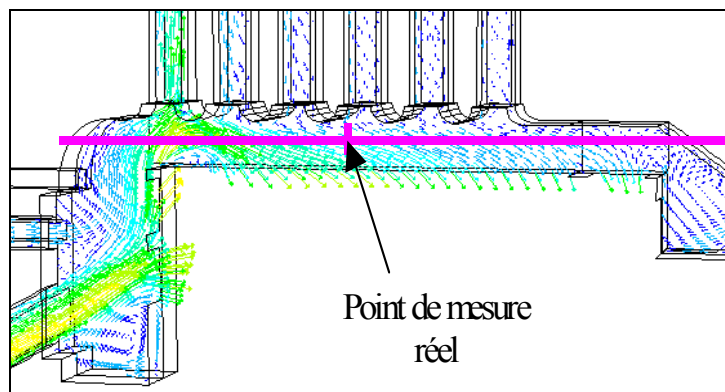


Figure 3-73 : Position du point de mesure réel

Le tableau suivant montre les écarts entre la relation SIAAP et la simulation 3D.

hauteur d'eau (m)	Q(SIAAP) m ³ /s	Q(3D) m ³ /s	Différences
0.15	4.4	12.00	63 %
0.35	15.8	24.40	35 %
0.57	32.8	41.90	22 %
0.74	48.6	61.90	22 %
0.92	67.3	87.90	23 %

Tableau 3-28 : Écarts entre les débits calculés avec la relation du SIAAP et ceux simulés (seuil L3 - cas n°1)

Les différences sont considérables, surtout pour les faibles débits. Pour les forts débits elles sont autour de 22 %. En effet, la relation utilisée suppose une uniformité de la hauteur d'eau le long de la crête déversante. Or, nous avons vu précédemment que le tirant d'eau variait.

5.1.2. Ajustement de la formule SIAAP pour le déversoir de 42 m

En remplaçant le coefficient de débit $c_d = 0.41$ par $c_d = 0.52$ et la puissance 1.5 par 1.35, on obtient la formule suivante : $Q = 0.52 \cdot L \cdot \sqrt{2g \cdot h}^{1.35}$.

Les différences sont groupées dans le tableau suivant.

Hauteur d'eau	Q (Formule ajustée) m ³ /s	Q(3D) m ³ /s	Différences
0.15	7.4	12.0	38.6 %
0.35	23.2	24.4	5.0 %
0.57	44.8	41.9	-7.0 %
0.74	63.8	61.9	-3.1 %
0.92	85.7	87.9	2.5 %

Tableau 3-29 : Écarts entre les débits simulés et ceux calculés avec la formule ajustée (seuil L3 - cas n°1)

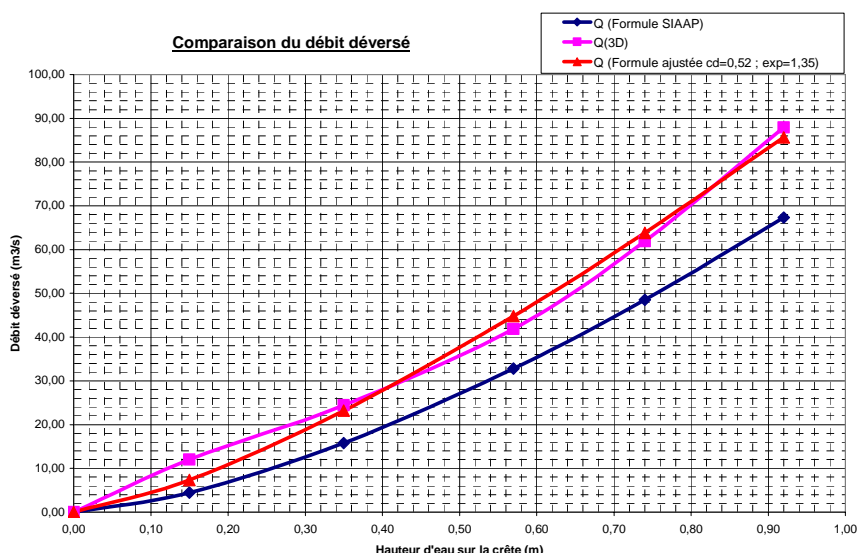


Figure 3-74 : Comparaison des « lois » de déversement – cas n°1

Les différences entre les résultats donnés par la formule ajustée et la simulation 3D sont sensiblement plus faibles que celles du tableau 3-28 (inférieures à 7 % sauf pour le débit le plus faible $Q = 70 \text{ m}^3/\text{s}$ où l'erreur est de 39 %). En effet, la modification de ces deux paramètres permet en toute logique de se rapprocher sensiblement des valeurs obtenues par la modélisation 3D.

L'intérêt de modifier la puissance de 1.5 à 1.35 est de diminuer le transfert des erreurs entre la mesure et le calcul du débit. En conservant la puissance à 1.5, une erreur de E % sur la mesure de la hauteur d'eau engendre une erreur de $1.5 \times E$ % sur le débit.

5.1.3. Différences entre les débits déversés pour les seuils Marceau et Clichy

Pour le cas des deux seuils de 5m côté Clichy, la relation permettant de calculer le débit déversé est la même que précédemment : $Q = 0.41 \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{1.5}$

Nous rappelons que le déversement a été calculé à partir d'une lame d'eau de 60 cm au dessus de la hauteur d'eau mesurée avec l'ultrason du seuil de 42 m.

Le tableau 3-30 permet de comparer les résultats calculés par la relation SIAAP et ceux obtenus par simulation 3D.

Hauteur d'eau sur la crête (seuil L3)	Q (Formule SIAAP) m ³ /s	Q(3D) Clichy m ³ /s	Q(3D) Marceau m ³ /s	Q(3D) total m ³ /s	Différences entre les débits (%)
0.15	0.0	2.7	1	3.7	100
0.35	0.0	7.6	2.8	10.4	100
0.57	0.0	15.1	6	21.1	100
0.74	0.5	21.6	10.4	32	98
0.92	1.6	31.4	17.5	48.9	95

Tableau 3-30 : Écarts entre les débits calculés avec la relation du SIAAP et ceux simulés (seuils Clichy - cas n°1)

L'approximation consistant à dire que la hauteur d'eau dans les deux seuils amont est la même qu'au niveau du point de mesure en face du déversoir de 42m est fautive.

5.1.4. Ajustement de la formule SIAAP pour les seuils Marceau et Clichy

Nous avons ajusté une formule donnant le débit déversé par les seuils de Clichy en fonction de la hauteur d'eau relevée par le capteur ultrason existant sur le seuil de 42 m.

La formule est de la forme : $Q = 1.25 \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{1.68}$

Le tableau 3-31 donne les différences sur les débits :

Hauteur d'eau sur la crête Clichy	Q (Formule ajustée) m ³ /s	Q(3D) m ³ /s	Différences
0.05	2.3	3.7	38%
0.36	9.5	10.4	9%
0.71	21.5	21.1	-2%
1.10	33.3	32	-4%
1.55	48.0	48.9	2%

Tableau 3-31 : Écarts entre les débits simulés et ceux calculés avec la formule ajustée (seuils Clichy - cas n°1)

Le tirant d'eau est à la puissance 1.68, ce qui implique une transmission des erreurs de mesure de hauteur d'eau de 1.68 fois plus sur le débit. Il serait intéressant d'évaluer le gain en terme de transfert des erreurs sur le débit en mesurant directement la hauteur d'eau au niveau des seuils de Clichy et Marceau.

5.1.5. Amélioration de l'instrumentation

Compte tenu du constat précédent, nous proposons de mesurer la hauteur d'eau au niveau du seuil de Clichy comme indiqué sur les figures suivantes.

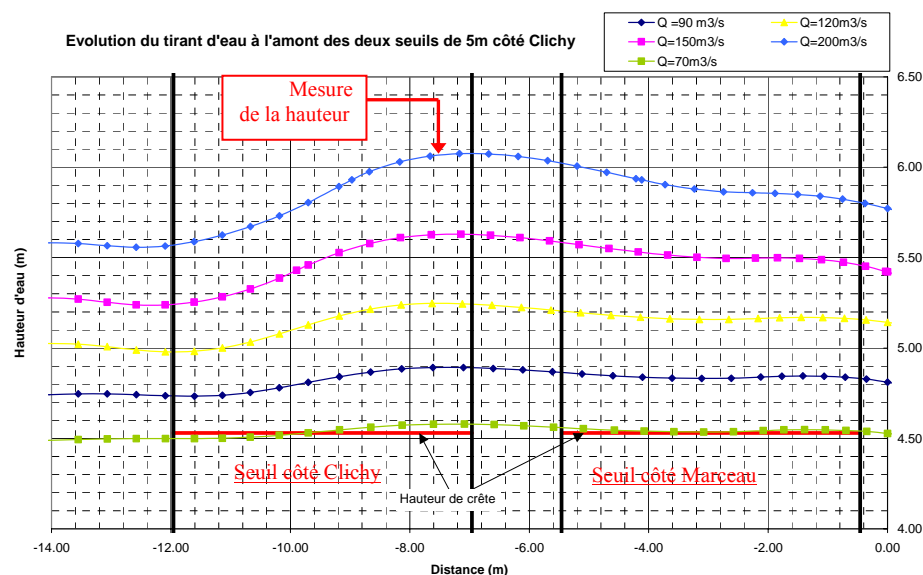


Figure 3-75 : Nouvel emplacement du capteur à ultrasons (côté « Clichy »)

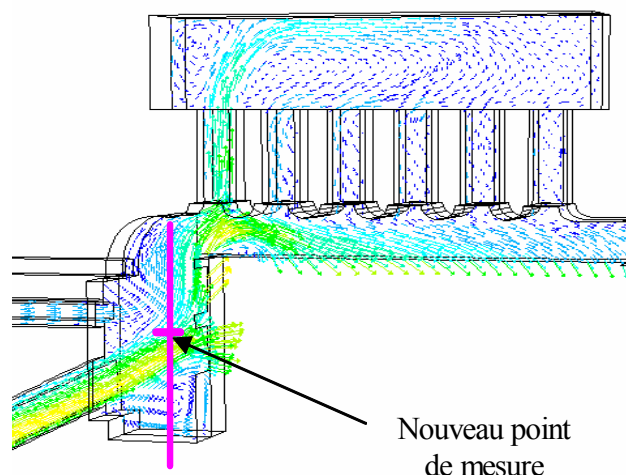


Figure 3-76 : Position du nouveau point de mesure de la hauteur d'eau sur le seuil « Clichy »

Il faut donc instrumenter cet ouvrage par un capteur ultrason.

Nous ajustons alors, de la même manière que précédemment, les paramètres 0.41 et 1.5 de la relation $Q = 0.41 \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{1.5}$. Nous la remplaçons par $Q = 0.68 \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{1.06}$.

Nous obtenons les résultats suivants :

Hauteur d'eau « nouveau point de mesure » (m)	Q(Formule ajustée) m ³ /s	Q (3D) m ³ /s	Différences
0.05	1.2	3.7	66%
0.36	10.2	10.4	2%
0.71	21.0	21.1	1%
1.10	33.4	32	-4%
1.55	48.1	48.9	2%

Tableau 3-32 : Différences entre les débits déversés avec le nouveau point de mesures (seuil Clichy)

La puissance sur la hauteur est de 1.06. Il est donc préférable de mesurer directement la hauteur au niveau du seuil de Clichy. En effet, les erreurs sur le débit déversé seraient plus faibles. La figure suivante compare les « lois » de déversement obtenues précédemment. Il apparaît que la formule utilisée actuellement par le SIAAP n'est pas adaptée à cet ouvrage. La relation « hauteur/débit » ajustée est uniquement valable dans le cas d'une mesure de hauteur d'eau réalisée à l'emplacement défini précédemment (figures 3-75 et 3-76).

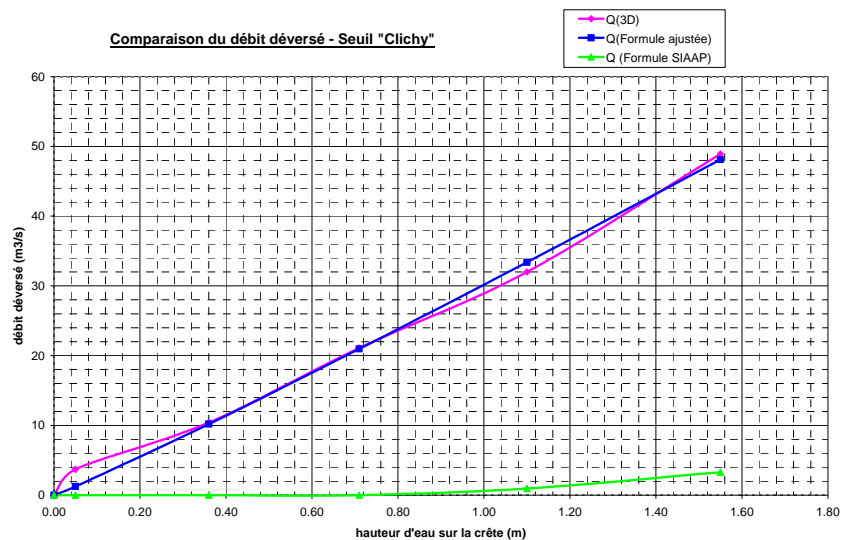


Figure 3-77 : Comparaison des « lois » de déversement pour le seuil « Clichy » (cas n°1)

Pour les cas n°2, 3 et 4, nous avons procédé de la même façon. Nous avons comparé la formule utilisée actuellement par le SIAAP avec les résultats obtenus lors de la simulation 3D. Nous avons ensuite proposé un ajustement de cette relation mathématique en modifiant les coefficients de la formule, ainsi qu'une amélioration en proposant un nouvel emplacement de capteur sur le seuil « Clichy ».

5.2. Cas n°2 : Hautes eaux

5.2.1. Différences entre les débits déversés pour le déversoir de 42 m

La formule utilisée par le SIAAP fournit des débits avec des erreurs allant de 7 % à 17 % par rapport aux débits calculés avec la simulation 3D, ce qui est raisonnable. Par contre, l'étude de ce cas montre que le niveau d'eau dans la fosse à bâtards influe sur les débits déversés, et qu'il serait nécessaire d'instrumenter également cette fosse afin de connaître le niveau d'eau dans celle-ci.

La formule ajustée à ce cas de figure n°2 est : $Q = 0.36 \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{1.50}$

Le graphique suivant permet de comparer la formule actuellement utilisée par le SIAAP, le résultat des modélisations 3D, la formule ajustée précédemment établie, et la formule ajustée dans le cas 1 :

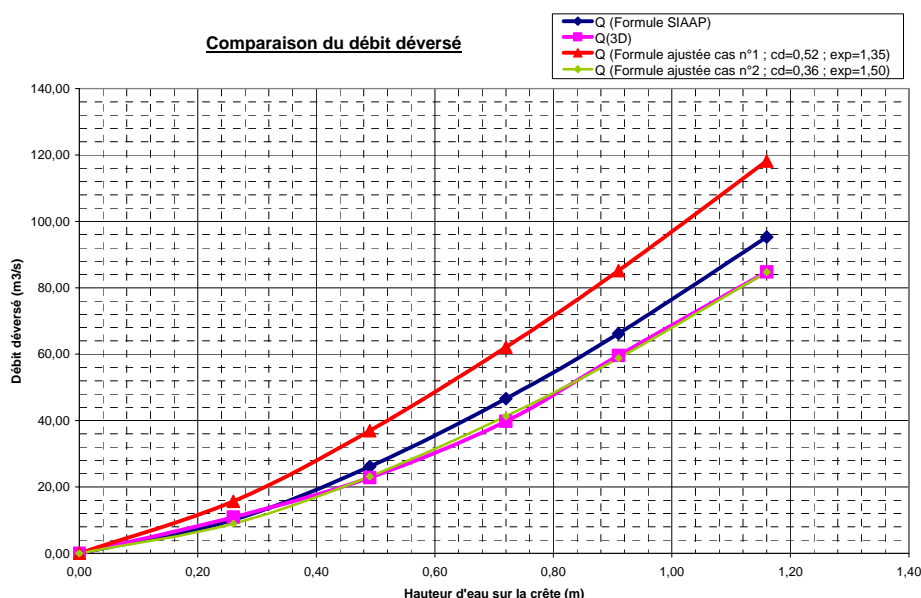


Figure 3-78 : Comparaison des « lois » de déversement pour le déversoir de 42 m (cas n°2)

Les débits déversés calculés en utilisant la formule du SIAAP et donnés par la modélisation 3D sont proches (différences inférieures à 17 %). La relation « hauteur/débit » ajustée au cas n°1 ne peut être utilisée dans le cas n°2. Les différences sont comprises entre 40 et 60 %. En effet, il apparaît clairement que le niveau d'eau dans la fosse à bâtards influe sur le niveau d'eau dans le DO.

5.2.2. Différences entre les débits déversés pour les seuils Marceau et Clichy

Comme pour le cas n°1, nous constatons des différences importantes entre les résultats calculés à partir de la formule SIAAP et ceux issus de la modélisation 3D (voir figure 3-79).

Nous avons ajusté une relation mathématique donnant le débit déversé au niveau des seuils côté « Clichy » en fonction de la hauteur d'eau détectée par le capteur ultrason existant sur le seuil L3. La formule est de la forme :

$$Q = 0.93 \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{1.64}$$

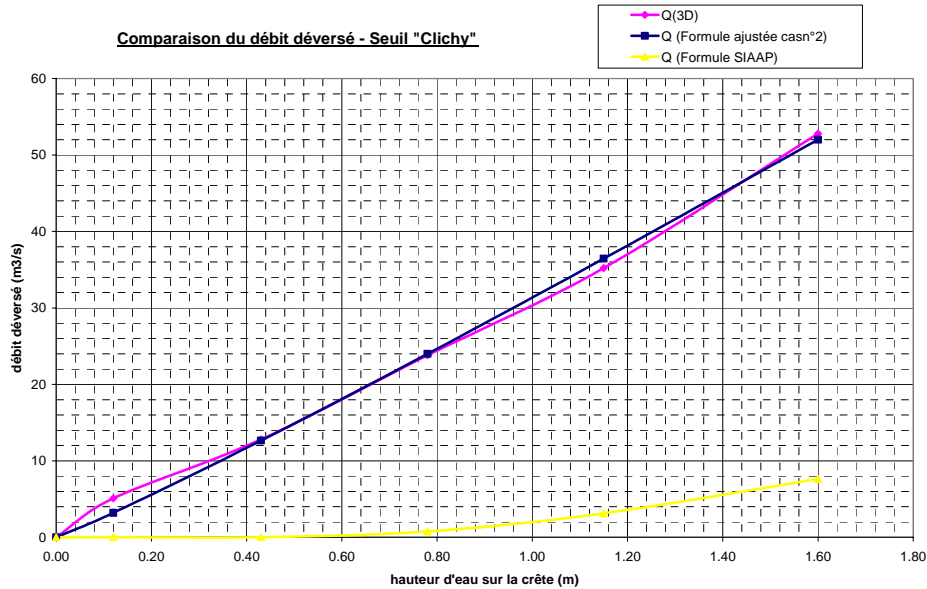


Figure 3-79 : Comparaison des « lois » de déversement pour le seuil « Clichy » (cas n°2)

5.3. Cas n°3 : Hautes eaux (+0.6m au-dessus du seuil)

5.3.1. Différences entre les débits déversés pour le déversoir de 42 m

Nous appliquons toujours la même méthode d'analyse que pour les cas précédents. La figure suivante nous montre que la formule de déversement établie pour le cas n°2 et celle utilisée par le SIAAP fournissent des erreurs importantes par rapport à la simulation 3D (jusqu'à 137 % pour les débits faibles). La relation du SIAAP surestime les débits déversés.

La relation ajustée à ce cas donnant le débit déversé est : $Q = 0.28 \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{1.93}$

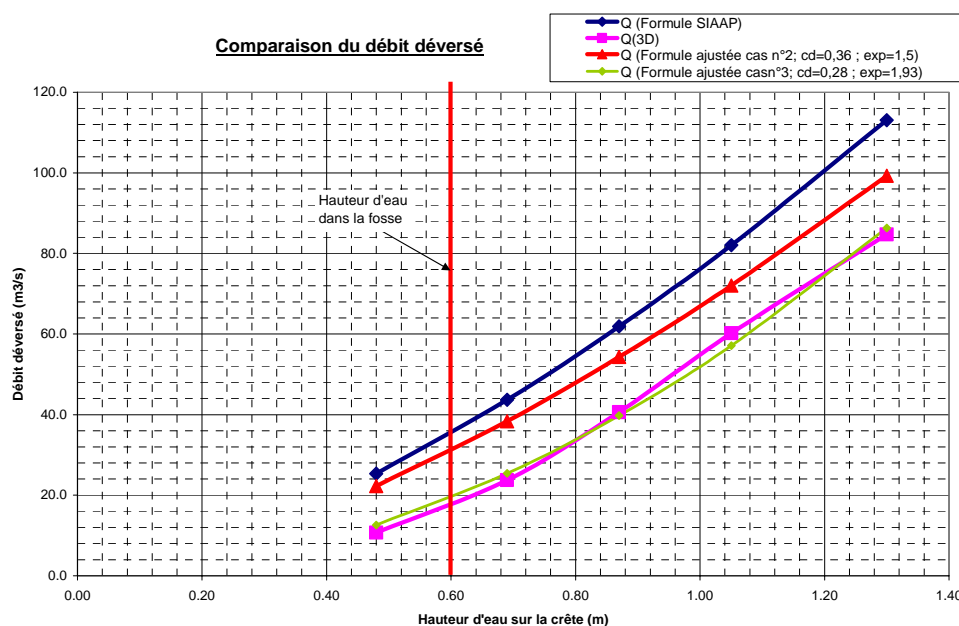


Figure 3-80 : Comparaison des « lois » de déversement pour le seuil de 42m (cas n°3)

Pour les seuils de Marceau et de Clichy, la comparaison des « lois » de débits amène aux mêmes conclusions que dans le cas n°2, à savoir que la formule utilisée par le SIAAP fournit des erreurs importantes sur les débits déversés et qu'il est possible d'améliorer cette relation en modifiant ses coefficients.

De la même manière, l'analyse des modèles mathématiques de déversement du cas n°4 ne sera pas détaillée dans ce document. Il n'y a pas de distinction significative par rapport aux cas présentés précédemment.

6. Formules mathématiques générales de déversement

Nous avons vu que pour chaque cas simulé (basses et hautes eaux), les relations mathématiques de déversement étaient différentes. Nous élaborons maintenant un modèle mathématique général de déversement pour chaque seuil valable dans tous les cas de figures, c'est-à-dire en fonction du niveau d'eau dans la fosse à bâtards. Ces modèles seront calés par rapport aux débits et hauteurs d'eau calculés à l'aide de la simulation 3D. Pour la validation de ces relations mathématiques, une campagne de mesures de hauteurs d'eau et de débits sur le site sera nécessaire. Les formules générales de déversement pour chaque seuil sont de la forme :

$$Q_{\text{dév}} = a \cdot (h_1)^b$$

h_1 est la hauteur d'eau à l'amont du seuil considéré,

a et b sont des coefficients fonction de h_2 ,

h_2 est la hauteur d'eau dans une zone tranquillisée de la fosse à bâtards.

Remarque : Les coefficients a et b correspondent aux coefficients c_d et « puissance » des relations précédentes.

Nous avons tout d'abord établi les formules mathématiques reliant les coefficients a et b à la hauteur d'eau h_2 dans la fosse à bâtards pour chaque seuil. Ensuite, nous avons calculé les différences entre les débits calculés par la formule et ceux fournis par la simulation 3D. Les hauteurs d'eau h_1 ont été relevées à l'amont de chaque seuil au même emplacement que précédemment (emplacements définis pour chaque seuil lors de l'établissement des relations mathématiques précédentes).

6.1. Formule générale : Seuil L3 de 42 m

La hauteur d'eau h_1 correspond au capteur ultrason existant. Les tableaux suivants nous donnent les erreurs entre les coefficients a et b des « lois » établies pour chaque cas de figures (basses eaux et hautes eaux) et celles calculées avec les fonctions mathématiques $a = f(h_2)$ et $b = f(h_2)$. Ces fonctions sont de la forme :

$$a = 0.52 - 1,8 \cdot 10^{-3} \cdot h_2^{3.38} \quad \text{et} \quad b = 1,35 + 3,2 \cdot 10^{-6} \cdot h_2^{8.30}$$

hauteur h_2	a (loi 3D)	a calc	erreur
0.1	0.52	0.520	0%
3.642	0.36	0.379	-5%
4.39	0.28	0.256	9%
5.04	0.09	0.099	-10%

Tableau 3-33 : Différences pour le coefficient a - seuil L3

hauteur h2	b (loi 3D)	b calc	erreur
0.1	1.35	1.350	0%
3.642	1.5	1.497	0%
4.39	1.93	2.043	-6%
5.04	3.59	3.530	2%

Tableau 3-34 : Différences pour le coefficient b - seuil L3

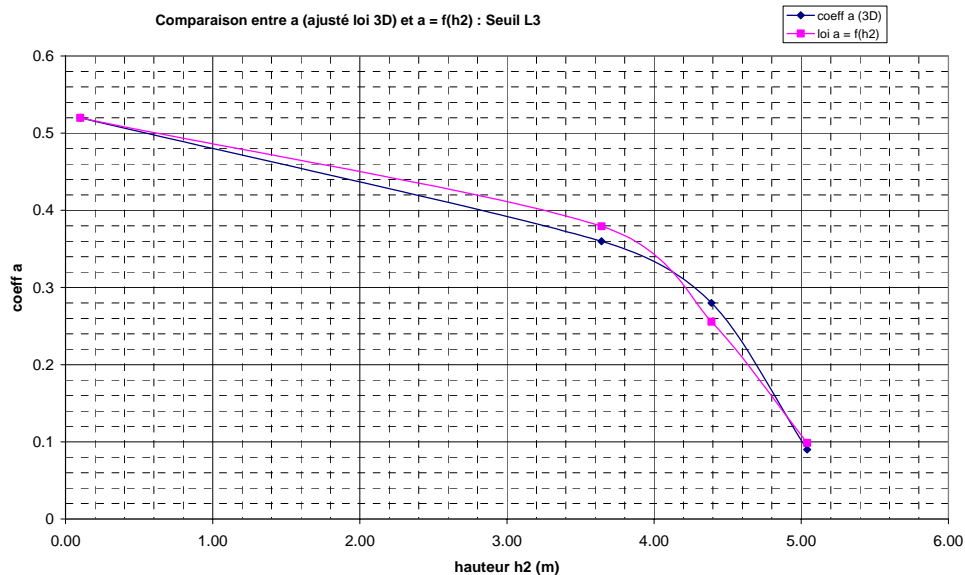


Figure 3-81 : Comparaison entre le coefficient a des formules ajustées et a = f(h2)

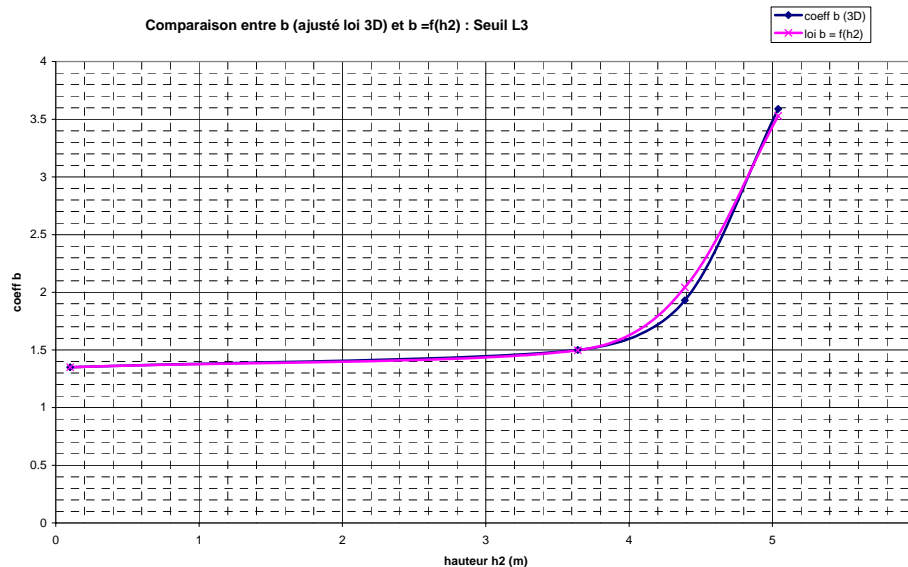


Figure 3-82 : Comparaison entre le coefficient b des formules ajustées et b = f(h2)

Le tableau suivant nous donne pour chaque cas simulé l'erreur entre le débit déversé obtenu lors de la simulation 3D et celui calculé avec la formule établie précédemment.

	h1 (m) h(L3) à 19m	h2 (m) hfos à -6,7m	Q(3D) (m3/s)	Q(Formule) (m3/s)	Erreur
cas 1	0.15	0.1	12	7.47	38%
	0.35	0.1	24.4	23.45	4%
	0.57	0.1	41.9	45.29	-8%
	0.74	0.1	61.9	64.43	-4%
	0.92	0.1	87.9	86.44	2%
cas 2	0.26	3.4	10.9	11.02	-1%
	0.49	3.55	22.8	25.51	-12%
	0.72	3.67	39.8	42.60	-7%
	0.91	3.7	59.6	59.92	-1%
	1.16	3.89	84.8	81.27	4%
cas 3	0.48	4.22	10.7	13.82	-29%
	0.69	4.37	23.7	22.86	4%
	0.87	4.45	40.6	33.67	17%
	1.05	4.42	60.2	51.40	15%
	1.3	4.49	84.7	77.52	8%
cas 4	0.99	4.94	8.3	22.76	-174%
	1.14	5.03	21.6	29.87	-38%
	1.27	5.07	39	40.07	-3%
	1.38	5.04	61.4	57.28	7%
	1.61	5.12	85	87.52	-3%

Tableau 3-35 : Différences entre les débits déversés simulés et calculés avec la formule générale (seuil L3)

Les différences sont plus importantes pour les faibles débits. Cependant, il convient de relativiser l'importance de ces erreurs par rapport aux erreurs de mesures de la hauteur par les capteurs ultrasons. L'incertitude finale sur la mesure des capteurs ultrasons dépend de la qualité de l'instrument, de la qualité de sa mise en œuvre (pose, étalonnage, etc...), des variations des conditions de mesure (température, courant d'air, etc...), de la qualité de l'interface eau/air... Ces incertitudes sont indépendantes et l'incertitude finale ne correspond pas à la somme de toutes ces incertitudes.

Dans notre cas, l'étendue des mesures est de l'ordre de 5 m, soit une incertitude finale de 2.5 cm. Les autres erreurs sont difficilement estimables car elles sont dues à la composition de l'effluent (par exemple : présence d'écume ou de mousse à la surface de l'eau, d'objets flottants,...). Toutefois, on peut alors estimer la précision globale de la mesure du capteur ultrason à environ 5 % de la hauteur d'eau. La relation finale est la suivante :

$$Q_{\text{dév}} = a \cdot (h_1)^b \quad \text{avec : } a = 0,52 - 1,8.1e^{-3} \cdot h_2^{3.38} \quad \text{et } b = 1,35 + 3,2.1e^{-6} \cdot h_2^{8.30}$$

La hauteur d'eau h_1 correspond à la hauteur relevée par le capteur ultrasons existant au niveau du seuil L3 et h_2 est la hauteur d'eau dans une zone tranquillisée de la fosse à bâtards.

6.2. Formule générale : Seuil CLICHY et MARCEAU

Dans un premier temps, nous considérons que la mesure de la hauteur h_1 est faite au niveau du seuil Clichy. La hauteur h_1 correspond au niveau de l'eau au-dessus de la crête à l'amont du seuil de Clichy.

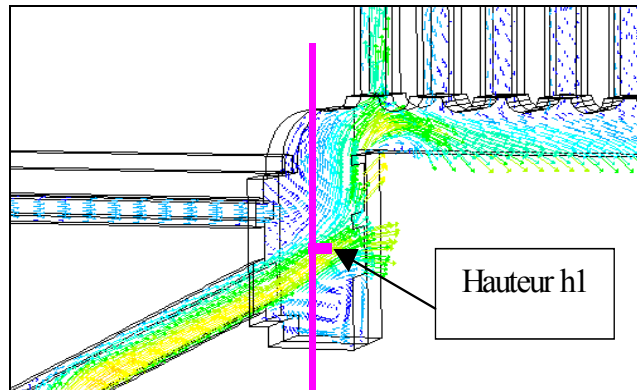


Figure 3-83 : Position du point de mesures envisagé (seuil Clichy)

De la même façon que pour le seuil L3, nous avons exprimé les coefficients a et b en fonction de la hauteur h_2 de la fosse à bâtards. Les relations mathématiques sont de la forme :

$$a = 0,74 - 3,3 \cdot 10^{-6} \cdot h_2^{7,38} \quad \text{et} \quad b = 1,0 + 1,5 \cdot 10^{-6} \cdot h_2^{8,38}$$

Le tableau suivant fournit les erreurs entre les débits déversés obtenus avec la modélisation 3D et avec la formule suivante : $Q_{\text{dév}} = a \cdot (h_1)^b$

	h1 (m) hclichy	h2 (m) hfos à -6,7m	Q(3D) (m3/s)	Q(Formule) (m3/s)	Erreur
cas 1	0.05	0.1	3.7	1.63	56%
	0.36	0.1	10.4	11.77	-13%
	0.71	0.1	21.1	23.25	-10%
	1.1	0.1	32	36.06	-13%
	1.55	0.1	48.9	50.86	-4%
cas 2	0.12	3.4	5.1	3.43	33%
	0.43	3.55	12.8	12.66	1%
	0.78	3.67	23.8	23.39	2%
	1.15	3.7	35.2	35.52	-1%
cas 3	1.6	3.89	52.8	50.31	5%
	0.29	4.22	6.2	5.55	10%
	0.58	4.37	13.9	11.90	14%
	0.92	4.45	25	21.19	15%
cas 4	1.24	4.42	36.3	32.80	10%
	1.67	4.49	52.9	48.95	7%
	0.68	4.94	3.1	6.22	-101%
	0.88	5.03	7.2	8.13	-13%
	1.16	5.07	14.1	13.12	7%
	1.47	5.04	21.2	24.16	-14%
	1.81	5.12	35.3	30.90	12%

Tableau 3-36 : Différences entre les débits déversés simulés et calculés avec la formule générale (h_1 mesurée à proximité du seuil Clichy)

Les différences sont inférieures à 15 % sauf pour les faibles débits.

Dans un deuxième temps, la mesure est effectuée au niveau du seuil L3 de 42 m (voir figure 3-84).

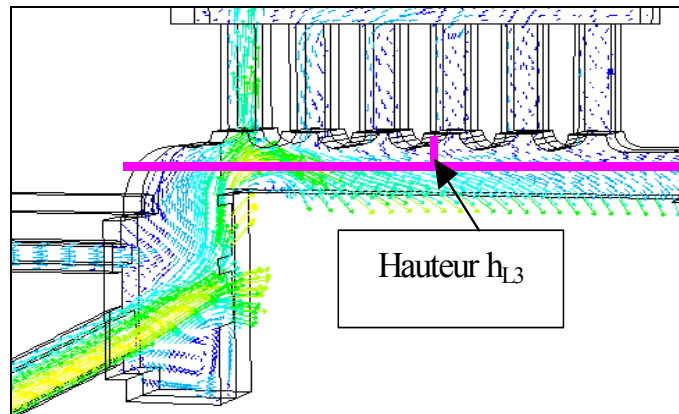


Figure 3-84 : positionnement du capteur existant

Nous avons ajusté une formule générale qui donne les débits déversés au niveau du seuil de Clichy en fonction des hauteurs d'eau relevées par le capteur ultrasons **existant** sur le seuil L3.

Les coefficients a et b de la formule sont les suivants:

$$a = 1,23 - 5,0 \cdot 10^{-4} \cdot h_2^{4.76}$$

$$b = 1,51 + 2,6 \cdot 10^{-6} \cdot h_2^{8.52}$$

	h1 (m) h sur L3(19m)	h2 (m) hfos à -6,7m	Q(3D) (m3/s)	Q(Formule) (m3/s)	Erreur
cas 1	0.15	0.1	3.7	3.13	15%
	0.35	0.1	10.4	11.20	-8%
	0.57	0.1	21.1	23.35	-11%
	0.74	0.1	32	34.59	-8%
	0.92	0.1	48.9	48.01	2%
cas 2	0.26	3.4	5.1	5.49	-8%
	0.49	3.55	12.8	14.12	-10%
	0.72	3.67	23.8	25.20	-6%
	0.91	3.7	35.2	36.89	-5%
	1.16	3.89	52.8	52.44	1%
cas 3	0.48	4.22	6.2	7.39	-19%
	0.69	4.37	13.9	12.90	7%
	0.87	4.45	25	19.77	21%
	1.05	4.42	36.3	31.79	12%
	1.3	4.49	52.9	50.05	5%
cas 4	0.99	4.94	3.1	9.82	-217%
	1.14	5.03	7.2	10.47	-45%
	1.27	5.07	14.1	11.77	17%
	1.38	5.04	21.2	21.02	1%
	1.61	5.12	35.3	15.86	55%

Tableau 3-37 : Différences entre les débits déversés simulés et calculés avec la formule générale (h₁ mesurée à proximité du seuil L3)

Les différences sont beaucoup plus importantes avec cette formule qu'avec la précédente. Ce qui montre l'intérêt d'instrumenter au niveau du seuil de Clichy.

Remarque : Les écarts entre les débits déversés simulés (3D) et calculés (formule générale) pourraient être réduits en paramétrant directement les coefficients a et b en fonction de h_2 . On obtiendrait par exemple : $a = \alpha_i + \beta_i h_2^{\gamma_i}$. Il aurait suffi d'optimiser les valeurs des α_i , β_i en minimisant la somme des carrés des écarts sur les débits.

7. Conclusion de l'étude du déversoir de Clichy

Les simulations 3D des écoulements dans le déversoir de Clichy (usine de Clichy) ont été réalisées avec le logiciel FLUENT en vue d'une amélioration de son instrumentation. Les résultats issus de la modélisation 3D ont ensuite été analysés dans le but de comprendre le fonctionnement hydraulique de l'ouvrage.

Différentes configurations ont été testées. Tout d'abord, nous avons simulé le cas où la fosse à bâtards était vide. Il apparaît que l'instrumentation actuelle permet de calculer le débit déversé moyennant la modification des coefficients de déversement pour le cas du seuil de 42 m. Concernant les deux seuils de Marceau et Clichy, il est nécessaire de mesurer la lame déversante à l'amont de ces deux crêtes déversantes. Pour le cas du seuil au niveau de l'arrivée d'Asnières, les déversements sont peu fréquents et négligeables par rapport à ceux provoqués par les autres seuils.

A partir du cas n°2 (cas où la fosse à bâtards est remplie), l'ouvrage fonctionne quasiment comme un plan d'eau. Les niveaux d'eau dans le déversoir et dans le bassin aval sont très proches. Le seuil L3 se trouve alors rapidement entièrement noyé. L'instrumentation doit donc prendre en compte non seulement la hauteur d'eau dans le déversoir mais aussi celle dans la fosse à bâtards.

Nous avons donc élaboré un modèle mathématique de déversement pour chaque seuil de la forme :

$Q_{\text{dév}} = \mathbf{a}(h_2) \cdot (h_1)^{\mathbf{b}(h_2)}$, avec \mathbf{a} et \mathbf{b} des variables qui évoluent en fonction de la hauteur d'eau h_2 dans la fosse.

Les variables \mathbf{a} et \mathbf{b} ont été ajustées par rapport aux résultats de la simulation 3D. Une campagne de mesures de hauteurs d'eau permettrait de les valider.

L'amélioration de l'instrumentation consisterait donc, tout d'abord, à modifier la formule utilisée pour le calcul du débit déversé dans le cas du seuil L3. Dans cette configuration, les modélisations effectuées prennent en compte un mode de fonctionnement qui suppose toutes les vannes ouvertes dans les canaux de décantation et un débit uniformément réparti dans les collecteurs d'alimentation du déversoir. Il serait très utile de pouvoir utiliser des mesures issues de la Ville de Paris dans les collecteurs parisiens lors d'épisodes pluvieux importants afin de caractériser la répartition des débits entre les collecteurs Asnières et Clichy.

Dans le cas où des différences notables seraient constatées dans la répartition des débits entre les différentes entrées, une instrumentation par plusieurs ultrasons au-dessus du déversoir de 42 m serait envisageable. Cette approche permettrait de diminuer les incertitudes sur le débit déversé. De plus, l'utilisation des cordes de vitesse dans les canaux de décantation, actuellement en cours de mise au point, permettrait de valider les recirculations dans ces canaux.

Chapitre 5 : CONCLUSION

Dans cette partie, nous avons montré trois exemples concrets d'utilisation de la modélisation 3D.

Les simulations nous ont permis d'extraire, pour chaque déversoir, un profil de la surface libre au niveau des déversements, le champ de vitesse au niveau de la surface libre et la courbe des débits déversés par unité de longueur le long de la crête déversante. Ces résultats ont été exploités pour établir les modèles mathématiques de déversement au niveau des ouvrages, dans le but de répondre aux obligations réglementaires imposant la mise en place de l'autosurveillance.

Le maillage des déversoirs et l'étude des conditions aux limites et initiales ont fait l'objet d'une attention particulière. Le modèle de turbulence $k-\varepsilon$ et les autres options de modélisation retenues dans la partie 2 ont été sélectionnés lors des simulations. Ces paramètres sont déterminants pour réussir la modélisation 3D.

Tout compte fait, la modélisation 3D est un outil performant pour établir un diagnostic du fonctionnement des ouvrages complexes, proposer une implantation des points de mesures de hauteurs d'eau et trouver les modèles mathématiques permettant le calcul des débits déversés.

Enfin, la validation de ces modèles mathématiques de déversement devra être réalisée à l'aide des campagnes de mesures de débits. Sur le site de Sélestat, seule la validation de l'évolution de la surface libre le long de la crête a pu être entamée grâce aux mesures de hauteurs des capteurs à ultrasons déjà en place depuis plus d'un an. Par ailleurs, la campagne de mesures de débit a été lancée très récemment, mais l'exploitation des résultats n'a pu être faite à ce jour.

CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

La réglementation actuelle impose entre autres, la surveillance des rejets au droit des déversoirs d'orage. Il devient donc indispensable de comprendre leur fonctionnement hydraulique et de quantifier les charges polluantes déversées.

Dans ce contexte, l'hydrodynamique et la séparation particulaire dans les déversoirs d'orage ont été modélisées en 3D (FLUENT).

Les résultats numériques ont ensuite été validés expérimentalement. Ces modèles 3D validés ont été employés pour cerner le comportement hydrodynamique des déversoirs complexes des sites de Fontainebleau, Sélestat et Clichy. Les résultats des simulations nous ont fourni des renseignements nécessaires pour la mise en place ou l'amélioration de l'instrumentation de ces ouvrages. Notre étude met ainsi en évidence l'intérêt de la modélisation 3D pour mieux comprendre le fonctionnement des déversoirs d'orage complexes.

Dans la première partie, nous avons illustré la complexité du fonctionnement hydraulique des déversoirs latéraux et un état des lieux des différents travaux de recherche menés dans le domaine de l'hydrodynamique et du transport solide au sein des déversoirs d'orage a été réalisé. L'étude bibliographique a mis en évidence la faiblesse des résultats de validation de la modélisation 3D de l'hydrodynamique dans les DO (forme de la surface libre, partage de débit).

L'étude expérimentale de Kehrwiller (1995) demeure à l'heure actuelle, l'une des rares sources de données accessibles sur la séparation particulaire dans les déversoirs d'orage.

Dans la deuxième partie, les modèles hydrauliques et particulaires 3D ont été validés expérimentalement.

La validité de la modélisation 2D et surtout 3D des phénomènes hydrauliques a été quantifiée en utilisant les mesures expérimentales des pilotes situés à Obernai. La comparaison portait essentiellement sur les débits déversés et conservé, ainsi que la forme tridimensionnelle de la surface libre. Cette forme 3D a été obtenue grâce à l'adaptation d'un capteur de reconnaissance de morphologie en lumière structurée.

En premier lieu, l'écoulement global a été décomposé en phénomènes simples, qui ont été étudiés individuellement par ordre croissant de complexité dans la modélisation. Dans un premier temps, la modélisation bidimensionnelle d'un canal rectangulaire à surface libre a été réalisée. Dans un deuxième temps, l'écoulement à travers un seuil, avec apparition du ressaut hydraulique à l'aval de ce dernier a été prédit avec une erreur inférieure à 5 %. Dans un troisième temps, nous avons simulé en 3D la ligne d'eau dans un canal venturi. La comparaison des résultats numériques avec des mesures expérimentales a permis d'en déduire le type de maillage et le nombre de cellules nécessaires (12 cellules suivant la hauteur), les conditions aux limites utilisables ainsi que les options de modélisation appropriées (modèle de

turbulence $k-\varepsilon$, méthode VOF pour la surface libre et le schéma de discrétisation du second ordre).

En second lieu, nous avons rassemblé tous ces résultats individuels pour modéliser en trois dimensions les écoulements dans les déversoirs d'orage latéraux. La comparaison des surfaces libres mesurées et calculées a mis en évidence la capacité du code de calcul à localiser correctement la surface libre. Les erreurs sont inférieures à 10 %. Le logiciel prédit également le partage des débits à 3 % près pour un déversoir à crête haute, par rapport au partage réel de débits obtenu sur pilote. Cette erreur est comprise dans l'incertitude de mesure de débits (± 5 %). Concernant le déversoir à crête basse, l'erreur maximale a été estimée à 8 %. L'ensemble des tests réalisés a permis une meilleure connaissance du type de maillage et du nombre de cellules (environ 60 000), du choix des conditions aux limites et du modèle de turbulence, pour la modélisation 3D d'un déversoir.

En dernier lieu, nous avons validé les modèles de transport solide. Les données expérimentales proviennent de l'étude bibliographique. Le modèle testé est fondé sur une approche lagrangienne et stochastique du mouvement de la particule (modèle « Particle tracking »). La répartition de la granulométrie est uniforme.

Dans un premier temps, nous nous sommes intéressés aux efficacités de rétention et à la répartition des dépôts au fond d'une cuve de décantation. Pour un diamètre des particules proche du diamètre maximal, les courbes d'efficacité simulée et mesurée sont confondues. Par contre, la répartition des dépôts au fond de la cuve n'a pas pu être reproduite. Ceci émane de la non prise en compte par le modèle, de la possibilité de remise en mouvement des particules entrant en contact avec le fond de la cuve.

Dans un deuxième temps, les choix de modélisation effectués lors de la validation des modèles hydrauliques 3D (DO à crête haute) et de la séparation solide – liquide par décantation (cuve) ont été conservés pour valider la modélisation 3D de la séparation particulaire dans un déversoir latéral à seuil unique haut. Nous nous sommes focalisés sur les parts massiques particulières déversées. Les résultats de comparaison entre l'expérimental et le calcul des masses sont proches de 5 %. Ceci nous a permis d'évaluer sommairement le « taux de dépollution » d'un déversoir.

Dans la troisième partie, nous avons appliqué la démarche de modélisation 3D élaborée dans la partie précédente aux sites de Fontainebleau, Sélestat et Clichy. Les simulations nous ont donné, pour chaque déversoir, un profil de la surface libre au niveau des déversements, une estimation des champs de vitesses ainsi qu'une estimation de l'évolution des débits déversés le long de la crête déversante. L'exploitation des résultats de ces simulations a permis d'élaborer des modèles mathématiques de déversement des ouvrages complexes étudiés, dans le but de répondre aux obligations réglementaires imposant la mise en place de l'autosurveillance.

La modélisation 3D à l'aide du code CFD FLUENT est donc un outil performant pour établir un diagnostic du fonctionnement des ouvrages complexes, proposer une implantation des points de mesures de hauteurs d'eau et trouver les modèles mathématiques de déversement.

La validation de ces modèles de déversement devra être réalisée à l'aide de campagnes de mesures de débits.

Sur le site de Sélestat, seule la validation de l'évolution de la surface libre le long de la crête a pu être entamée, grâce aux mesures de hauteurs des capteurs ultrasons déjà en place depuis plus d'un an. Par ailleurs, la campagne de mesures de débit a été lancée très récemment, mais l'exploitation des résultats n'a pu être faite à ce jour.

Sur le site de fontainebleau, des simulations supplémentaires sont en cours de réalisation. D'autres conditions initiales et aux limites seront utilisées pour mieux prendre en compte l'effet, en terme hydrodynamique, des éléments situés à l'aval (vanne, coude, dégrilleur) sur le fonctionnement hydraulique du déversoir d'orage. Cependant, l'incapacité à évaluer le dépôt constitue une difficulté majeure.

Des mesures issues de la Ville de Paris pourraient permettre de valider les résultats numériques obtenus et les modèles mathématiques de déversement proposés, lors de l'étude de l'usine de Clichy.

BIBLIOGRAPHIE

- ADAMSSON Å., STOVIN V., BERGDAHL L. (2003) « Bed shear boundary condition for storage tank sedimentation », *Journal of Environmental Engineering*, Vol. 129 (7), July 1, 651-658.
- ANDOH R.Y.G ET SAUL A.J. (2002) « The use of hydrodynamic vortex separators and screening systems to improve water quality», *Sewer Processes and Networks*, Paris, France, 2002, pp 219-229.
- ANSTETT M. (2001) « Validation d'un capteur de mesure 3D de surface libre en lumière structurée », Mémoire de stage DUT Mesures Physiques, 2001, 40 p.
- BACHOC A., CHEBBO G., LIN H., LAPLACE D. (1991) « Dépôts en réseaux unitaires : à propos de leur formation et de leur contribution à la pollution des rejets urbains pluviaux », Rapport à l'AGHTM, novembre 1991, 237 p.
- BAILLY C., COMTE – BELLOT G. (2003) « *Turbulence* », CNRS éditions, 376 p.
- BALMFORTH D.J. (1978) « Flow over side weirs », PhD Thesis. Sheffield, England : University of Sheffield, 1978, 418 p.
- BERTRAND-KRAJEWSKI J.L. (1991) « Modélisation des débits et du transport solide en réseau d'assainissement », Étude Bibliographique, ENGEES, 1991.
- BERTRAND-KRAJEWSKI J.L., SCRIVENER O., BRIAT P. (1993) « Sewer sediment production and transport modelling : A literature review », *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 31 (4), pp 435-460.
- BERTAND-KRAJEWSKI J-L., LAPLACE D., JOANNIS C., CHEBBO G. (2000) « *Mesures en hydrologie urbaine et assainissement* », Ed. Tec & Doc Lavoisier, paris, 2000, 793 p.
- BÉZIAT A. (1997) « Classification et typologie des déversoirs d'orage », Rapport de stage du mastère Eau Potable et Assainissement, ENGEES, Strasbourg, 1997, 80 p.
- BLAIN W.R., BREBBIA C.A. – EDITORS. (2000) « *Hydraulic Engineering software VIII* », Wessex Institute of Technology, UK – WITPress, 2000, 470 p.
- BUIL N. (1999) « Modélisation tridimensionnelle du transport de polluants dans les écoulements à surface libre », Thèse de doctorat de l'université Claude Bernard Lyon I, 1999, 309 p.

- BURT D., CORTON M., HETHERINGTON D., BALMFORTH D. (2002) « Multiphase Modeling and the prediction of retention efficiency in a side weir CSO », *Urbane Drainage 2002, Global Solutions for Urban Drainage, 9th International Conference on Urban Drainage (9ICUD)*, E.W. Strecker, W.C. Huber - Editors, September 8-13, 2002, Portland, Oregon, USA.
- BUXTON A., TAIT S., STOVIN V., SAUL A. (2002) « Developments in a methodology for the design of engineered invert traps in combined sewer systems », *Water Science and Technology*, Vol. 45 (7), 133-142.
- BUYER M. (2002) « Transport de flux en réseau d'assainissement : modèle 1D pour l'hydraulique des collecteurs et déversoirs avec prise en compte des discontinuités », Thèse de doctorat de l'université Louis Pasteur (ULP), Strasbourg, 2002, 225 p.
- CALABRESE R.V., MIDDLEMAN S. (1979) « The dispersion of discrete particles in a turbulent fluid field », *AIChE Journal*, Vol. 25, 1979, 1025-1035.
- CARLETON M. (1985) « Contribution à l'analyse et à la modélisation du fonctionnement des déversoirs d'orage », Thèse docteur ingénieur, INSA Lyon, 1985, 250 p.
- CARLIER M. (1972) « *Hydraulique générale et appliquée* », Paris, France, Eyrolles, 1972, 570 p.
- CHASSAING P. (2000) « *Turbulence en mécanique des fluides, analyse du phénomène en vue de sa modélisation à l'usage de l'ingénieur* », Polytech, ed. CEPADUES. Vol. 1, 2000, 625 p.
- CHEBBO G. (1992) « Solides des rejets urbains par temps de pluie – Caractérisation et traitabilité », Thèse de doctorat de l'ENPC, Paris, 1992, 410 p.
- CHEN Q., DAI G., LIU H. (2002) « Volume of fluid model for turbulence numerical simulation of stepped spillway overflow », *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 128 (7), July 1, pp 683-688.
- CHOCAT B. (1992) « La pollution des rejets urbains par temps de pluie, 37 pages, 6 figures et 17 tableaux pour commencer à expliquer », INSA Lyon, 37 p.
- CHOCAT B., COORDONNATEUR. (1997) « *Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement* », Bassins de retenue p. 95, Eurydice 92, Ed Tec&Doc Lavoisier, Paris, 1997, 1121 p.
- CHOW V. (1959) « *Open channel hydraulics* », Singapore, McGraw-Hill International Editions, Civil Engineering Series, 1959, 670 p.
- COMBES H. (2000) « Modélisation numérique 3D des écoulements dans les déversoirs d'orage », Mémoire de fin d'année, ENGEES, 2000, 80 p.
- COLON E. (1994) « Extraction de phase par analyse de Fourier », Rapport de DEA, HOLO 3, 1994.

- DEL GIUDICE G., HAGER W.H. (1999) « Sewer sideweir with throttling pipe », *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, Vol. 125 (5), September/October, pp 298-306.
- DI FELICE R. (1994) « The voidage function for fluid – particle interaction systems », *Int. J. Multiphase Flow*, Vol. 20, 153-159.
- EL KHASHAB A., SMITH K.V.H. (1976) « Experimental investigation of flow over side weirs », *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol.102 (9), 1976, pp 1255-1268.
- ELLIS J.B. (1985) « Pollutational aspects of urban runoff », *Urban Runoff Pollution*, H.C. Torno, J. Marsalek and M. Desbordes (Eds), NATO ASI Series G, Vol 10, Springer-Verlag, pp 1-38.
- EL-SOUEIDY C. (2004) « Modélisation tridimensionnelle du comportement hydrodynamique d'un système de séparation solide - liquide par décantation », Rapport de DEA, Université Louis Pasteur, Strasbourg, 62 p.
- FLUENT (2001) « Fluent 6.0 software User's Guide », Fluent Inc, 2001.
- FREY P. (1991) « Étude expérimentale et simulation numérique du transport turbulent de particules solides dans un décanteur », Thèse de doctorat, École Centrale de Lyon, 1991, 144 p.
- GALLIN Y. (2003) « Mise au point d'un nouveau mode d'instrumentation des déversoirs d'orage : application au site de Sélestat », Mémoire de fin d'année ENGEES, 2003, 61 p.
- GARCIA SALAS J.C. (2003) « Évaluation des performances, sources d'erreur et incertitudes dans les modèles de déversoirs d'orage », Thèse de doctorat, INSA Lyon, 2003, 357 p + annexes.
- GRAF W.H. (1984) « *Hydraulics of Sediment Transport* », Water Resources Publication, Littleton Colorado, 1984, 481 p.
- HAGER W.H. (1987) « Lateral outflow over side weirs », *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 113 (4), 1987, pp 491-504.
- HAGER W.H. (1999) « *Wastewater Hydraulics – Theory and Practice* », Losses in Flow, Ed. Springer, 1999, pp 17-53.
- HARWOOD R., SAUL A.J. (2001) « Modelling the performance of Combined Sewer Overflow chambers », *Journal of the Chartered Institution of Water and Environmental Management*, Vol. 14 (4), November, pp 300-304.
- HARWOOD R. (2002) « CSO Modelling strategies using Computational Fluid Dynamics », *Urbane Drainage 2002. Global Solutions for Urban Drainage. 9th International Conference on Urban Drainage (9ICUD)*. E.W. Strecker, W.C. Huber - Editors, September 8-13, 2002, Portland, Oregon, USA.

- HOLO 3 (2000) « Fonctions Matlab de mesure de hauteur d'eau par méthode de lumière structurée pulsée », Saint Louis, 2000, 10 p.
- HUANG J., WEBER L.J., LAI Y.G. (2002) « Tree-Dimensional numerical study of flows in open-channel junctions », *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 128 (3), March 1, pp 268-280.
- HULOT J.C., BACHOC A., DELATRE J.M. (1992) « Etude d'un bassin de stockage-décantation », *1^{ère} Conférence Internationale sur les nouvelles technologies en assainissement pluvial, Novatech 92*, Lyon, 3-5 Novembre, pp. 135-144.
- JAUMOULLIÉ P. (2003) « Hétérogénéités des vitesses et des concentrations dans les collecteurs d'assainissement : Application à la mesure des flux polluants », Thèse de doctorat de l'université de Bordeaux I, 2003, 234 p.
- KEHRWILLER J-M. (1995) « Assainissement : Étude comparative de l'efficacité des déversoirs d'orage », Mémoire de fin d'année ENGEES, juin 1995, 105 p.
- KOLMOGOROV A.N. (1941) « The local structure of turbulence in an incompressible fluid at very high Reynolds numbers », *Dokl. Akad. Nauk SSSR*, Vol. 30, 1941, pp 301-305.
- LAFOND J-M. (1995) « Comparaison de modèles de transport en suspension. Application à des ouvrages de stockage-dépollution », Thèse de doctorat de l'université Claude Bernard Lyon I, CEMAGREF Groupement de Lyon, 1995, 235 p.
- LAPLACE D. (2000) « La précision de l'imprécision. Autosurveillance et mesures en réseau d'assainissement », *Colloque d'Hydrotechnique, 165^{ème} session du comité Scientifique et Technique*, Lyon, 5-6 décembre 2000.
- 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 de Strasbourg I, 1998, 198 p.
- LAUNDER B., SPALDING D. (1974) « The numerical computation of turbulent flows », *Computational Methods in Applied Mechanical Engineering*, Vol 3, 1974, pp 269-289.
- LESIEUR M. (1994) « *La turbulence* », Presses universitaires de Grenoble, 1994, 262 p.
- LIN M., ASHWORTH P.J., BEST J.L., ELLIOTT L., INGHAM D.B. AND WHITCOMBE L.J. (2002) « Computational fluid dynamics and the physical modelling of an upland urban river », *Geomorphology*, Vol. 44, 375- 391.
- LUCAS-AIGUIER E., CHEBBO G., BERTRAND-KRAJEWSKI J.L., GAGNE B., HEDGES P. (1997) « Analysis of methods for determining the settling characteristics of sewage and stormwater solids », *2nd International Conference on the sewer as Physical, Chemical and Biological Reactor*, Aalborg, Denmark.

- LUYCKX G., VAES G., BERLAMONT J. (1999) « Experimental investigation on the efficiency of a high side weir overflow », *Water Science and Technology*, Vol. 39 (2), 1999, 61-68.
- MESELHE E.A., HOLLY JR. F.M. (1997) « Invalidity of preissmann scheme for transcritical flow », *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 123 (7), 1997, pp 652-655.
- MICHELBAACH S., WOHRLE C. (1993) « Settleable solids of a combined sewer system-settling behaviour, pollution load, stormwater treatment », *6th Int. Conf. on Urban Storm Drainage*, Niagara Falls, 1993, pp 1284-1289.
- MORVAN H., PENDER G., WRIGHT N.G., ERVINE D.A. (2002) « Three-Dimensional hydrodynamics of meandering compound channels », *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 128 (7), July 1, pp 674-682.
- OSHINOWO L., BAKKER A. (2002) « CFD modeling of solids suspensions in stirred tanks », *Symposium on computational Modeling of Metals, Minerals and Materials*, TMS Annual Meeting, Seattle, WA, February 17-21, 2002, 12 p.
- OUILLOIN S. (1993) « Modélisation mathématique de l'hydrodynamique à surface libre et du transport en suspension de sédiments non cohésifs. Aide à l'interprétation d'images spatiales », Thèse de doctorat de l'INP Toulouse, février 1993, 322 p.
- PHILIPPE J.P., RANCHET J. (1987) « Pollution des eaux de ruissellement pluvial en zone urbaine. Synthèse des mesures de 10 bassins versants en région parisienne », Nantes, Rapport n°142 du LCPC, 1987, 76 p.
- POLLERT J., STRÁNSKÝ D. (2002) « Combination of Computational Techniques – Evaluation of CSO Efficiency for suspended Solids Separation », *Sewer Processes and Networks*, Paris, France, 2002, 231-238.
- RIVASSEAU V. (1998) « Étude des déversoirs d'orage : simulations numériques sur Nekton et conception d'une maquette », Mémoire de fin d'étude ENGEES, 1998, 52 p.
- ROBINSON D.I., MCGHEE T.J. (1993) « Computer modelling of side flow weirs », *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, Vol. 119 (6), 989-1005.
- RODI W. (1984) « *Turbulence models and their application in hydraulics – A state of art review* », 2nd edn., IAHR, The Netherlands, 1984.
- ROLLET D. (2002) « Instrumentation des déversoirs d'orage : Mise en place de l'autosurveillance à sélestat », Mémoire de fin d'étude ENGEES, 2002, 76 p.
- SAGET A. (1994) « Base de données sur la qualité des rejets urbains par temps de pluie : distribution de la pollution rejetées, dimensions des ouvrages de collecte », Thèse de doctorat de l'ENPC, Paris, 1994, 333 p.
- SARKER A., RHODES D.G. (1999) « 3D free surface model of laboratory channel with rectangular broad-crested weir », *28th IAHR Congr.*, Graz, Austria, 22-27 Aug., 7p.

- SAUL A.J., DELO E.A. (1981) « Performance of a high-side-weir storm-sewage chamber incorporating storage », *2nd International Conference on Urban Storm drainage*, Urbana, Illinois USA, June 14-19, 1981, pp. 445-466.
- SCHIESTEL R. (1998) « *Les écoulements turbulents : modélisation et simulation* », Edition HERMES, 505 p.
- SIMONIN Y. (2004) « Mise au point d'une méthodologie d'utilisation de la modélisation tridimensionnelle des déversoirs d'orage dans le cadre de l'autosurveillance », Mémoire de fin d'étude ENGEES, juillet 2004, 76 p.
- SINNIGER R.O., HAGER W.H. (1989) « *Constructions hydrauliques - Écoulements stationnaires* », *Traité de Génie Civil*, Volume 15, L'école polytechnique fédérale de Lausanne, Publié sous la direction de René Walther, Presses polytechniques Romandes, 439 p.
- STOVIN V. R., SAUL A. J. (1994) « Sedimentation in storage tank structures », *Water Science and Technology*, Vol. 29 (1-2), 363-372.
- STOVIN V. R., SAUL A. J. (1996) « Efficiency prediction for storage chambers using computational fluid dynamics », *Water Science and Technology*, Vol. 33 (9), 1996, 163-170.
- STOVIN, V.R. (1996) « The prediction of Sediment deposition in storage chambers based on laboratory observations and numerical simulation », PhD Thesis, The University of Sheffield, UK.
- STOVIN V. R., SAUL A. J. (1998) « A Computational Fluid Dynamics (CFD) particle tracking approach to efficiency prediction », *Water Science and Technology*, Vol. 37 (1), 285-293.
- STOVIN V. R., SAUL A. J., DRINKWATER A., CLIFFORDE I. (1999) « Field testing CFD-based predictions of storage chamber gross solids separation efficiency », *Water Science and Technology*, Vol. 39 (9), 161-168.
- TA C.T. (1999) « Computational fluid dynamic model of storm tank », *8th Int. Conf. Urban Storm Drainage*, Vol. 3, Sydney, Australia, 1279-1286.
- TAKEDA M., INA H., KOBAYASHI S. (1982) « Fourier-transform method of fringe-pattern analysis for computer-based topography and interferometry », *J. Opt. Soc. Am.*, Vol. 72 (1), 1982, 156-160.
- TYACK J.N., FENNER R.A. (1999) « Computational fluid dynamics modelling of velocity profiles within a hydrodynamic separator », *Water Science and Technology*, Vol. 39 (9), 169-176.
- VALIRON F., TABUCHI J.P. (1992) « *Maîtrise de la pollution urbaine par temps de pluie* », Paris, Éditions Tec&Doc, 1992, 564 p.

- VERBANCK M.A. (1992) « Field investigation on sediment occurrence and behaviour in Brussels combined sewer », *Water Sciences and Technology*, Vol. 25(8), pp 71-82.
- VERBANCK M.A., ASHLEY R.M., BACHOC A. (1994) « International workshop on origin, occurrence and behaviour of sediments in sewer systems : summary of conclusions », *Water Research*, Vol. 28 (1), pp 187-194.
- VERSTEEG H. K., MALALASEKERA W. (1995) « *An introduction to computational fluid dynamics, the finite volume method* », Prentice Hall, 1995, 257 p.
- WILCOX D. (1998) « *Turbulence modeling for CFD* », DCW Industries, 540 p.
- ZUG M. (1998) « Modélisation conceptuelle de la pollution par temps de pluie en réseau d'assainissement », Thèse de doctorat de l'ULP, avril 1998, 241 p.
- ZUG M., BLANCHET F., JOANNIS C., RUBAN G., COHEN-SOLAL F. (2002) « Evaluation of discharges by CSOs from water depth measurements : case study of a lateral with a low and long crest », *Urban Drainage 2002*, Global Solutions for Urban Drainage, 9th International Conference on Urban Drainage (9ICUD). E.W. Strecker, W.C. Huber - Editors, September 8-13, 2002, Portland, Oregon, USA.
- WU W., RODI W., WENKA T. (2000) « 3D numerical modeling of flow and sediment transport in open channels », *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 126 (1), January, pp 4-15.

ANNEXES

Annexe 1 :

Courbes de fonctionnement des déversoirs d'Obernai

Annexe 2 :

Localisation des sites étudiés

Annexe 3 :

Maillage des déversoirs de Sélestat (DO A et C)

Annexe 4 :

Conditions aux limites et initiales pour les simulations (DO Sélestat)

Annexe 5 :

Outil de traitement des données

Annexe 6 :

Résultats des simulations : DO Fontainebleau, DO Sélestat

Annexe 7 :

Localisation des capteurs à Sélestat

Annexe 8 :

Contexte réglementaire

Annexe 1 : Courbes de fonctionnement des déversoirs pilotes

La courbe de fonctionnement d'un déversoir d'orage représente un critère mathématique important. Elle permet d'évaluer la performance d'un déversoir. Nous avons choisi d'adimensionnaliser les différentes courbes à partir du débit de référence. Le «meilleur» déversoir serait celui dont la courbe de fonctionnement se rapprocherait au mieux de la courbe idéale représentée ci-après.

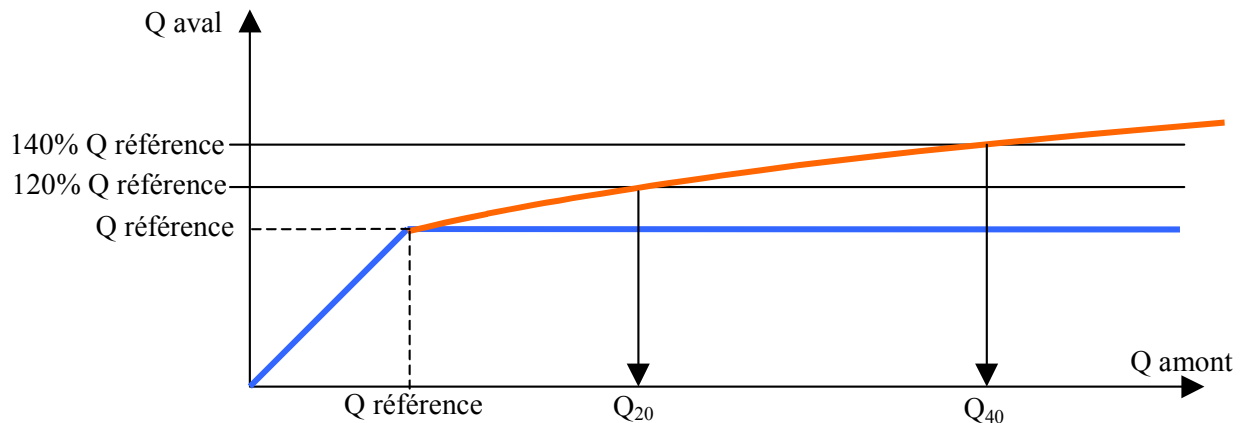


Figure 1-1: Courbe de fonctionnement « idéal » d'un déversoir d'orage

La courbe bleue représente la courbe de fonctionnement idéal d'un déversoir d'orage avec un débit aval ne dépassant pas le débit de référence (par exemple le débit admissible par la station de traitement à l'aval). La courbe de fonctionnement souhaitée correspond à la courbe rouge avec un débit à l'aval ne dépassant pas 1.2 à 1.4 fois le débit de référence, pour un débit amont maximum. Dans certains cas, le débit amont peut représenter 10 à 30 fois le débit de référence.

Les critères pris en compte pour comparer les performances des déversoirs d'orage sont : l'angle de l'entonnement, la longueur et le nombre de crêtes. La pente et la hauteur de crête ne constituent pas un élément de comparaison, c'est une donnée fixée respectivement par la topographie du site et par le concepteur.

1. Influence de l'entonnement

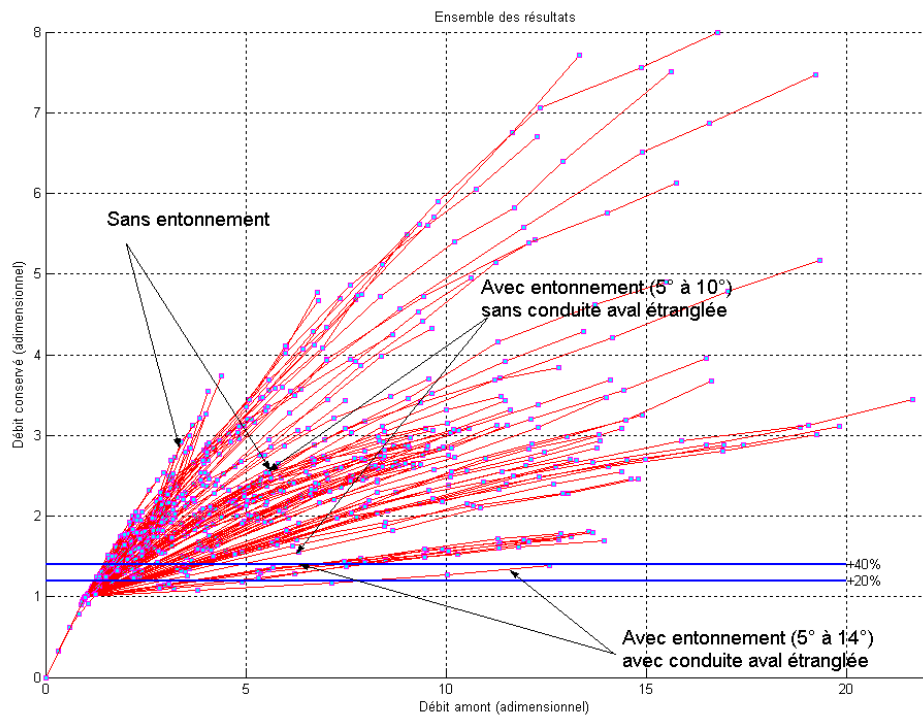


Figure 1-2 : Ensemble des courbes de fonctionnement des DO

La figure précédente représente les courbes de fonctionnement de tous les déversoirs étudiés sur le pilote expérimental. Nous constatons que, quelque soit la pente amont et aval du DO, l'angle de l'entonnement joue un rôle considérable dans le fonctionnement hydraulique de l'ouvrage. Nous discuterons par la suite l'effet de la longueur et du nombre de crête pour les déversoirs avec et sans entonnement.

2. Influence de la longueur et du nombre de crêtes

2.1. Déversoirs sans entonnement

La figure suivante représente l'ensemble des mesures effectuées sur tous les déversoirs sans entonnement.

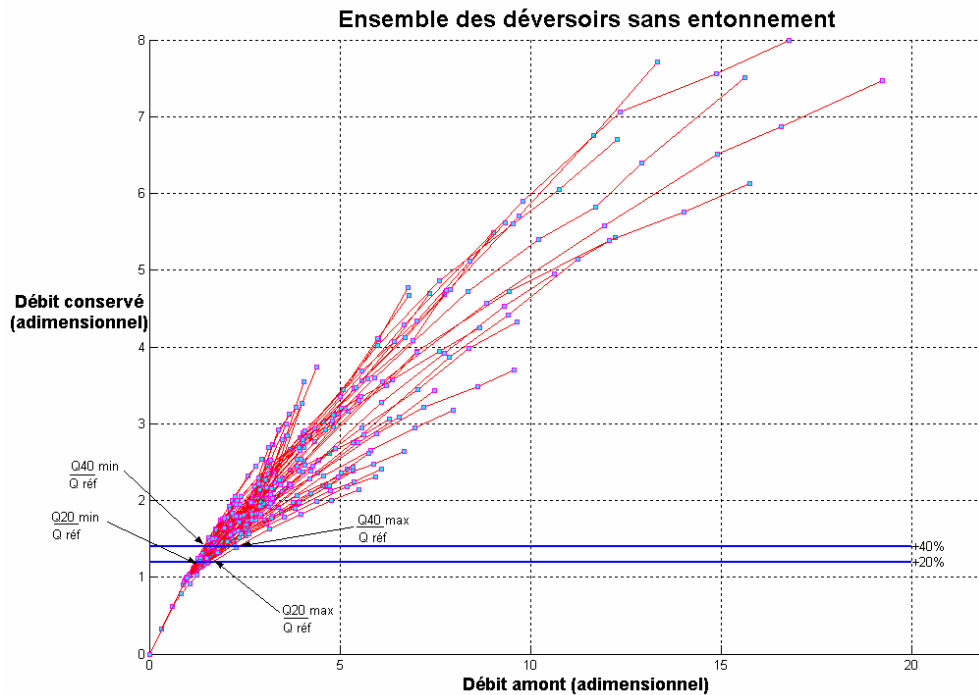


Figure 1-3 : Ensemble des courbes de fonctionnement des DO sans entonnement

Le tableau suivant représente les valeurs adimensionnelles par rapport au débit de référence de Q_{20} et Q_{40} minimales et maximales quelques soient les pentes amont et aval, ainsi que les hauteurs de crête.

Nombre de crête	Longueur de crête (en mm)	Angle d'entonnement	$\frac{Q_{20} \text{ min}}{Q_{\text{réf}}}$	$\frac{Q_{20} \text{ max}}{Q_{\text{réf}}}$	$\frac{Q_{40} \text{ min}}{Q_{\text{réf}}}$	$\frac{Q_{40} \text{ max}}{Q_{\text{réf}}}$
1	500	0°	1.25	1.43	1.51	1.85
1	1000	0°	1.26	1.52	1.53	2.04
1	1500	0°	1.22	1.5	1.44	2
2	500	0°	1.26	1.57	1.53	2.14
2	1000	0°	1.24	1.66	1.47	2.33
2	1500	0°	1.24	1.53	1.48	2.06

Tableau 1-1 : Résultats pour les DO sans entonnement

On constate que pour une ou deux crêtes déversantes, l'effet de la longueur est négligeable. En effet, les valeurs de $\frac{Q_{20} \text{ min}}{Q_{\text{réf}}}$, $\frac{Q_{20} \text{ max}}{Q_{\text{réf}}}$, $\frac{Q_{40} \text{ min}}{Q_{\text{réf}}}$ et $\frac{Q_{40} \text{ max}}{Q_{\text{réf}}}$ augmentent de moins de 8% pour une augmentation de 300 % de la longueur. De même, le fait de doubler la crête fait augmenter les rapports précédents au plus de 13.5 %.

Globalement, un déversoir à crête basse sans entonnement, indépendamment des autres paramètres, atteint très rapidement les limites de Q_{20} et Q_{40} .

2.2. Déversoirs avec entonnement

La figure suivante représente l'ensemble des mesures effectuées sur tous les déversoirs avec entonnement.

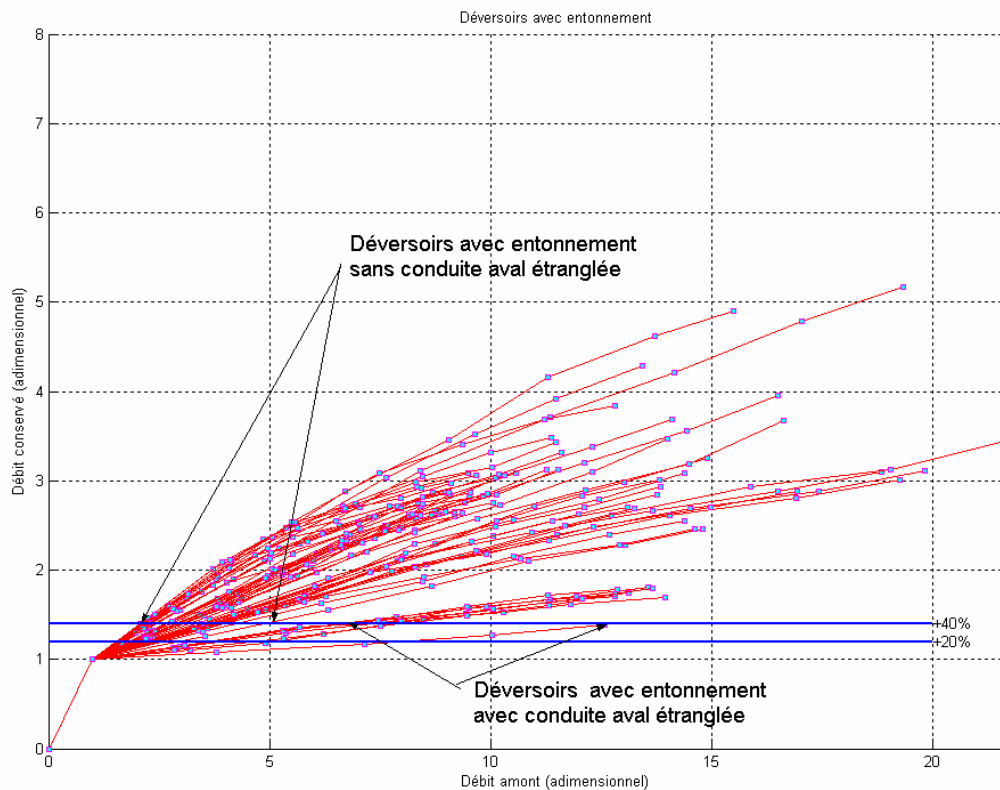


Figure 1-4: Ensemble des courbes de fonctionnement des DO avec entonnement

Le tableau suivant représente les valeurs adimensionnelles de Q_{20} et Q_{40} minimales et maximales quelques soient les pentes amont et aval, ainsi que les hauteurs de crête.

Nombre de crête	Longueur de crête (en mm)	Angle d'entonnement	$\frac{Q_{20} \text{ min}}{Q_{\text{référence}}}$	$\frac{Q_{20} \text{ max}}{Q_{\text{référence}}}$	$\frac{Q_{40} \text{ min}}{Q_{\text{référence}}}$	$\frac{Q_{40} \text{ max}}{Q_{\text{référence}}}$
1	500	10°	1.54	2.08	2.08	3.15
1	1000	5°	1.56	2.24	2.11	3.49
1	1500	3.4°	1.6	2.44	2.2	3.88
2	500	10°	1.65	2.04	2.3	3.09
2	1000	5°	1.64	2.48	2.27	3.96
2	1500	3.4°	1.57	2.91	2.15	4.83

Tableau 1-2 : Résultats pour les DO à crête basse avec entonnement

On constate que le nombre de crête influence peu les valeurs de $\frac{Q_{20} \text{ min}}{Q_{\text{référence}}}$, $\frac{Q_{20} \text{ max}}{Q_{\text{référence}}}$,

$\frac{Q_{40} \text{ min}}{Q_{\text{référence}}}$ et $\frac{Q_{40} \text{ max}}{Q_{\text{référence}}}$. En effet, au maximum, l'augmentation est de 24%.

Nous avons vu précédemment que l'entonnement joue un rôle important dans le fonctionnement d'un déversoir. On remarque que l'effet de l'augmentation de la longueur de crête est compensé par l'effet de la diminution de l'entonnement sur la courbe de

fonctionnement. On peut donc dire que l'augmentation de la longueur est bénéfique pour les déversoirs avec entonnement.

Compte tenu des contraintes liées au génie civil, il vaut mieux concevoir un déversoir court avec entonnement qu'un déversoir long avec peu d'entonnement.

On constate dans le tableau suivant que la remarque précédente concernant l'entonnement et la longueur de crête est toujours valable.

Nombre de crête	Vanne aval	Longueur de crête (en mm)	Angle d'entonnement	$\frac{Q_{20}}{Q_{référence}}$ min	$\frac{Q_{20}}{Q_{référence}}$ max	$\frac{Q_{40}}{Q_{référence}}$ min	$\frac{Q_{40}}{Q_{référence}}$ max
2	Non	500	13.6°	3.67	3.94	6.73	7.4
2	Non	1000	6.9°	3.78	4.66	6.68	7.85
2	Non	1500	4.6°	3.63	5.15	6.8	7.8
2	Oui	500	13.6°	8.15	8.15	12.7	12.7

Tableau 1-3 : Résultats pour les DO à crête haute avec entonnement et vanne

La création d'un étranglement conduisant à une mise en charge de la conduite aval permet d'augmenter la ligne d'eau sur la crête du DO et par conséquent d'augmenter le débit déversé. De même, la mise en place d'une vanne à l'aval du déversoir va simuler un « frein » hydraulique qui permet un effet identique.

3. Conclusion

Les résultats de l'étude expérimentale du fonctionnement des déversoirs d'orage par le biais des courbes de fonctionnement, montrent que l'entonnement joue un rôle évident dans la qualité de fonctionnement de l'ouvrage. Tout compte fait, il serait donc judicieux de privilégier la construction de déversoirs à crête haute et avec entonnement. Sur des DO déjà en place, la création d'un entonnement moyennant un génie civil assez simple et peu coûteux associé à une vanne murale en sortie pourrait considérablement améliorer la qualité de l'ouvrage au niveau hydraulique. Cependant, il reste à voir ce qui se passerait au niveau des dépôts et de la remise en suspension des matières avec ce type d'aménagement.

Annexe 2 : Localisation des sites étudiés



Figure 2-1 : Communauté de communes de Sélestat

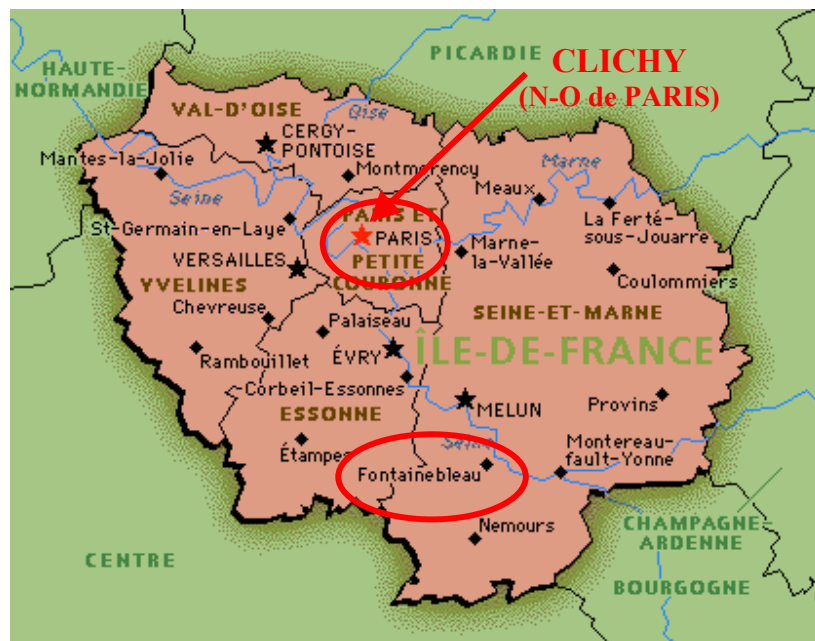
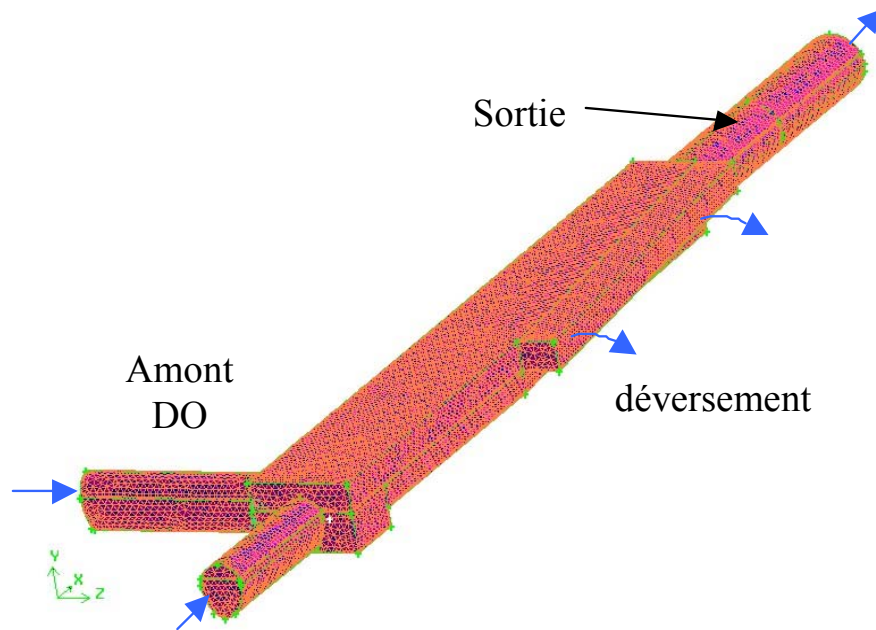
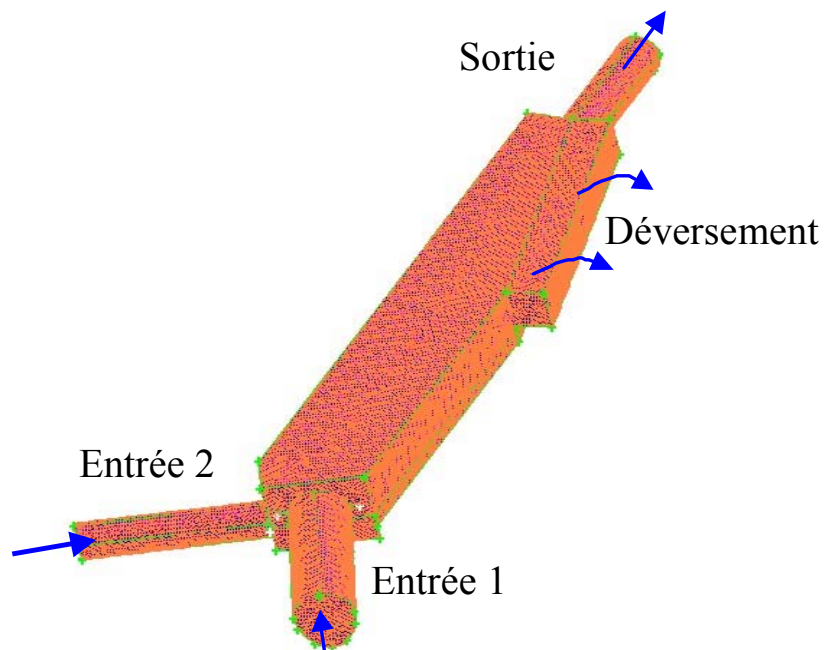


Figure 2-2 : Villes de Clichy et de Fontainebleau

Annexe 3 : Maillage des déversoirs de Sélestat (DO A et C)**Figure 3-1 : Maillage du DO A****Figure 3-2 : Maillage du DO A**

Annexe 4 : Conditions aux limites et initiales pour les simulations (DO Sélestat)

Ovoïde T=4/3 B				T=1.5 B			
T	1.467	m		T	1.605	m	
B	1.1	m		B	1.07	m	
K	70			K	70		
l	0.0007	m/m soit	0.07%	l	0.0007	m/m soit	0.07%
Qps	1.14	m3/s		Qps	1.12	m3/s	
heau (m)	1.07			heau (m)	1.07		
h/T	0.72937969			h/T	0.66666667		
S(4/3) (m2)	0.92706568			S(1.5) (m2)	0.8708491		
Rh (4/3)	0.36102199			Rh (1.5)	0.33960017		
Dh (4/3)	0.84278698			Dh (1.5)	0.81387767		
Q (1.5)	0.871			Q (1.5)	0.768		

Q (m3/s)	V (4/3) (m/s)	Re	l (%)	V(1.5) (m/s)	Re	l (%)
0.9	0.49	175241	4%	0.52	175484	4%
2	1.08	389424	3%	1.15	389964	3%
3	1.62	584137	3%	1.72	584947	3%
4	2.16	778849	3%	2.30	779929	3%
5	2.70	973561	3%	2.87	974911	3%
6	3.24	1168273	3%	3.44	1169893	3%

les débits d'entrée sont répartis par moitié dans chaque collecteur d'arrivée

Conditions initiales pour le DO A

Ovoïde T=4/3 B				T=1.5 B			
T	2.133	m		T	1.305	m	
B	1.6	m		B	0.87	m	
K	70			K	70		
l	0.0005	m/m soit	0.05%	l	0.0003	m/m soit	0.03%
Qps	2.61	m3/s		Qps	0.42	m3/s	
Répartition des débits	86%				14%		
heau (m)	0.92			heau (m)	0.92		
h/T	0.43131739			h/T	0.70498084		
S(4/3) (m2)	1.0241			S(1.5) (m2)	0.6177		
Rh (4/3)	0.3908			Rh (1.5)	0.2839		
Dh (4/3)	0.6401			Dh (1.5)	0.7100		
Q (1.5)	0.8568			Q (1.5)	0.3149		

Q (m3/s)	V (4/3) (m/s)	Re	l (%)	V(1.5) (m/s)	Re	l (%)
0.9	0.76	295607	4%	0.20	57574	4%
2	1.68	656906	3%	0.45	127943	4%
3	2.52	985358	3%	0.68	191915	4%
4	3.36	1313811	3%	0.90	255886	4%
5	4.20	1642264	3%	1.13	319858	3%
6	5.04	1970717	3%	1.35	383830	3%

Conditions initiales pour le DO C

Ovoïde T=4/3 B				T=1.5 B				D=600				D=800			
T	1.6	m		T	1.35	m		D	0.6	m		D	0.8	m	
B	1.2	m		B	0.9	m		K	70			K	70		
K	70			K	70			I	0.005	m/m soit	0.50%	I	0.004	m/m soit	0.40%
I	0.002	m/m soit	0.20%	I	0.0006	m/m soit	0.06%	Qps	0.4	m3/s		Qps	0.76	m3/s	
Qps	2.42	m3/s		Qps	0.65	m3/s		Vps	1.4	m/s		Vps	1.51	m/s	
Répartition des débits	57%				15%				9%				18%		
heau (m)	0.93			heau (m)	0.93			heau (m)	0.93			heau (m)	0.93		
h/T	0.58125			h/T	0.688888889										
S(4/3) (m2)	0.84863116			S(1.5) (m2)	0.64227103			P	1.884955592			P	2.513274123		
Rh (4/3)	0.352974057			Rh (1.5)	0.290472557			S ps	0.282743339			S ps	0.502654825		
Dh (4/3)	0.71			Dh (1.5)	0.71			Rh	0.15			Rh	0.2		
Q (4/3)	1.328			Q (1.5)	0.471			Dh	0.6			Dh	0.8		
								Q ps	0.4			Q ps	0.76		

Qtot ent	Q (4/3)	V (4/3) (m/s)	Re	I (%)	Q (1.5)	V(1.5) (m/s)	Re	I (%)	Q (DN600)	V (m/s)	Re	I (%)	Q (DN800)	V (m/s)	Re	I (%)
2	1.14	1.35	475848	3%	0.31	0.48	139390	4%	0.19	0.67	100202	4%	0.36	0.71	142788	4%
3	1.72	2.02	713772	3%	0.46	0.72	209085	4%	0.28	1.00	150303	4%	0.54	1.07	214182	4%
4	2.29	2.70	951695	3%	0.62	0.96	278780	3%	0.38	1.34	200405	4%	0.72	1.43	285577	3%
5	2.86	3.37	1189619	3%	0.77	1.20	348475	3%	0.47	1.67	250506	4%	0.90	1.78	356971	3%
6	3.43	4.04	1427543	3%	0.92	1.44	418171	3%	0.57	2.00	300607	4%	1.08	2.14	428365	3%
7	4.00	4.72	1665467	3%	1.08	1.68	487866	3%	0.66	2.34	350708	3%	1.26	2.50	499759	3%

Conditions initiales pour le DO E

CONDUITE AMONT - DO M - Sélestat		
Diamètre (m)	2.2	
Heau initiale (m)	1.48	
delta	1.924	
Smouillée	2.72	
Pmouillé	4.23	
Rh	0.64	
B	2.06	
Dh	1.32	

Q (m3/s)	V (m/s)	Re	I (en %)
0.6	0.22	141786	3.5
1	0.37	236309	3.3
4	1.47	945237	2.8
6	2.21	1417856	2.6
8	2.94	1890474	2.5
10	3.68	2363093	2.5
12	4.41	2835711	2.4

CONDUITE AVAL - DO M - Sélestat		
Diamètre (m)	1.2	m
S	1.130973	m ²
Q (m3/s)	0.26	m ³ /s
V (m/s)	0.23	m/s
Dh	1.2	m
Re	275869	
I (%)	3.3	%

= débit du pompage de la station 260l/s

Conditions initiales pour le DO M

Annexe 5 : Outil de traitement des données

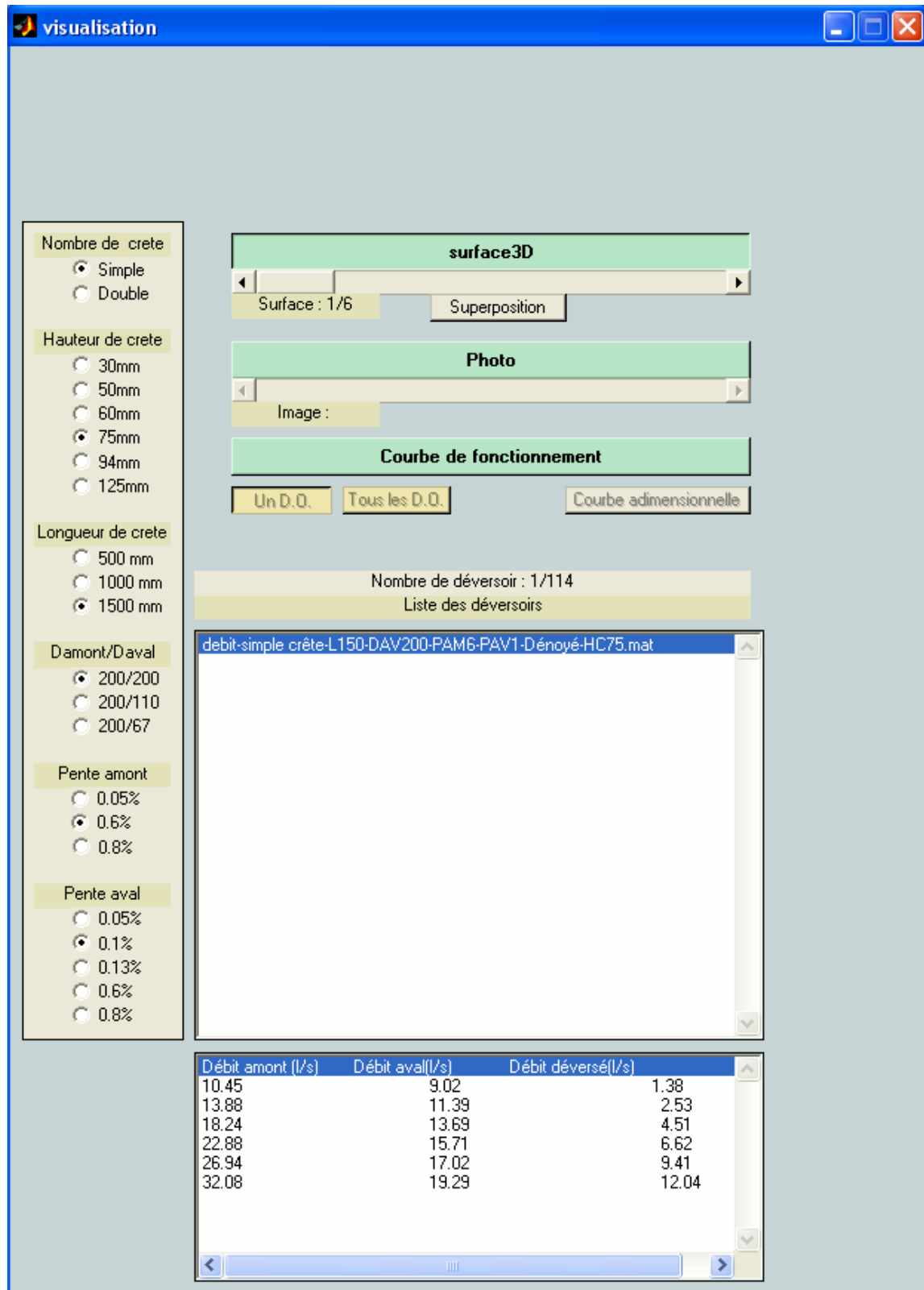


Figure 5-1 : Outil de gestion des données recueillies sur le pilote « déversoir d'orage »

Annexe 6 : Résultats des simulations : DO Fontainebleau et Sélestat

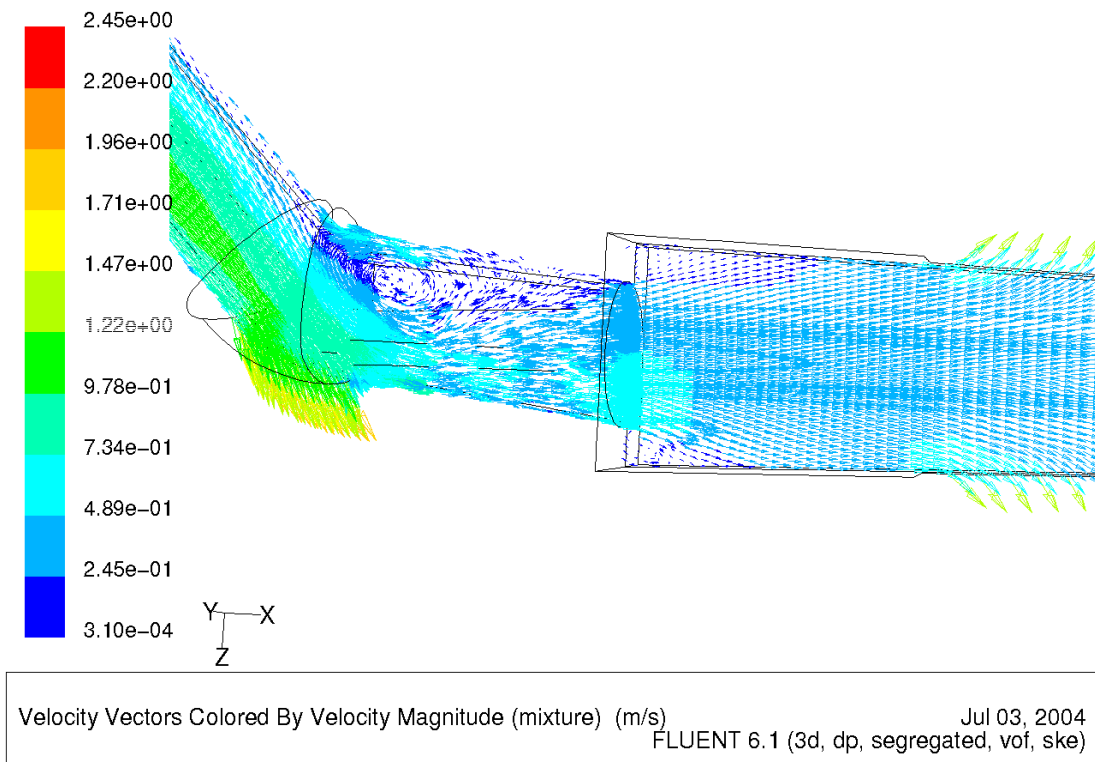


Figure 6-1 : Vecteurs vitesse au niveau de la surface libre pour un débit d'entrée de $1 \text{ m}^3/\text{s}$ (DO Fontainebleau)

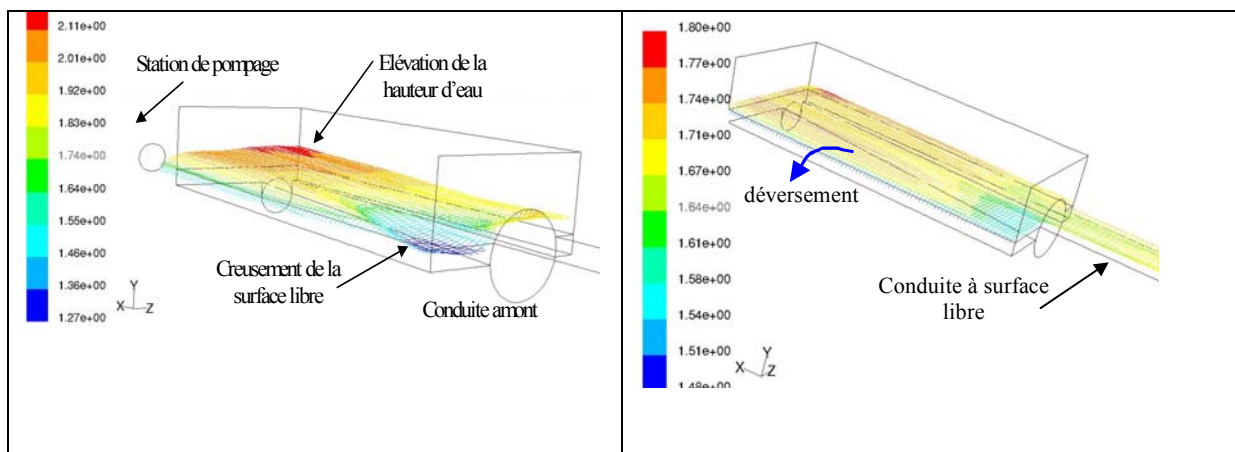


Figure 6-2 : Évolution de la hauteur de la surface libre dans le DO M pour $Q = 4 \text{ m}^3/\text{s}$ (à droite) et $Q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ (à gauche)

Annexe 7 : Localisation des capteurs des DO de Sélestat



Figure 7-1 : Capteurs ultrasons du DO 1



Figure 7-2 : Capteurs ultrasons du DO A

Annexe 8 : Contexte réglementaire

1.1. *La loi sur l'eau*

Avant la promulgation de la loi n° 92-3 du 3 janvier 1992 dite « loi sur l'eau », le dispositif législatif existant dans le domaine de l'eau était constitué par une accumulation de textes, datant de 1898 à 1973, limités dans leur objet (écoulement, qualité, nature..) et dans l'espace (cours d'eau domaniaux, non domaniaux, sources, eaux souterraines...).

Cependant, ce "relatif déficit d'ordre" a été partiellement compensé par des textes, circulaires, instructions, fixant les règles de "bonnes pratiques" dans la mise en œuvre de l'assainissement pluvial.

Progressivement, on assiste à une prise de conscience de la pollution apportée par ces rejets urbains de temps de pluie (RUTP).

Les eaux pluviales ne pouvaient plus être évacuées sans se soucier de leurs impacts sur la qualité des milieux récepteurs. Ce problème est commun à tous les grands pays industrialisés souhaitant préserver leurs ressources en eau et leur cadre de vie.

La communauté européenne a édicté la Directive CEE-91-271 du 21 mai 1991 relative aux traitements des eaux urbaines résiduaires. Elle s'applique donc aux eaux résiduaires, composées des eaux ménagères usées ou le mélange de celles-ci avec les eaux industrielles ou le ruissellement. Elle impose de les traiter pour autant qu'elles soient rassemblées dans un réseau de collecte. Cette obligation de traitement porte sur la totalité des effluents et comporte des dates d'exécution proches : 2000 et 2005 au plus tard.

Cette directive n'admet les déversements qu'en cas de circonstances exceptionnelles (incluant les pluies fortes) ou de coûts excessifs. Elle autorise les Etats membres à prendre des mesures pour limiter la pollution résultant des pluies d'orage fondées sur la dilution par rapport au Q_{TS} (débit de temps sec) ou à accepter un certain nombre de surverses chaque année.

La France a dû assurer la transcription de cette directive en droit français, en promulguant d'autres textes, aujourd'hui effectifs :

- ◆ loi n° 92-3 sur l'eau du 3 janvier 1992,
- ◆ décrets n° 93-742 et 93-743 du 29 mars 1993 relatifs à l'application de la loi sur l'eau,
- ◆ décrets n° 94-469 du 3 juin 1994 relatif à la collecte et au traitement des eaux usées, mentionnées aux articles L.372-1-1 et L.372-3 du code de l'urbanisme,
- ◆ circulaire du 13 septembre 1994 relative à l'assainissement des eaux usées urbaines,
- ◆ arrêté du 23 novembre 1994 portant délimitation des zones sensibles,
- ◆ arrêtés du 22 décembre 1994, l'un fixant les prescriptions techniques relatives aux ouvrages de collecte et de traitements des eaux usées ; l'autre relatif à la surveillance des ouvrages de collecte et de traitements des eaux usées,

- ◆ circulaire du 12 mai 1995 relative aux systèmes d'assainissement,
- ◆ circulaire du 19 février 1998 – rappel des obligations du décret du 3 juin 1994,
- ◆ circulaire du 7 juin 2000 relative à l'instruction des autorisations des systèmes d'assainissement de plus de 2 000 Equivalents Habitants (EH) en cas de dépassement des échéances européennes,
- ◆ circulaire du 6 novembre 2000 relative à l'autosurveillance des systèmes d'assainissement de plus de 2 000 EH.

Ces décrets, arrêtés et circulaires permettent de mettre en application la loi sur l'eau. Toutes ces contraintes réglementaires visent à faire respecter :

- ◆ Les procédures d'autorisation et de déclaration,
- ◆ Les sanctions pénales.

Le champ d'application du régime d'autorisation et de déclaration prévu par l'article 10-1 de la loi sur l'eau est extrêmement large. Ce régime doit assurer la préservation des écosystèmes aquatiques et des zones humides, et la protection de toutes les eaux superficielles ou souterraines contre toutes les atteintes qu'elles peuvent subir.

Les déversoirs d'orage sont soumis à autorisation ou déclaration suivant le flux polluant journalier. Le flux polluant est le flux transporté par le collecteur au droit du déversoir. Les limites correspondent à des agglomérations de 200 à 2 000 EH. L'autorisation ou la déclaration dépend du volume du rejet ou du rapport du débit de celui-ci à un débit de référence Q_{ref} du cours d'eau récepteur. Le tableau suivant indique les conditions de régime d'autorisation ou de déclaration.

Flux polluant journalier	Volume du rejet ou débit du rejet	Équivalents habitants	Régime juridique
≥ 120 kg de DBO5	$V > 10\,000 \text{ m}^3/\text{j}$ ou $Q_j > 25\%Q_{ref}$	$> 2\,000$ EH	Autorisation
$12 < \text{DBO5} < 120$ kg	$2\,000 < V < 10\,000 \text{ m}^3/\text{j}$ ou $5\%Q_{ref} < Q_j < 25\%Q_{ref}$	$200 < \text{EH} < 2\,000$	Déclaration

Conditions de régime d'autorisation ou de déclaration.

Les sanctions pénales sont appliquées dans les cas suivants :

- ◆ Non respect des seuils de rejet,
- ◆ Dépassement des normes autorisées (pollution de l'eau),
- ◆ Obstacle à l'exercice de contrôle.

La démarche générale consiste à réaliser dès que possible les ouvrages et équipements qui s'imposent de manière évidente :

- ◆ suppression des rejets directs par temps sec,
- ◆ réglage des déversoirs,

- ◆ mise à niveau de la station d'épuration,
- ◆ mise en œuvre d'une politique de limitation des débits de ruissellement par une maîtrise de l'urbanisation ou la mise en place de techniques alternatives,
- ◆ surveiller le fonctionnement hydraulique de l'ensemble du système d'assainissement, de façon à évaluer ses réactions aux différentes situations météorologiques.

Une approche globale au niveau d'un bassin versant du milieu récepteur est nécessaire pour garantir la cohérence des actions entreprises dans ce cadre, en liaison avec les documents de planification existants (schémas directeurs d'assainissement, schémas d'urbanisme...).

L'accent sera mis en général sur les effets immédiats et notamment l'impact des déversements de matières polluantes organiques, sources d'anoxie pour les milieux récepteurs.

1.2. Surveillance et autosurveillance

L'objectif premier de l'autosurveillance est de vérifier l'efficacité du système d'assainissement vis-à-vis des contraintes réglementaires (respect des normes). Au delà de cet objectif, l'autosurveillance est une véritable aide à la fiabilisation des installations pour la prévention des dysfonctionnements et l'aide à la réhabilitation.

L'arrêté du 22 décembre 1994 relatif à la surveillance des ouvrages de collecte et de traitement des eaux usées impose de façon très précise à la collectivité les actions à mettre en œuvre pour assurer le contrôle du respect de ses obligations réglementaires. Cette démarche, au delà de son caractère obligatoire, s'inscrit dans une démarche qualité visant pour l'exploitant à vérifier, en continu, l'adéquation entre les objectifs fixés et les résultats obtenus. Elle doit également permettre, par la responsabilisation des intéressés, de limiter les contrôles directs de la police de l'eau, et de disposer de données sur le fonctionnement des systèmes d'assainissement.

Les tableaux suivants explicitent la réglementation sur le débit et la charge polluante au droit des déversoirs d'orage.

Réglementation sur le débit :

120 < Charge brute de polluant organique (DBO5) < 600 kg/jour	Charge brute de polluant organique (DBO5) > 600 kg/jour
Estimation des périodes de déversement et des débits rejetés	Mesure en continu

Moyen de surveillance à mettre en œuvre en fonction du débit de l'ouvrage

Réglementation sur la charge polluante :

120 < Charge de polluant collectée par temps sec < 600 kg/jour	Charge de polluant collectée par temps sec > 600 kg/jour
Néant	Estimation de la charge polluante (MES, DCO) déversée par temps de pluie

Moyen de surveillance à mettre en œuvre en fonction de la charge polluante collectée

L'arrêté du 22 décembre 1994 sur la surveillance des systèmes d'assainissement précise à l'article 1.III :

« les communes ou, le cas échéant, leurs groupements sont responsables de l'application des prescriptions du présent arrêté. Elles peuvent confier ces responsabilités à un concessionnaire ou à un mandataire, au sens de la loi n°85-704 du 12 juillet 1985, pour ce qui concerne la construction ou la reconstruction totale ou partielle, des ouvrages, et à un

délégataire, au sens de la loi n°93-122 du 29 janvier 1993, pour ce qui concerne leur exploitation ».

La responsabilité de la mise en œuvre des obligations de surveillance, qui incombe à la collectivité, est souvent transférée à l'exploitant des ouvrages de collecte ou de traitement concernés.

La collectivité conserve cependant sa responsabilité d'autorité délégante, qui consiste à vérifier que les obligations sont bien remplies par son délégataire, et à mettre en œuvre les sanctions prévues contractuellement. Dans ce cas, les données de la surveillance doivent être transmises à la collectivité, laquelle les transmet ensuite au service de police de l'eau.

Le second arrêté du 22 décembre 1994 définit, pour les systèmes d'assainissement recevant un flux journalier supérieur à 120 kg de matière organique (2 000 EH), les modalités de surveillance des ouvrages de collecte et de traitement des eaux usées.

Les délais de mise en œuvre du programme d'autosurveillance sont progressifs pour les installations existantes :

- ◆ 2 ans (pour les ouvrages de plus de 6 000 kg/jour de pollution organique ou 100 000 EH), soit le 10 février 1997,
- ◆ 4 ans (pour les ouvrages de 601 à 6 000 kg/jour ou de 10 000 à 100 000 EH), soit le 10 février 1999,
- ◆ 5 ans (pour les ouvrages de 120 à 600 kg/jour ou de 2 000 à 10 000 EH), soit le 10 février 2000.

Pour les systèmes d'assainissement de moins de 2 000 EH, la mise en place de l'auto-surveillance est obligatoire depuis le 9 août 1996, et à compter du 31 décembre 2005 pour les autres (arrêté du 21 juin 1996).

Le non respect, constaté ou prévu pour de nombreuses agglomérations, des échéances de la directive européenne a suscité des questions sur la conduite à tenir dans une telle situation. La circulaire de 7 juin 2000 relative à l'instruction des autorisations des systèmes d'assainissement de plus de 2 000 EH en cas de dépassement des échéances européennes donne quelques réponses, notamment en ce qui concerne la conformité au cadre de l'autosurveillance.

Actuellement, si une exploitation n'est pas conforme à la directive européenne, l'échéance est dépassée puisque la dernière date de mise en conformité était pour l'année 2000. L'appréciation de la conformité est basée sur les exigences issues de la directive, soit celles fixées par le 22 décembre 1994 pour les prescriptions techniques relatives aux ouvrages de collecte et de traitement des eaux usées : un système ne pourra donc plus être déclaré

conforme s'il ne répond pas à ces dernières, même si ses performances satisfont aux exigences initiales qu'il devait respecter avant que l'échéance ne soit dépassée.

L'article 8 de l'arrêté du 22 décembre 1994 précise que l'exploitant rédige un manuel décrivant de manière précise son organisation interne, ses méthodes d'analyse et d'exploitation, les organismes extérieurs à qui il confie tout ou partie de la surveillance, la qualification des personnes associées à ce dispositif.

Ce manuel fait mention des références normalisées ou non. Il est tenu à la disposition du service chargé de la police de l'eau, de l'agence de l'eau, et est régulièrement mis à jour.

La circulaire du 12 mai 1995 précise au point 3.2.4 ce que le manuel doit comporter. Il apparaît opportun que l'arrêté d'autorisation figure en annexe du manuel d'autosurveillance.

Comme le déversoir en tête de station de traitement, un déversoir ne devrait pas déverser tant que la capacité de référence de l'ouvrage de traitement à l'aval, fixée dans l'autorisation, n'est pas atteinte (art.20 de l'arrêté du 22 décembre 1994). Le fonctionnement des réseaux est toutefois complexe, et les déversements peuvent avoir lieu en cas d'orage en tête du réseau alors que la station n'est pas encore à pleine capacité.

Les rejets excessifs des déversoirs d'orage par temps de pluie ont généralement pour origine des insuffisances structurelles plus que des négligences dans l'exploitation. Par conséquent, la connaissance des rejets entraînés par les déversoirs d'orage doit permettre, lors des discussions avec le maître d'ouvrage, d'évaluer la nécessité de travaux sur les réseaux ou d'actions destinées à limiter les apports d'eaux de ruissellement dans ceux-ci.

Aucune surverse ne doit avoir lieu par temps sec. Des constats d'infraction doivent être envisagés, si la collectivité ne met pas en œuvre les moyens nécessaires pour les supprimer.

Les infractions pour non-respect des obligations liées à l'autosurveillance se fondent sur l'article 44-2 du décret du 29 mars 1993 relatif aux procédures d'autorisation et de déclaration.

Les dispositions de cet article pourront notamment être utilisées pour sanctionner un exploitant qui refuse de réaliser l'autosurveillance, qui néglige d'en transmettre les résultats, qui transmet des résultats erronés, ou en cas de défaut d'information lors de pannes ou d'opérations de maintenance.