Interactions en crue entre drainage souterrain et assainissement agricole

Yves Nedelec

▶ **To cite this version:**

Yves Nedelec. Interactions en crue entre drainage souterrain et assainissement agricole. Autre. ENGREF (AgroParisTech), 2005. Français. NNT : 2005ENGR0002 . tel-00009180

HAL Id: tel-00009180
https://pastel.hal.science/tel-00009180

Submitted on 4 May 2005

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

Cemagref

Ecole Doctorale
Géosciences et Ressources Naturelles

ECOLE NATIONALE DU GENIE RURAL DES EAUX ET DES FORÊTS
ENGREF

T H E S E

pour obtenir le grade de

Docteur de l'ENGREF

Spécialité : Sciences de l'Eau

présentée et soutenue publiquement par

Yves NÉDÉLEC

Le 31 mars 2005

à ***l'Ecole Nationale du Génie Rural, des Eaux et Forêts***
Centre de : ***Paris***

Interactions en crue entre drainage souterrain et assainissement agricole

devant le jury suivant :

Pr. Bernard GAY	Directeur de Thèse
Pr. Willi HAGER	Rapporteur
Dr. Michel VAUCLIN	Rapporteur
M. Gérard DEGOUTTE	Examinateur
Dr. André PAQUIER	Examinateur
Dr. Cyril KAO	Examinateur
Pr. Jean-Claude DEUTSCH	Examinateur

A mes Parents

Remerciements

Ce travail de thèse est en quelque sorte une étape clé, au milieu d'une voie que je parcours maintenant depuis plusieurs années, une petite voie qui serpente entre les montagnes du savoir et le terrain des opérations. Partie d'un pays où l'eau de pluie règne en maître, elle en rejoint un autre où pour mieux vivre de la terre, l'homme s'est aménagé une petite place à lui. Mais finalement cet homme doit sans cesse composer avec sa voisine, qui parfois s'irrite lorsqu'on la pousse trop fort hors de chez elle.

Ce travail est comme une gare où l'on doit cesser de rêver devant le paysage et prendre le temps de regarder l'ordre des choses : où sommes nous ? quand arrive-t-on ? et à quand le départ ?

Comme cette voie est somme toute assez agréable et pittoresque, c'est très chaleureusement que je voudrais remercier ici tous ceux qui m'ont incité à l'emprunter, ceux grâce à qui j'ai pu avancer jusque là, ainsi que toutes les personnes qui m'ont accompagné dans cette étape, et qui pour certains poursuivront le voyage avec moi.

Au départ

Amoureux des sols gorgés d'eau, des bassins versants, et du bon usage des deux, ils m'ont mis sur cette voie (qui a rapidement pris la forme d'un fossé bien tracé, bordé d'innombrables parcelles drainées), et je les en remercie : Daniel Zimmer et Thierry Leviandier

Je remercie massivement toute l'équipe du Pôle Eau du Cemagref d'Antony qui constitue un cadre de travail exceptionnel. Je remercie notamment, et à travers les âges, l'ensemble de mon unité (aux changements de nom dont la période de retour est d'une exactitude qui devrait servir d'exemple aux aléas hydrologiques : les changements de "drainage" en "ouvrages pour le drainage et l'étanchéité" d'abord, puis en "hydrosystèmes et bio-procédés" récemment, se sont succédés en exactement dix ans…). J'entame une liste qui paraîtra certainement lacunaire, mais c'est réellement à toute l'équipe que je pense : Cyril Kao, Christian Duquennoi, Bernard Vincent, Julien tournebize, Nathalie Touze-Foltz, Michel poirson, Vazken Andreassian, Charles Perrin, Marie Pierre Arlot, Sami Bouarfa… Les thèsard(e)s, nouveaux comme anciens, ne seront pas épargné(e)s : Bénédicte Augeard, Thais Paris, François Cartaud, Thibault Mathevet, Ludovic Oudin, Rozanne Chabot, Nathalie Brahic... Et Marc Plantier, même s'il n'a été que "presque thésard", m'aura donné l'occasion, comme bien d'autres, d'immiscer mon expérience ou ma curiosité dans des questions qui me changent de mon quotidien…

A coups d'équations de Saint-Venant et de mire topographique, avec l'enthousiasme de l'apprentissage, ils ont débroussaillé la jungle des interactions entre fossés d'assainissement et réseaux de drainage agricole : Marie-Danièle Porcheron, Jean-Michel Helmer, Yannick Enet

Ils ont été les acteurs de l'odyssée d'"OMER", permettant ainsi l'exploitation d'une mine d'enseignements que seule la pratique du terrain peut procurer : Patrick Laffly, Karim Haddane, Jean Allorent, Nenad Nikolic, Nathalie Haran, avec le concours également des DDAF de l'Eure et du Val d'Oise

Ils m'ont fait part de leur expérience dans le domaine très hermétique (aucune fuite n'est tolérée…) du modèle réduit hydraulique : José Vazquez de l'ENGEES, et Nicolas Rivière de l'INSA de Lyon.

A l'arrivée

Mon Directeur de Thèse, Bernard Gay, s'est investi dans le suivi mon travail avec un intérêt et une grande confiance qui ont été pour moi de très forts encouragements.

Je remercie Willi Hager et Michel Vauclin d'avoir accepté de rapporter ce travail, ainsi que Gérard Degoutte, André Paquier, Jean-Claude Deutsch et Cyril Kao, pour leur partcipation au jury.

Ils n'ont pas ménagé leurs efforts pour d'abord essayer de comprendre mes élucubrations, puis pour m'orienter sérieusement à travers les comités de thèse successifs : Cyril Kao, Christian Duquennoi, Irina Ginzburg, du Cemagref d'Antony, André Paquier, Jean-Baptiste Faure, Christine Poulard, Véronique Gouy, Nadia Carluer, du Cemagref de Lyon, Gérard Degoutte, Directeur Adjoint de l'ENGREF, Nicolas Rivière de l'INSA de Lyon.

Je ne voulais pas briser le suspense mais je dois m'y résoudre et annoncer ici qu'il y a dans ce travail une quantité notable de résultats expérimentaux. Car si je peux montrer ces résultats, et la qualité qui va avec, c'est grâce à un appui paradoxalement non mesurable, tant sur le terrain qu'au laboratoire. Ainsi, je remercie Cédric Chaumont et Patrick Ansart, maîtres d'œuvre des expérimentations chez la tribu des "Insitus" (notamment sur le bassin versant de l'Orgeval, amplement sollicité pour ce travail, tout comme Marine Riffard qui en assure maintenant l'orchestration), et les membres de l'équipe ayant collaboré à la construction, l'instrumentation et l'exploitation du modèle réduit hydraulique dont le nom sera tenu secret ici : Antoine Cucinnella, Georges Guyot, Cedric Chaumont, Sylvain Moreau, Daniel Mira, Didier Croissant, et Roland Gallo. Je remercie également Raymond Codina et Joël Malhouitre de l'unité logistique du Cemagref d'Antony. Merci aussi à Antoine Cucinnella, Sylvain Moreau, Michel Anis et Jean-Michel Bouyé pour leur collaboration dans la mise en place d'un instrument de mesure de profils en travers dans les fossés.

Je remercie tous les stagiaires qui ont travaillé avec moi, avec la difficile mission de pousser les questions toujours un peu plus loin, mais sans faire reculer les réponses…: Liliane Pierre, Abdechafik Mobhid, Helder Dos Santos, Géraldine Lemarchand, Philippe Prigneau, Bénédicte vaillant, Kelly Holmes, Nathalie Haran, Saoussen Mejdoub.

Leur rôle est plus immatériel, mais finalement l'essentiel compte aussi pour beaucoup, il s'agit de mes collègues du ministère de l'agriculture qui ont encouragé ces recherches, et ont activement relayé le soutien financier : Maurice Boux, Jean André, Philippe Pipraud, et Danièle Louise Alexandrine.

Je remercie également Claude Millier, Directeur Scientifique, et son assistante Françoise Mary, qui ont veillé à l'ENGREF que le parcours soit sans faute sur les traverses administratives de la voie.

Et avant de poursuivre sur cette bonne vieille voie justement, mes remerciements vont par dessus tout à mes proches et à ma famille, à tous mes amis et collègues, avec qui heureusement le monde n'a pas des limites aussi froides et sournoises que ces capricieux volumes fluides en mouvement…

Résumé

En période de crue, le rejet d'eaux de drainage dans les émissaires à surface libre apparaît comme une cause possible de formation d'inondations, car il introduit dans le réseau hydrographique des eaux qui auraient pu circuler de manière diffuse en l'absence de drainage (infiltration ou ruissellement). Il apparaît aussi comme une source de pollution du milieu naturel, en déversant des nutriments ou certains traitements phytosanitaires lessivés. Les modifications liées à la présence du drainage sont cependant difficiles à évaluer.

En revanche, le rôle du réseau d'émissaires peut être mieux évalué et maîtrisé, dans la mesure où les écoulements empruntent des cheminements connus. La profondeur du débouché des collecteurs enterrés est un facteur aggravant pour la formation de certaines crues car la capacité de transfert des fossés est augmentée par leur approfondissement. Une manière possible de compenser ce facteur est de favoriser le ralentissement des crues dans le réseau en sur-capacité.

Le débouché des collecteurs joue ainsi un double rôle : il apporte par le rejet des eaux de drainage une contribution aux crues et aux pollutions, mais peut aussi être le point où le fonctionnement du drainage perd de son efficacité si l'on intervient pour ralentir les écoulements dans le fossé.

Le présent travail vise à préciser ce double rôle. Il s'appuie sur des expérimentations de terrain, menées sur un réseau de drainage et d'assainissement agricoles en Seine-et-Marne. Les débit de rejet de collecteurs de drainage enterrés sont suivis en continu pendant les crues, conjointement aux débits et hauteurs de l'eau dans le fossé d'assainissement. Les données d'une expérimentation sur modèle réduit hydraulique viennent compléter les observations de terrain. Ce modèle réduit est constitué de la jonction d'une conduite circulaire et d'un canal rectangulaire, alimentés par des débits contrôlés indépendamment.

La compréhension des processus hydrauliques de cette jonction particulière , et leur modélisation par une loi de comportement, sont effectuées dans un objectif plus global de connaissance du fonctionnement de certains petits bassins versants agricoles fortement drainés.

Ces recherches débouchent sur des conséquences en termes d'ingénierie, pour l'évaluation d'impacts d'activités anthropiques sur le milieu naturel, ou la maîtrise des écoulements afin de réduire les risques d'inondation. Elles améliorent également la connaissance de processus hydrauliques et hydrologiques clés dans le domaine des rejets.

Mots clés : drainage agricole, assainissement agricole, crues, hydrologie, hydraulique, jonction, modèle réduit hydraulique, canal, conduite, écoulement.

Abstract

The sight of water discharging from underground pipes into open ditches has often prompted suspicions that subsurface drainage is an aggravating contributor to floods. One of the reasons being the perception that water reaches the hydraulic network faster in drained areas compared to un-drained ones, where water pathways (infiltration, surface runoff)are perceived to be more diffuse and harmless. Drainage outlets are also known to discharge many agricultural pollutants within watercourses. Nevertheless, evaluating the actual impacts of subsurface drainage impacts on water quantity and quality remains quite difficult because many processes are involved and interact with each other.

One seducing work angle is to evaluate the role played by arterial drainage ditches because the actual water pathways and hydraulics can be rather well known. To improve the lowering of the outfall level of the field drains, collector ditches tend to be deepened and enlarged, which in turn improves their capacity to transfer water and thus contribute to downstream flooding. One possible way to cope with this problem is to slow down flood waves within the arterial drainage network.

Subsurface drainage outlets could thus be the site of an interesting retroactive loop : their discharge contributes to floods and pollution, but subsurface drainage efficiency may be reduced by their immersion if the water level is artificially kept high along the ditch.

This work attempts to describe more precisely this double effect. It is at first based on experimental data from a field experiment located in the Seine-et-Marne department, 100 km east of Paris, France. During winter flood events, flow rates were monitored within subsurface drainage collector pipes as well as in the adjacent arterial drainage ditch, together with water levels.

A second complementary set of experiments were conducted on a laboratory flume, reproducing on a large scale the junction of an open channel and a drainage pipe, supplied with independent flow rates.

Explanation and modelling of this particular junction are developed to fit with both laboratory and field experiments. Explanations proposed could be the base for better understanding the behaviour of small agricultural catchments equipped with improved subsurface drainage.

The theoretical research work is followed by a look into the consequences on engineering practices, when dealing with environmental impacts of human activities, or flood risks management. It also contributes to a better knowledge of hydraulic and hydrologic key processes for point source discharging.

Keywords : agricultural drainage, arterial drainage, floodings, hydrology, hydraulics, junction, experimental flume, open channel, pipe, flow.

Table des matières

Introduction générale 12

Chapitre 1 : Problématique, la contribution du drainage agricole aux crues 15

1.1 Le rôle des différentes étapes du transfert de l'eau sur un bassin versant, dans l'incidence des rejets de drainage en période de crue 15

1.1.1 Conséquences en sortie de parcelle du fonctionnement hydraulique du drainage 18

1.1.2 Influence du drainage à l'aval de réseaux d'assainissement agricole 21

1.2 Un scénario d'aménagement pour atténuer les crues des émissaires de drainage 24

1.2.1 Première approche : étude simplifiée du rôle de la répartition d'obstacles dans un fossé d'assainissement agricole alimenté par des rejets de drainage par tuyaux enterrés 27

1.2.2 Deuxième approche : étude du rôle des conditions atypiques de fonctionnement du réseau d'assainissement en présence d'ouvrages de ralentissement, débordement des obstacles et passage en charge des collecteurs enterrés 30

1.2.3 Troisième approche : étude du dimensionnement des petits ouvrages de ralentissement des crues en fossé d'assainissement agricole 33

1.3 Le problème posé au point de rejet 37

1.3.1 Connaissance des rejets de réseaux enterrés lorsqu'ils sont influencés, intérêt et présentation de l'étude du processus local 38

1.3.1-a Contexte global des questions 38

1.3.1-b Le processus local étudié 40

1.3.2 Paramètres et variables liés au comportement du système 42

1.3.2-a Grandeurs physiques générales 42

1.3.2-b Paramètres géométriques 43

1.3.2-c Paramètres caractérisant les interfaces eau / paroi solide 49

1.3.2-d Variables hydrodynamiques 52

1.3.2-e Variables caractérisant les interfaces eau / paroi solide 55

1.3.2-f Variables aérodynamiques 55

1.3.2-g Variables caractérisant l'interface eau / air 55

1.3.2-h Nombres adimensionnels usuels en hydraulique 56

1.3.3 Loi recherchée, relations connues entre les paramètres et les variables 59

1.4 Conclusion du premier chapitre 63

Chapitre 2 : Dispositifs expérimentaux et caractéristiques générales des observations 64

2.1 Expérimentation de terrain : le ru de Fosse Rognon à l'amont de Melarchez (dit "ru de Melarchez") 64

2.1.1 Description et objectifs de l'expérimentation 64

2.1.1-a Rejet de collecteur au point "PZ1" 67

2.1.1-b Rejet de collecteur au point "PZ5" 71

2.1.2 Instrumentation 73

2.1.2-a Limnimétrie 73

2.1.2-b Débit et hauteur d'eau dans un conduit cylindrique 73

2.1.2-c Hauteur d'eau dans le fossé 74

2.1.2-d Pluviométrie 74

2.1.3 Caractéristiques générales des observations 75
2.1.3-a Episodes de crue individuels 76
2.1.3-b Représentations globales des données 80
2.2 Expérimentation de laboratoire : modèle réduit "FoCol" 85
2.2.1 Description du système et analyse dimensionnelle 86
2.2.2 Objectifs et description de l'expérimentation 90
2.2.2-a Circuit de recirculation 93
2.2.2-b Canalisations d'alimentation 94
2.2.2-c Canal vitré 96
2.2.2-d Conduite latérale 99
2.2.3 Instrumentation 100
2.2.3-a Instrumentation liée à la partie canal 104
2.2.3-b Instrumentation liée à la partie conduite latérale 106
2.2.4 Caractéristiques générales des observations 107
2.2.4-a Conditions d'observation d'un écoulement turbulent correctement développé. 108
2.2.4-b Observations visuelles du régime permanent dans le canal, typologie des écoulements 111
2.2.4-c Observations visuelles de la transition entre une conduite à surface libre et une conduite à pleine section 118
2.2.4-d Topographie de la surface libre et profils de pression 121
2.3 Conclusion du chapitre 2 127
Chapitre 3 : Modèle d'interaction entre collecteur enterré et fossé à ciel ouvert 129
3.1 Options de modélisation 129
3.1.1 Modélisation du volume fluide 130
3.1.2 Modélisation par bilan local 132
3.2 Conséquences des caractéristiques géométriques du système et de lois simples 135
3.2.1 Ecriture des équations 135
3.2.2 Résultats, comparaison aux données de terrain 137
3.3 Modélisation tenant compte du bilan de quantité de mouvement 142
3.3.1 Ecriture des équations 142
3.3.2 Résultats, comparaison aux observations en laboratoire 150
3.3.2-a Application du modèle à un ensemble de quelques conditions limites : définition des conditions de pertinence du modèle ; délimitation d'une plage d'utilisation 157
3.3.2-b Application du modèle à trois combinaisons de débits q et Q fixés pour un débit total commun, et différentes hauteurs de déversoir à l'aval du canal : conditions d'influence du niveau d'eau à l'aval du canal sur la rehausse occasionnée par la jonction 160
3.3.2-c Application du modèle à des hauteurs de déversoir fixées à l'aval du canal et des débits q et Q en proportion constante : validation et analyse de sensibilité du modèle 164
3.4 Modélisation des écoulements mixtes combinant surface libre et pleine section 173
3.4.1 Rejet à gueule bée d'un écoulement en conduite circulaire 173
3.4.2 Conditions d'existence de rejet à surface libre, à partir d'un écoulement amont ou d'un écoulement aval à pleine section, conséquence sur les modèles de jonction 175
3.4.3 Mise en évidence d'un débit singulier en régime transitoire, lors du passage à pleine section de l'écoulement depuis l'aval de la conduite 180
3.4.3-a Problème étudié 182

3.4.3-b Etude de la transition sous la forme d'une succession de régimes permanents 185
3.4.3-c Etude de la transition en régime transitoire : accroissement de débit avec une vitesse constante ... 188
3.5 Conclusion du chapitre 3 ... 190
Chapitre 4 : Conséquences pour l'ingénierie de la maîtrise des impacts des aménagements hydro-agricoles ... 191
4.1 Un outil d'aide à la conception et à la description des incidences ... 191
4.1.1 Cas d'un collecteur débouchant à la cote du fond de fossé ... 194
4.1.2 Cas d'un collecteur débouchant à une cote différente de celle du fond de fossé ... 199
4.2 Replacer l'étude de l'interaction rejet-émissaire dans une démarche d'aménagement ... 202
4.2.1 Questions et éléments préalables ... 203
4.2.1-a Besoin à l'origine de l'aménagement ... 203
4.2.1-b Objectifs ... 204
4.2.1-c Solutions possibles ... 206
4.2.1-d Mesures/informations disponibles ... 206
4.2.2 Réflexions intermédiaires ... 207
4.2.2-a Principe(s) régisseur(s) de l'étude ... 208
4.2.2-b Étendue et densité des actions ... 209
4.2.2-c Efficacité/portée de l'aménagement ... 210
4.2.3 Études et actions ... 211
4.2.3-a Dimensionnement ... 211
4.2.3-b Suivi et évaluation ... 212
4.3 Conclusions, recommandations et perspectives ... 214
4.3.1 Le point de vue de l'hydraulicien ... 214
4.3.1-a Son souci ... 214
4.3.1-b Recommandations ... 215
4.3.1-c Perspectives ... 216
4.3.2 Le point de vue de l'aménageur ... 217
4.3.2-a Son souci ... 217
4.3.2-b Recommandations ... 217
4.3.2-c Perspectives ... 218
4.3.3 Le point de vue du concepteur d'ouvrages de rejet et de ralentissement des crues ... 218
4.3.3-a Son souci ... 218
4.3.3-b Recommandations ... 219
4.3.3-c Perspectives ... 221
Conclusion générale ... 222
Index ... 225
Références bibliographiques ... 227
Annexes ... 232
Annexe 1 Notations et définitions principales ... 234
Annexe 2 Graphiques miniatures de sélection des épisodes en "PZ1" et "PZ5" ... 238
Annexe 3 Analyse des fluctuations de débit observées en "PZ5" ... 262

Annexe 4 Tableau de valeurs comparatives de pression en voie 1 (expérimentation "FoCol"), en hauteur de colonne d'eau, et de hauteur d'eau mesurée au limnimètre en $X_1 = 0$, $X_2 = 1$ cm. 342

Annexe 5 Détail de l'équation déterminant $\bar{\bar{Y}}$ 343

Annexe 6 Tableaux de valeurs pour l'application du modèle par bilan de quantité de mouvement, à des hauteurs de déversoirs fixées à l'aval du canal, pour des débits q et Q en proportion constante 369

Annexe 7 Etude de la dynamique d'un écoulement mixte pour une conduite soumise à une mise en charge aval et une augmentation de débit amont..... 380

Annexe 8 Résolution du bilan de quantité de mouvement pour le canal seul en présence d'un rejet non influencé..... 399

Annexe 9 Intitulé, contenu et expression des cellules de l'outil d'évaluation des hauteurs d'eau à l'amont de la jonction entre collecteur enterré et fossé à ciel ouvert (JOCOFOX) 411

Annexe 10 Dispositif de mesures hydrométriques en des points positionnés par triangulation, dans un fossé ou un ruisseau de petites dimensions 418

Annexe 11 Programme de pilotage de la station de mesure CR10X Campbell® 426

Annexe 12 Vues de la simulation d'un écran de contrôle du passage à pleine section sur le modèle réduit "FoCol" 445

Introduction générale

Lorsque des crues surviennent à la suite de pluies intenses, des inondations provoquent parfois des dégâts importants, et choquent profondément les populations touchées. Au moment de la recherche des causes de ces inondations, le drainage agricole apparaît fréquemment comme un responsable potentiel. En effet, il introduit d'une manière très visible dans les cours d'eau des eaux qui auraient pu circuler de manière plus diffuse en son absence (infiltration ou ruissellement).

Le drainage agricole apparaît aussi comme une cause de pollution du milieu naturel, en déversant des eaux chargées en nitrate ou en produits de traitement phytosanitaire.

Ces nuisances sont d'autant plus facilement attribuées au drainage agricole, que celui-ci couvre une part importante du bassin versant.

Pourtant, les modifications du régime et de la qualité des eaux liées à la présence du drainage sont difficiles à évaluer.

Les conséquences du drainage d'une parcelle agricole touchent avant tout le partage des eaux de pluie, entre un transfert par ruissellement de surface, une infiltration dans le sol, et une éventuelle infiltration vers les nappes souterraines plus profondes. Mais ce partage, ainsi que les circulations de l'eau qui lui font suite, sont déjà complexes avant même l'implantation des ouvrages de drainage. On peut d'un côté considérer que cette implantation introduit une certaine simplification, car la position des drains et leurs dimensions sont connues. Toutefois la complexité subsiste au niveau de la parcelle, car les modifications dépendent de l'intensité des précipitations, de la nature et de l'état du sol, ainsi que de l'état du couvert végétal.

En revanche, le drainage des parcelles, qui vise à extraire l'excès d'eau dans le sol, s'accompagne en général d'un réseau d'assainissement agricole, constitué d'un ou de plusieurs émissaires, et dont le rôle est de faciliter le transfert des eaux de drainage vers l'aval. Le rôle de ce réseau d'émissaires peut être mieux évalué et maîtrisé, car les écoulements empruntent des cheminements connus, souvent construits dans le seul but de canaliser ces écoulements.

Parmi les contraintes à prendre en compte lors de l'aménagement d'un réseau d'émissaires (fossés, ruisseaux), la profondeur à laquelle débouchent les collecteurs enterrés est un facteur aggravant pour la formation de certaines crues. En effet, lors des montées des eaux les plus fortes, la capacité de transfert des fossés est augmentée par leur approfondissement, et l'aval peut subir des apports plus importants.

Une manière possible de compenser ce facteur est de favoriser le ralentissement des crues au sein même du réseau de fossés, dont la capacité d'évacuation est devenue très forte. Pour cela, des solutions envisageables consistent en un stockage temporaire en un ou plusieurs sites dans le

lit mineur de l'émissaire, et éventuellement dans son lit majeur. Ce stockage peut être favorisé par des obstacles à l'écoulement, construits dans le lit mineur, et dimensionnés en fonction de gammes de crues à atténuer.

Une conséquence importante de ce type d'action est le double rôle joué alors par les débouchés des collecteurs de drainage, qui ont été à l'origine de l'approfondissement du fossé : ils apportent par le rejet des eaux collectées une contribution aux crues que l'on souhaite atténuer, mais peuvent dans le même temps être les points où le drainage perd de son efficacité si le niveau de l'eau dans le fossé est rehaussé.

Pourtant, ce double rôle est souvent ignoré, soit par manque d'informations sur la configuration des lieux, soit parce que les apports ont été estimés indépendamment du fonctionnement de l'émissaire, soit encore parce que les crues sont exceptionnelles au regard des critères de dimensionnement de l'émissaire. En effet, pour établir ce dimensionnement, le débouché est classiquement supposé libre de toute contrainte aval.

L'approche scientifique de cette question est elle même restée limitée.

Il s'agit donc ici de contribuer à une meilleure prise en compte de ce double rôle du débouché des collecteurs enterrés dans les émissaires à ciel ouvert, lors de crues suffisamment importantes pour faire l'objet d'aménagements particuliers en vue de leur atténuation. Les objectifs scientifiques visés sont une description du processus de réunion des deux écoulements, et l'identification de facteurs à prendre en compte pour le dimensionnement de l'émissaire et l'aménagement du point de rejet.

Ce travail a été mené au sein de l'équipe "Ouvrages pour le drainage et l'étanchéité" du Cemagref, dont les compétences touchent notamment au fonctionnement du drainage et de l'assainissement agricoles, à leurs incidences sur le régime et la qualité des eaux au sein de petits bassins versants ruraux, ainsi qu'aux ouvrages plus généraux de maîtrise des écoulements sur ces petits bassins versants.

De nature scientifique, ce travail s'est inséré successivement dans les thèmes de recherche "Transfert diffus des polluants d'origine agricole : Déterminants et limitation des entraînements" (TRANSPOL) puis "Transferts d'eau et de polluants au sein des bassins ruraux aménagés : processus, diagnostic, compensation" (PHYLEAU) du Cemagref. Il a néanmoins été accompagné de travaux d'appui aux services des ministères chargés de l'agriculture, et de l'environnement, aux collectivités locales et bureaux d'études. Cet appui alimente la réflexion en se faisant le reflet des questions et observations du terrain, et est aussi le moyen d'application des résultats des recherches.

Ce mémoire s'articule suivant quatre chapitres, qui traitent successivement à la manière d'une boucle : (1) d'un problème concret d'ingénierie et d'aménagement qui soulève une question scientifique particulière, (2) du dispositif expérimental mis en œuvre pour aborder cette question,

(3) de la modélisation développée à partir des résultats de l'expérimentation, et (4) des conséquences de ces résultats sur les méthodes d'ingénierie, en lien avec l'approche du premier chapitre.

Le premier chapitre tire parti de travaux d'étude menés en amont du travail de thèse, mais essentiels à la définition de la problématique. Les chapitres suivants exposent des éléments (bibliographie, matériel et données expérimentaux, modèles) établis au cours du travail de thèse proprement dit, à l'exception de données de terrain acquises pour certaines d'entre elles depuis plusieurs années.

Chapitre 1 : Problématique, la contribution du drainage agricole aux crues

1.1 Le rôle des différentes étapes du transfert de l'eau sur un bassin versant, dans l'incidence des rejets de drainage en période de crue

---

Afin de situer l'étude dans le contexte de l'aménagement hydro-agricole des petits bassins versants, un point est fait sur les connaissances actuelles en matière de fonctionnement hydraulique et hydrologique du drainage et de l'assainissement agricoles. Les incidences sur le transfert de l'eau pendant les crues sont plus particulièrement détaillées. Modifiant sensiblement la répartition des eaux entre infiltration et ruissellement à l'échelle parcellaire, le drainage peut tamponner le transfert des eaux de pluie pour certaines gammes d'événements. En revanche, le réseau d'assainissement agricole peut accentuer à l'aval la genèse des crues importantes, en raison de ses grandes dimensions dictées par la profondeur des rejets à recevoir.

Ce chapitre est une présentation du contexte général du travail et ses motivations. La première partie présente les tendances prévisibles pour les effets du drainage agricole pendant les crues, à l'échelle de la parcelle et à l'aval du réseau d'émissaires. La deuxième partie présente comment on peut envisager une stratégie de ralentissement des crues par un stockage temporaire dans le réseau de fossés, ce que l'on peut en attendre, et comment une telle action peut modifier les interactions entre les réseaux enterrés et à ciel ouvert. La troisième partie délimite plus précisément l'objet de ce travail, centré sur le point de rejet lui même.

Le cadre général de ce travail est le drainage agricole. Le drainage des terres cultivées est une technique ancienne qui s'est largement répandue en France et dans le monde suite à la modernisation de l'agriculture.

En France, les superficies drainées par tuyaux enterrés sont passées de l'ordre de 300 000 ha à plus de 2 300 000 ha entre 1970 et 1993, pour atteindre près de 3 millions d'hectares aujourd'hui. Le drainage concerne essentiellement la moitié Nord de la France et le Sud-Ouest. Pour un taux moyen de drainage de 7 à 10 % de la Surface Agricole Utile, la proportion de parcelles drainées peut atteindre localement, selon les régions, 80 % à 90 % des terres agricoles

des bassins versants amont (Pays de Loire, Bretagne, Est du Bassin Parisien,...) (Sources Cemagref, CIID[1], Ministère chargé de l'agriculture).

Dans le Nord et l'Ouest de la France, les pratiques de drainage agricole se sont essentiellement développées dans le but de réduire la contrainte agronomique liée à la présence dans les parcelles cultivées d'un excès d'eau temporaire ou d'une nappe perchée. Cette notion d'excès d'eau temporaire désigne la saturation du sol jusqu'au voisinage de sa surface, pendant une période limitée dans l'année (essentiellement l'hiver). Cette saturation peut être due à une déficience du drainage naturel du sol, ou la présence à faible profondeur d'un horizon imperméable, qui crée cette nappe perchée.

Dans le cas d'un excès d'eau temporaire, les critères actuels de dimensionnement visent d'une part à garantir un temps et une profondeur de rabattement de la nappe perchée compatibles avec les pratiques agricoles caractéristiques des cultures envisagées sur la parcelle, et d'autre part à assurer l'évacuation par le réseau enterré, vers un émissaire à surface libre, d'une gamme d'événements pluviométriques de période de retour courante (1 ou 2 ans[2]) (Cemagref, 1993a). Ce type de drainage est caractérisé par un caractère saisonnier, car la formation de la nappe perchée requiert une partie des précipitations automnales, avant que s'établisse une période de fonctionnement efficace des drains (saison dite "de drainage intense", qui se déroule environ d'octobre à mai).

Dans certains secteurs, généralement des étendues de marais, le but du drainage a été d'éliminer des parcelles une saturation permanente des sols, voire purement et simplement d'assécher les terres. Dans ce cas le drainage peut fonctionner pendant une bonne part de l'année, avec une saisonnalité moins marquée que dans le cas précédent.

Nous nous intéressons dorénavant à un mode de drainage particulièrement fréquent dans le contexte français : le drainage par tuyaux enterrés d'excès d'eau temporaires liés à la présence d'une nappe perchée.

Nous allons plus précisément nous intéresser au fait important que deux techniques complémentaires peuvent être mises en œuvre, avec des objectifs bien distincts : le drainage agricole et l'assainissement agricole (Poiree et Ollier, 1973 ; Cemagref, 1993b). Le drainage agricole regroupe l'ensemble des travaux d'aménagement hydro-agricole effectués à l'échelle de la parcelle, dans le but de supprimer les excès d'eau. L'assainissement agricole désigne, à l'échelle

---

[1] Commission Internationale sur l'Irrigation et le Drainage

[2] La période de retour qualifie la valeur d'une variable donnée (maxima, dans l'année hydrologique, de la lame d'eau pour une pluie de durée donnée, du débit instantané maximal d'un cours d'eau, ou du débit moyen journalier de ce même cours d'eau, pour les plus fréquemment utilisées en matière de crues). Elle est l'inverse de la probabilité d'être dépassée, par année. Cette grandeur inverse a donc la dimension d'une durée. Elle vaut par exemple, pour une valeur qualifiée de décennale, 10 ans si le dépassement a une chance sur dix de se produire dans l'année en cours.

d'un groupe de parcelles ou d'un petit bassin versant, l'ensemble des ouvrages de transfert de l'eau, de l'exutoire des parcelles, jusqu'aux émissaires naturels. Il n'est pas obligatoirement associé au drainage à proprement parler de ces parcelles et peut être réalisé seul.

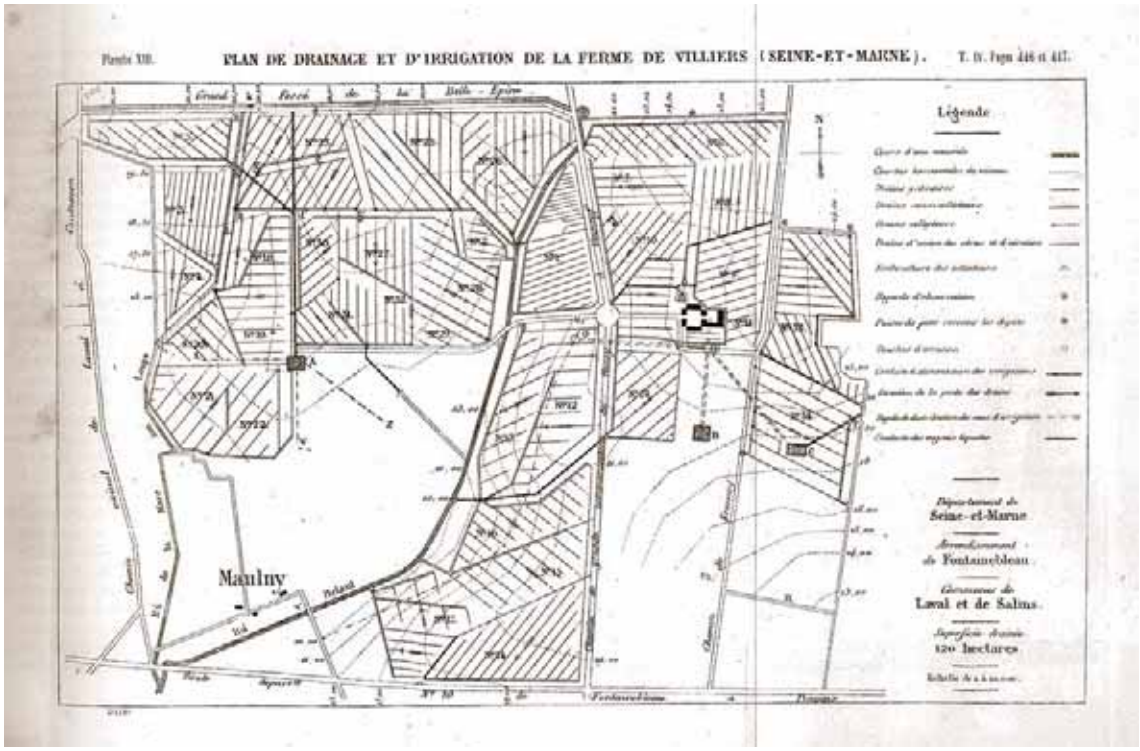


Figure 1 : plan ancien de drainage et d'irrigation ; les techniques de drainage par tuyaux enterré se développent en France à la fin du dix-neuvième siècle - d'après Barral (1857) -

Ces deux techniques introduisent une distinction en termes d'échelle : on peut d'un côté définir l'échelle parcellaire à laquelle seront raisonnés les panneaux de drains et le réseau primaire de collecteurs, puis l'échelle du groupe de parcelles (drainées et non drainées) autour duquel s'organisent le réseau de collecteurs enterrés secondaires et le réseau primaire de fossés à ciel ouvert dans lesquels vont déboucher les collecteurs, et enfin l'échelle du petit bassin versant qui associe le réseau de fossés au système hydrographique préexistant (figure 2).

Il est important de rappeler que les étapes du cheminement de l'eau à ces différentes échelles ne sont pas indépendantes. Le fonctionnement (dont découlent les performances et les impacts) du réseau de drainage à l'échelle parcellaire, dépend des processus hydrauliques et hydrologiques à l'aval, le niveau d'eau libre dans le réseau de surface pouvant, comme nous le verrons, rétroagir sur la fonction de collecte des drains dans le sol et donc sur la partition du bilan hydrique parcellaire. A ceci s'ajoute l'interaction potentielle du réseau de drains, de collecteurs et de fossés avec les nappes souterraines du bassin versant.

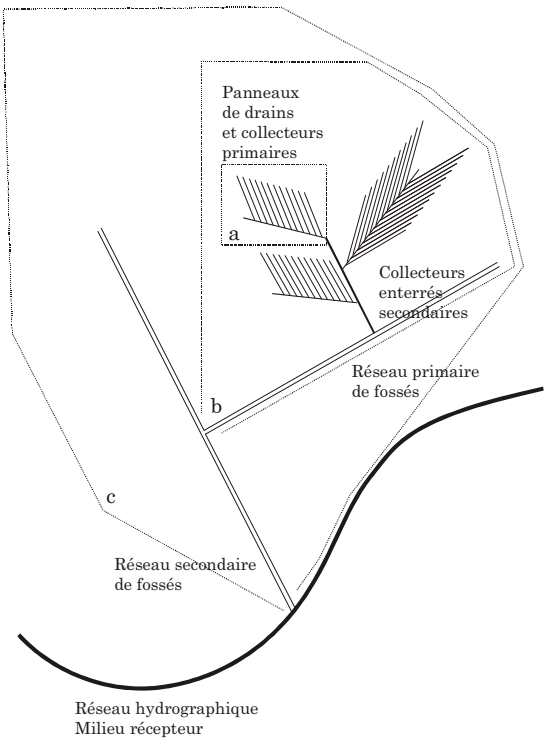


Figure 2 : trois échelles différentes structurent l'organisation de la circulation des eaux de drainage : (a) la parcelle, (b) le groupe de parcelles et l'émissaire primaire, (c) le petit bassin versant du réseau de fossés

Nous allons présenter l'influence hydrologique du drainage à travers l'enchaînement de ces échelles successives. Ainsi, la sous partie qui suit est une synthèse bibliographique des connaissances sur les conséquences du fonctionnement hydraulique du drainage sur les rejets d'eau en surface (ruissellement et écoulement des drains) en sortie de parcelle, c'est à dire à l'échelle de la partie (a) sur la figure 2. Le devenir de ces eaux superficielles, et plus particulièrement des eaux de drainage, sera introduit dans les parties suivantes.

1.1.1 Conséquences en sortie de parcelle du fonctionnement hydraulique du drainage

D'importantes synthèses existent sur les incidences hydrologiques du drainage agricole, tant sur les débits que sur la qualité de l'eau. Ainsi, les tendances des modifications induites sont maintenant assez bien connues (par exemple : Oberlin, 1981 ; Konyha *et al.*, 1992 ; Skaggs *et al.*, 1994 ; Robinson et Rycroft, 1999).

Ces synthèses reposent sur des expérimentations qui ont été mises en œuvre dans plusieurs pays d'Europe ainsi qu'aux Etats-Unis, et ont éclairci plusieurs dizaines d'années de débats tenus sans réels fondements scientifiques. En effet, Robinson et Rycroft (1999) soulignent que si les discussions sur les impacts du drainage sont anciennes, c'est le manque de données mesurées qui en a fait de simples spéculations. Pour ces auteurs, l'acquisition de données chiffrées permet en revanche de mieux quantifier les modifications induites par le drainage des parcelles.

Nous pouvons plus précisément citer un certain nombre d'expérimentations en France, dont l'essentiel concerne l'échelle de la parcelle. Outre l'intérêt agronomique de démontrer l'intérêt du drainage pour les cultures, l'objectif était alors de connaître le fonctionnement du drainage, et de quantifier dans un premier temps les débits introduits dans le réseau de collecte (Lesaffre, 1988 ; Zimmer, 1988). Plus récemment l'objectif a été de déterminer la qualité des eaux rejetées (Arlot, 1999). Les dispositifs expérimentaux donnant accès aux débits de ruissellement en bordure de parcelle permettent également de préciser comment s'effectue le partage entre infiltration, drainage et ruissellement (Lorre *et al.*, 1994 ; Kao *et al.*, 1998).

De tels dispositifs contribuent à valider les discussions relatives aux impacts du drainage sur les écoulements d'eau à l'aval.

D'une manière générale, on sait à partir des observations, notamment celles qui précèdent, que les conséquences possibles du drainage par tuyaux enterrés, à l'échelle de la parcelle (drainage + ruissellement) touchent le volume rejeté, le délai de réponse à la pluie, et l'intensité du pic de débit. Les facteurs déterminants vis-à-vis de ces conséquences sont l'intensité de la pluie, la capacité naturelle du sol à ruisseler ou à laisser s'infiltrer l'eau de pluie (souvent liée à sa perméabilité, ou à sa capacité de stockage). Les tendances correspondantes sont traduites sous forme de petits hydrogrammes schématiques (figure 3), même si les données qui y aboutissent sont en réalités des cumuls sur l'ensemble de la saison de drainage. Nous expliquons dans les paragraphes qui suivent les quatre principales tendances.

a - Une réduction des infiltrations naturelles en dessous de la nappe perchée, en cas d'excès d'eau temporaire[1], est favorable à une légère augmentation du volume, voire du débit, évacué en surface (par les drains). Cette augmentation est plus sensible pour les pluies de faible intensité ou les sols plus perméables (Skaggs *et al.*, 1994 ; Robinson et Rycroft, 1999) (figure 3 a, Nota : l'augmentation de volume figurée en gris est volontairement exagérée et répartie sur toute la durée de l'hydrogramme). Une telle augmentation peut aussi être occasionnée, voire dans une plus grande mesure, par une modification de la circulation et du niveau de la nappe lorsqu'elle est permanente (Konyha *et al.*, 1992).

b - La présence d'une partie du sol non saturée au dessus des drains permet en outre l'établissement d'un effet tampon qui modifie le délai de réponse à la pluie : l'eau s'infiltre dans cette zone non saturée et permet l'élévation progressive de la nappe. Cet effet remplace le ruissellement superficiel, en l'absence de drainage. Ainsi, un fort ruissellement naturel, peu ralenti par le relief de la parcelle ou des éléments linéaires en bord de parcelle (talus, haie), formera un pic plus rapidement qu'en sortie de parcelle drainée (figure 3 b).

[1] Engorgement hivernal des sols d'une parcelle, favorisé par une perméabilité des sols insuffisante en dessous de l'horizon cultivé.

c - Si le ruissellement naturel est faible ou ralenti sur la parcelle, le débit de drainage pourra former un pic de débit plus rapidement (figure 3 c). On peut ainsi considérer que le drainage atténue les différences entre parcelles, vis-à-vis d'une rapidité de réponse qui serait liée à la perméabilité du sol ou aux micro-reliefs (Skaggs *et al.*, 1994 ; Robinson et Rycroft, 1999).

Ces effets en volume et en rapidité se traduisent également en débit au drain. La conséquence en est pour les excès d'eau temporaires, une augmentation de l'intensité des pics de crues faibles pour lesquelles le sol non drainé n'était pas engorgé. A l'inverse on peut s'attendre à une réduction de leur intensité au delà d'une certaine période de retour et en présence de fort ruissellement, tant que cette fraction de sol non saturée peut jouer son rôle de stockage temporaire.

d - Pour les crues de forte intensité, notamment les épisodes extrêmes, le ruissellement devient le mode d'écoulement de l'eau prédominant, et les très faibles incidences du drainage ne peuvent plus réellement être discernées (figure 3 d) (Oberlin, 1981 ; Robinson et Rycroft, 1999).

Si l'on s'en tient au cas des excès d'eau temporaires et de sols relativement perméables, on pourra résumer ces effets dans les figures a à d suivantes. Les hydrogrammes simplifiés montrent la réponse des écoulements de surface (ruissellement avant drainage -"Naturel"-, et ruissellement + drainage après aménagement -"Drainé").

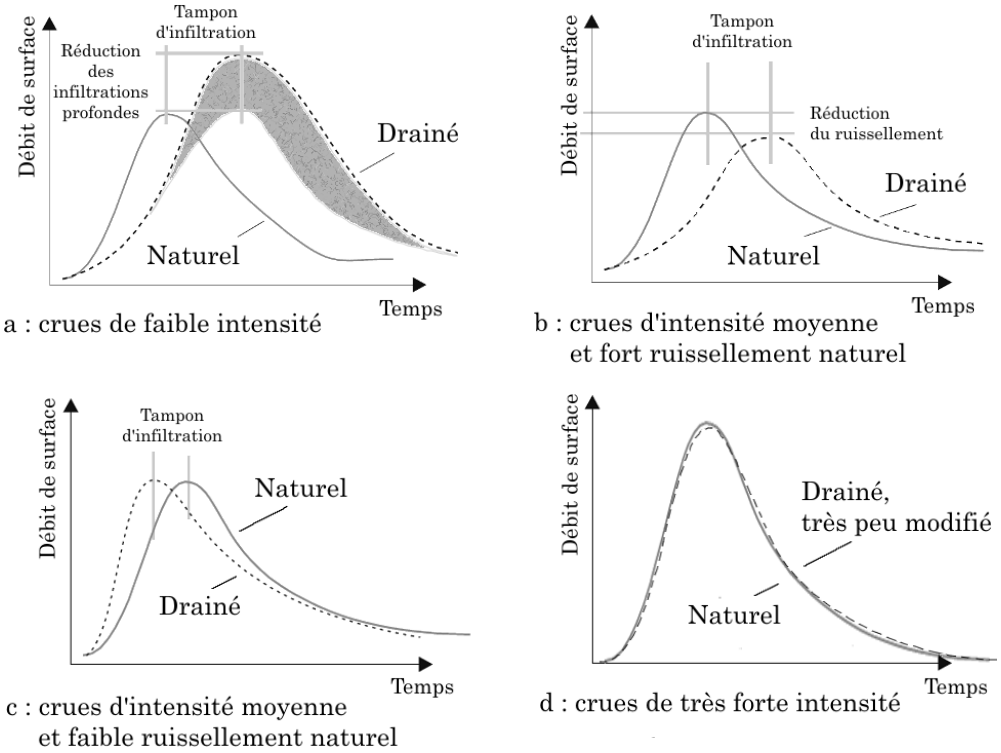


Figure 3 : (a) à (d) représentations schématiques des influences du drainage à l'échelle de la parcelle sur le débit de surface (drainage + ruissellement), en fonction de l'intensité de la pluie - d'après Nédélec et al. (2004) -

Les expérimentations citées (Lesaffre, 1988 ; Zimmer, 1988 ; Lorre *et al.*, 1994 ; Kao *et al.*, 1998) ont notamment permis de mettre en évidence, dans le cas d'excès d'eau temporaires, deux éléments qui nous seront utiles pour une approche plus globale du comportement des bassins versants drainés :

1°/ les débits de pointe de drainage en sortie de parcelle drainée sont limités en intensité à partir d'une certaine période de retour (les raisons proposées par Lesaffre (1988) sont la mise en charge du réseau de drains puis de la nappe au dessus de celui-ci, puis enfin le ruissellement généralisé).

2°/ on peut observer un débit de pointe frontière, à partir duquel les rejets d'une parcelle drainée, en présence d'excès d'eau temporaire, présente des hydrogrammes (drainage + ruissellement) aux pics moins intenses et moins volumineux que ceux issus du ruissellement d'une parcelle non drainée. La tendance est inverse lorsque ce débit frontière n'est pas atteint (Oberlin, 1981 ; Lorre *et al.*, 1994).

1.1.2 Influence du drainage à l'aval de réseaux d'assainissement agricole

Nous nous intéressons ici au devenir des eaux rejetées en surface (ruissellement + rejet des drains) décrites dans la sous partie précédente, et plus précisément de celui des eaux de drainage. Le devenir des eaux de ruissellement, lié à la topographie de la parcelle, des éléments linéaires du paysage (haies, talus, surfaces enherbées) est à lui seul un sujet d'étude qui n'est pas abordé ici.

Les eaux issues des réseaux de drains enterrés se déversent le plus souvent, après avoir parcouru un réseau plus ou moins long de collecteurs enterrés, dans des fossés d'assainissement agricole. Malheureusement, à l'aval de ces réseaux de fossés, les références expérimentales se font plus rares. On peut relever l'existence de données acquises pendant un nombre d'années important sur le bassin versant de recherche et d'expérimentation (BVRE) de l'Orgeval (Seine-et-Marne), ou encore à Grandchain (Eure) à l'aval d'un réseau de fossés construit avant la mise en place progressive du drainage des parcelles (Cemagref, 1985 ; Nédélec, 1998 ; Robinson et Rycroft, 1999). Si dans ce dernier cas les observations permettent de couvrir toute l'évolution du taux de drainage du bassin versant, la géologie karstique de ce bassin en fait malheureusement un exemple très particulier difficilement transposable. Les données de l'Orgeval seront présentées dans la suite (2.1).

Ce sont pourtant les réseaux de collecteurs enterrés, puis celui d'émissaires à ciel ouvert, qui vont conditionner le transfert des rejets de la parcelle vers les rivières.

En effet, les réseaux de drains et collecteurs enterrés ont une capacité limitée (tant au niveau de la parcelle -voir plus haut-, qu'au niveau des réseaux qui desservent toutes ces parcelles -voir ci-après-). Ils stockeront donc en amont les crues les plus fortes, tant que le ruissellement ne devient pas la voie d'écoulement prépondérante.

Le rôle du réseau d'émissaires peut être mieux évalué et maîtrisé que celui de l'ensemble des parcelles drainées, dans la mesure où les écoulements empruntent des cheminements connus et sont directement observables sans installations très complexes.

Le dimensionnement des fossés à ciel ouvert et des franchissements qui s'y trouvent (buses, dalots, ponceaux) a pour objectif, dans la pratique habituelle de l'ingénieur, de permettre l'écoulement sans contrainte, sur la base de calculs effectués en régime permanent, d'un débit de pointe qui ne met en défaut ni le collecteur de drainage, ni l'ouvrage de franchissement, pour une période de retour donnée.

Dans le cas du dimensionnement des fossés, la période de retour choisie est de un ou deux ans, appliquée à un débit moyen journalier. Le plus souvent, les buses ou ponts permettant le franchissement du fossé par un chemin ou une route, sont dimensionnés sur la base d'un débit de pointe décennal.

Si les émissaires à ciel ouvert sont dimensionnés pour recevoir les eaux des collecteurs enterrés, ils reçoivent aussi des eaux en provenance de parcelles non drainées, notamment des eaux de ruissellement. Ils ont dans une bonne partie des cas, contrairement aux drains et collecteurs enterrés, une capacité trop forte pour les crues intenses. Ces crues auraient occasionné un débordement ou une interaction avec la végétation des talus et des berges si la profondeur du fossé avait été moindre, voire avec la végétation du terrain naturel dans le cas d'un fossé nouvellement créé.

Pour ces crues intenses, le dimensionnement des fossés peut donc masquer, voire renverser, l'effet d'atténuation des pointes créé par le ressuyage du sol des parcelles drainées (Oberlin, 1981).

Cette "sur-capacité" d'évacuation est cependant modifiée en présence d'obstacles à l'écoulement (ponts, buses), ou en cas de défaut d'entretien (végétation, comblement). Un lieu possible d'intervention pour atténuer l'ampleur des crues est ainsi le réseau d'assainissement lui même : sans imposer un entretien volontairement insuffisant, le choix peut être fait de réduire le débit de dimensionnement d'un ouvrage de franchissement, de rehausser en certains endroits le fond du fossé, ou de végétaliser ses talus.

Ces dispositions peuvent être compatibles avec la restauration du caractère humide d'une zone de fond de vallon (Kao, 2002). En revanche, les conditions qui prévalaient au dimensionnement du collecteur et du fossé ne sont plus satisfaites si ce collecteur se situe dans la

zone d'influence : le niveau de l'eau est plus élevé que cela n'était envisagé, et l'écoulement du fossé peut interagir avec celui du collecteur.

Les observations de terrain conduisent à penser que cette question, qui n'a pas fait l'objet d'un profonde investigation, est un élément important de la réflexion sur les choix d'aménagement du réseau d'émissaires.

Planche 1 : exemples de facteurs de ralentissement des écoulements dans les fossés d'assainissement agricole. A gauche : buse de franchissement faisant obstacle. A doite : végétation -Photographies prises dans le lit du ru de Melarchez- (Toutes les prises de vue de ce document ont été effectuées par l'auteur ou en sa présence par des étudiants stagiaires)

Plus localement, en sortie de grands périmètres drainés, au point de rejet du collecteur vers le fossé d'assainissement, les contraintes expérimentales ont rendu l'observation quasiment inexistante. Le présent travail vise donc à contribuer à une meilleure connaissance de cette interface entre deux échelles importantes du parcours de l'eau sur le bassin versant.

En préalable à la description du problème posé dans le cadre de ce travail, nous présentons dans la partie suivante ce que pourrait être une action visant à atténuer les crues par ralentissement dans le réseau d'assainissement.

1.2 Un scénario d'aménagement pour atténuer les crues des émissaires de drainage

Dans la lutte contre les inondations, des aménageurs se sont donné pour objectif un ralentissement des crues par un aménagement réparti sur le cours de la rivière et respectueux de la continuité hydraulique et écologique de ce dernier. Il était intéressant d'examiner les possibilités d'application de ce principe d'aménagement au réseau d'assainissement agricole, notamment parce que celui-ci peut se révéler en sur-capacité. Des dispositifs reposant sur la mise en place d'obstacles à l'écoulement, occasionnant un débordement local et temporaire du fossé, ont été étudiés. Il est apparu une interaction forte entre les conditions d'écoulement dans le réseau à ciel ouvert, et le rejet des collecteurs de drainage enterré. Cette interaction doit donc être prise en compte pour mieux connaître la contribution réelle du drainage aux crues, et dimensionner des ouvrages légers de ralentissement des crues au sein du réseau d'assainissement.

Nous présentons dans cette partie ce que pourrait être une action visant à atténuer les crues en aval d'un ensemble de parcelles drainées par tuyaux enterrés, par ralentissement dans le réseau de fossés à ciel ouvert. Cette action a été étudiée sous la forme de modéles hydrauliques classiques appliqués à des scénarios fictifs, mais dans le cadre d'un bassin versant réel et instrumenté.

Depuis les années 1980, les concepteurs de réseaux de fossés ou les aménageurs de cours d'eau ont de plus en plus pris conscience de la nécessité de ne plus systématiser leur chenalisation, et de revenir à des modes d'évacuation des crues moins anthropisés (Williams, 1990 ; Shields *et al.*, 1998 ; Van Zeijts, 1998 ; Wasson *et al.*, 1998).

Pour contrer les effets de cette chenalisation, on dispose, parmi les actions possibles, du ralentissement des écoulements ou de la diversification des vitesses de transfert à chaque étape du cheminement de l'eau (Khatibi, 1997b ; Khatibi, 1997a ; Oberlin *et al.*, 1997). Ces deux actions peuvent se concrétiser par le maintien ou la restauration de certaines fonctions naturelles des réseaux hydrographiques (zones humides jouant un rôle de champ d'expansion des crues, réseaux sinueux ou de section réduite, végétation riche et fournie…), ou obtenues artificiellement (petits ouvrages de laminage, de stockage temporaire).

En effet, les zones humides de fond de vallées sont par nature situées en aval des versants (dans les bassins d'ordre 1 à 3), souvent à la confluence de différents émissaires et encadrant le

réseau hydrographique : de par cette position elles constituent ainsi naturellement une zone potentielle de stockage des eaux de débordement lors des crues (Kao, 2002). On peut donc imaginer utiliser ces infrastructures naturelles, au prix d'aménagements légers, comme éléments régulateurs du fonctionnement hydrologique du bassin versant.

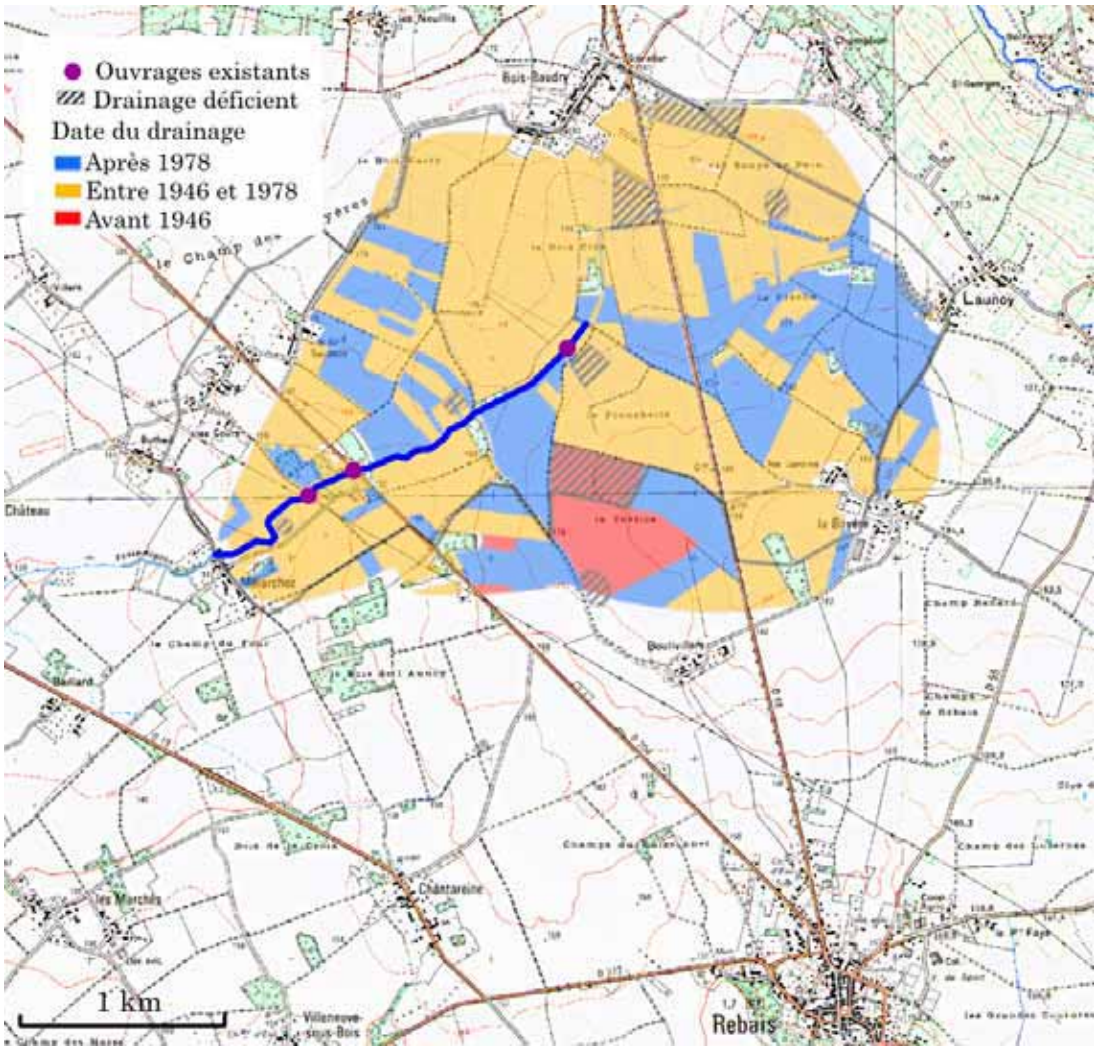
Lorsque les zones humides n'existent plus en raison d'une forte intensification de l'agriculture, et ne peuvent être restaurées, une action de limitation des crues par des ouvrages artificiels de rétention d'eau peut alors être envisagée.

C'est le principe retenu pour l'étude dans cette partie d'un scénario d'aménagement visant une atténuation des pointes de crues à l'aval d'un petit bassin versant fortement drainé. Au démarrage des travaux (1995), l'idée directrice était de répartir le stockage des eaux de crues d'une manière aussi diffuse que possible dans le réseau à ciel ouvert, sans altérer sa continuité hydraulique. On se rapprochait ainsi du concept de "ralentissement dynamique", développé par ailleurs pour gérer les crues des rivières (Oberlin *et al.*, 1997). Ce sont les progrès dans les méthodes de modélisation qui ont permis d'affiner le scénario, en s'adaptant à l'avancement des outils et des connaissances.

Dans l'étude de ce scénario, le fait que l'eau provienne quasiment exclusivement de parcelles drainées est une hypothèse fondamentale. Une difficulté réside en effet dans l'estimation du débit de rejet des périmètres drainés. Les autres difficultés sont écartées en faisant du drainage enterré le seul type d'apport d'eau au fossé aménagé. En outre, la connaissance des emplacements des collecteurs le long du cours du fossé permet de fixer le lieu de ces apports.

Le modèle représentant le fossé aménagé est un modèle classique d'hydraulique des cours d'eau, s'appuyant sur la résolution des équations de Saint-Venant mono-dimensionnelles (Cunge *et al.*, 1980). Sa géométrie et les caractéristiques des rejets de drainage ont été fixées à partir des informations correspondantes recueillies sur le ru de Melarchez. Ce ru, transformé en fossé d'assainissement agricole, est situé dans le bassin versant expérimental de l' Orgeval. Il ne comporte aucune ramification, et reçoit sur un cours de 2300 m les rejets d'environ 700 ha de parcelles drainées, réparties en un peu moins d'une vingtaine de périmètres. Sa description précise est faite en 2.1.1. Nous présentons en carte 1 le bassin versant, ainsi que l'historique de son parcellaire drainé en amont de Melarchez, et l'emplacement des trois ouvrages existants faisant obstacle sur le cours du fossé.

Cette carte est complétée par quelques photographies caractéristiques de ce secteur.



Carte 1 : Cartographie, sur fond d'après la carte IGN au 1/25.000ème, du bassin versant du ru de Melarchez, de son parcellaire drainé, et des ouvrages existant faisant obstacle -d'après Ledun (2004)-

a

b

c

Planche 1 : photographies d'éléments caractéristiques du paysage et de l'hydrographie du ru de Melarchez ; (a) vue caractéristique du paysage environnant, le ru traverse les champs au milieu de la photographie, (b) berges du ru dans sa partie amont, (c) berges du ru dans sa partie aval

L'étude du scénario s'est divisée en trois approches portant sur la définition des apports au fossé, le rôle des caractéristiques des obstacles placés dans son lit, ainsi que le rôle de leur répartition. Ces obstacles ont été choisis sous la forme de buses de franchissement posées dans l'axe du fossé, mais dont la fonction essentielle, pour ce travail, demeure hydraulique.

1.2.1 Première approche : étude simplifiée du rôle de la répartition d'obstacles dans un fossé d'assainissement agricole alimenté par des rejets de drainage par tuyaux enterrés

La première approche simplifie très largement la représentation du comportement hydraulique des rejets et des obstacles, et étudie la répartition de ces derniers.

L'ensemble du bassin est réduit au réseau superficiel, dans lequel sont injectés des hydrogrammes caractéristiques de périmètres drainés. Ces hydrogrammes sont obtenus à partir de débits mesurés en sortie de parcelle expérimentale. Les débits de la parcelle, exprimés en $l.s^{-1}.ha^{-1}$, sont multipliés par la superficie du périmètre.

Pour tenir compte d'une influence de la taille des périmètres drainés les plus étendus sur le temps de déplacement des pics de crue, une fonction de transfert simple est ajoutée sous la forme d'une onde cinématique (Ponce, 1986 ; Porcheron, 1996).

La figure 4 résume les principes de modélisation pour cette approche.

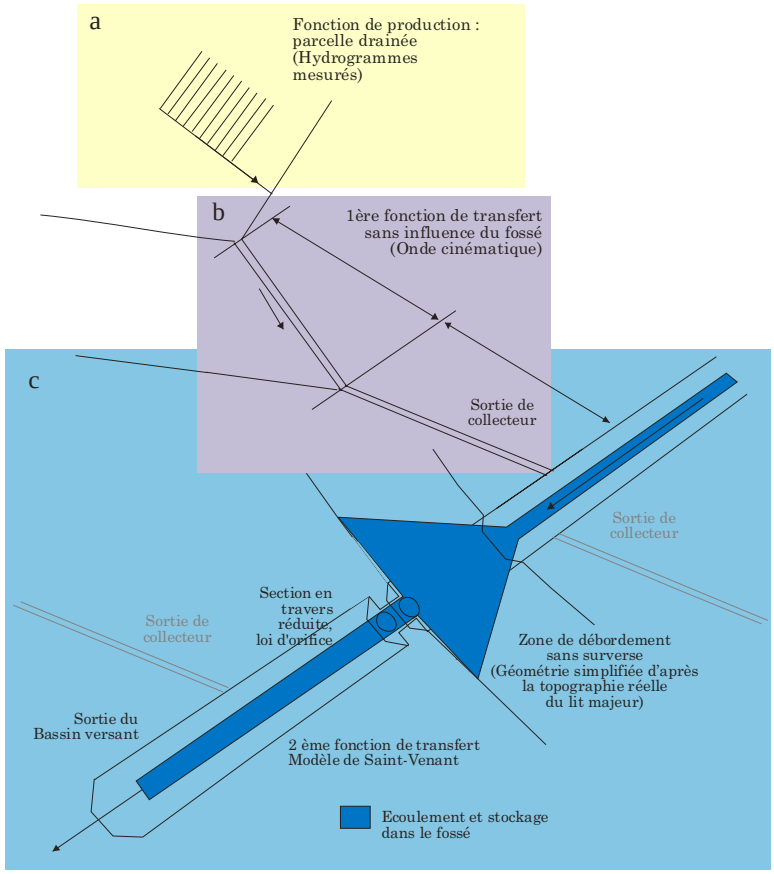


Figure 4 : schéma de principe de la modélisation du fossé et de ses apports de drainage, pour cette première approche

Les obstacles fonctionnent comme des retenues, réparties le long du réseau, et qui comportent un seul organe de vidange sous la forme d'un orifice (rectangulaire ou circulaire). La géométrie des retenues s'appuie sur les caractéristiques topographiques du lit majeur en amont, dans lequel le stockage s'effectue par débordement.

Cette approche ne permet pas de réaliser une simulation extrêmement réaliste du comportement du réseau au passage de crues, mais permet une première évaluation de la répartition possible et de l'intérêt de sites de rétention multiples et de dimensions modestes.

Pour effectuer cette évaluation, on applique une règle uniforme de dimensionnement des obstacles. Cette règle dans notre cas a été d'imposer aux orifices de passer en charge à partir du débit de dimensionnement des fossés, soit le débit moyen journalier de période de retour T = 2 ans (voir note en bas de page 16). Sur cette base, la répartition est effectuée en recherchant une amélioration de l'atténuation du débit spécifique de pointe (à volume globalement stocké sensiblement constant).

Episode	3 ouvrages	7 ouvrages	bassin unique à l'aval
15 au 20 octobre 1981	48	52	52
15 au 29 décembre 1981	11	17	17
15 au 23 décembre 1982	28	34	34
4 au 20 avril 1984	16	24	24

a : Taux d'atténuation[1] du débit spécifique de pointe, entre les apports de parcelle drainée, et l'aval du bassin (%)

Episode	3 ouvrages	7 ouvrages	bassin unique à l'aval
15 au 20 octobre 1981	4,6	6,8	2,0
15 au 29 décembre 1981	0,5	0,7	2,0
15 au 23 décembre 1982	2,8	4,0	2,0
4 au 20 avril 1984	1,2	1,7	2,0

b : Superficie totale inondée (ha)

Episode	3 ouvrages	7 ouvrages	bassin unique à l'aval
15 au 20 octobre 1981	31 040	32 200	45 000
15 au 29 décembre 1981	1 310	1 250	5 200
15 au 23 décembre 1982	13 530	13 990	23 500
4 au 20 avril 1984	3 775	3 730	9 500

c : Volume total stocké (m3)

Tableaux 1a,b et c : résultats de l'observation de 4 crues pour 3 choix d'aménagement du stockage dans le réseau (Porcheron, 1996)

Les tableaux 1 a, b et c présentent l'exemple de quatre crues observées, pour trois choix d'aménagement du stockage dans le réseau : le maintien des franchissements existants, mais redimensionnés suivant la règle ci-dessus, l'implantation de 4 ouvrages supplémentaires, dimensionnés également suivant la même règle, et une retenue unique en dérivation, sur une emprise arbitraire de 2 ha, et dont le débit de fuite est ajusté pour reproduire le taux d'atténuation des 7 ouvrages précédents.

[1] Ce taux d'atténuation compare le débit maximal lors de la crue, entre une situation sans ouvrage, et une situation avec plusieurs ouvrages. L'expression en est $\frac{100(Q_{so} - Q_{ao})}{Q_{so}}$; Q : débit de pointe, indices so : sans ouvrage, ao : avec ouvrages.

Ces tableaux montrent des différences entre les trois choix : d'un côté la répartitions sur 7 ouvrages au lieu de 3 permet d'augmenter le taux d'atténuation des crues sans nécessiter de volume de stockage supplémentaire. D'un autre côté, une retenue unique nécessite un volume plus important pour obtenir ces meilleurs taux d'atténuation. Ce besoin accru s'explique par le caractère dynamique du stockage par des ouvrages répartis en "cascade", ceux situés vers l'aval du dispositif reçoivent progressivement des eaux qui ont déjà été stockées plus à l'amont. La contrepartie se situe en termes d'emprise : les 7 ouvrages mobilisent globalement plus d'espace que les trois ouvrages d'origine, et la durée plus faible de cette mobilisation ne compense pas vraiment la contrainte foncière. La retenue unique mobilise une emprise fixe, mais qui peut difficilement être affectée à une utilisation agricole en dehors des périodes de crue, contrairement au lit majeur du fossé.

A l'appui de notre scénario d'aménagement, nous avons pu déduire de cette première approche l'intérêt d'ouvrages multiples dans le cas étudié, en termes de volume de stockage, par rapport à une retenue unique en aval du bassin. La contrepartie est une contrainte foncière plus forte, qui peut se révéler pénalisante si les conditions de submersion sont trop mauvaises (durée, hauteur, vitesses).

On notera également, toujours dans ce cas précis, que des tentatives d'implantations d'ouvrages supplémentaires ont abouti à un nombre d'ouvrages au delà duquel le gain ne paraissait plus justifier la recherche de nouvelles emprises.

1.2.2 Deuxième approche : étude du rôle des conditions atypiques de fonctionnement du réseau d'assainissement en présence d'ouvrages de ralentissement, débordement des obstacles et passage en charge des collecteurs enterrés

La deuxième approche intègre des simulations plus réalistes des comportements hydrauliques des obstacles dans le réseau superficiel d'une part, et de son alimentation d'autre part.

Il est apparu souhaitable de disposer de simulations plus réalistes du comportement hydraulique du réseau superficiel et de son alimentation. Cette deuxième approche tient compte de deux phénomènes hydrauliques supplémentaires : la possibilité de surverse par dessus les ouvrages de ralentissement, et ce qui est à l'origine de ce travail : l'influence possible du niveau de la ligne d'eau aval du fossé sur le rejet des collecteurs (Helmer, 2001).

La figure 5 illustre les conséquences que peut avoir un niveau d'eau de l'émissaire occasionnant la mise en charge d'un collecteur enterré, sur le débit de ce collecteur. Elle est établie à partir des données enregistrées au point "PZ1" à l'amont du ru de Melarchez, des

chroniques de pluie enregistrées par un pluviomètre voisin, et en Melarchez à l'aval du tronçon de fossé (voir la carte 1 et la partie 2.1).

Les débits, représentés en fonction du temps, montrent une même crue, à trois stades du cheminement de l'eau et donc représentatives de trois échelles différentes. Pour faciliter la comparaison, les débits sont ramenés en proportion à une même superficie, celle du périmètre drainé (débit de rejet représenté par une courbe verte). La période pendant laquelle le collecteur est en charge est matérialisée par un fond orangé, elle correspond à un deuxième pic de l'épisode pluvieux (courbe bleu clair).

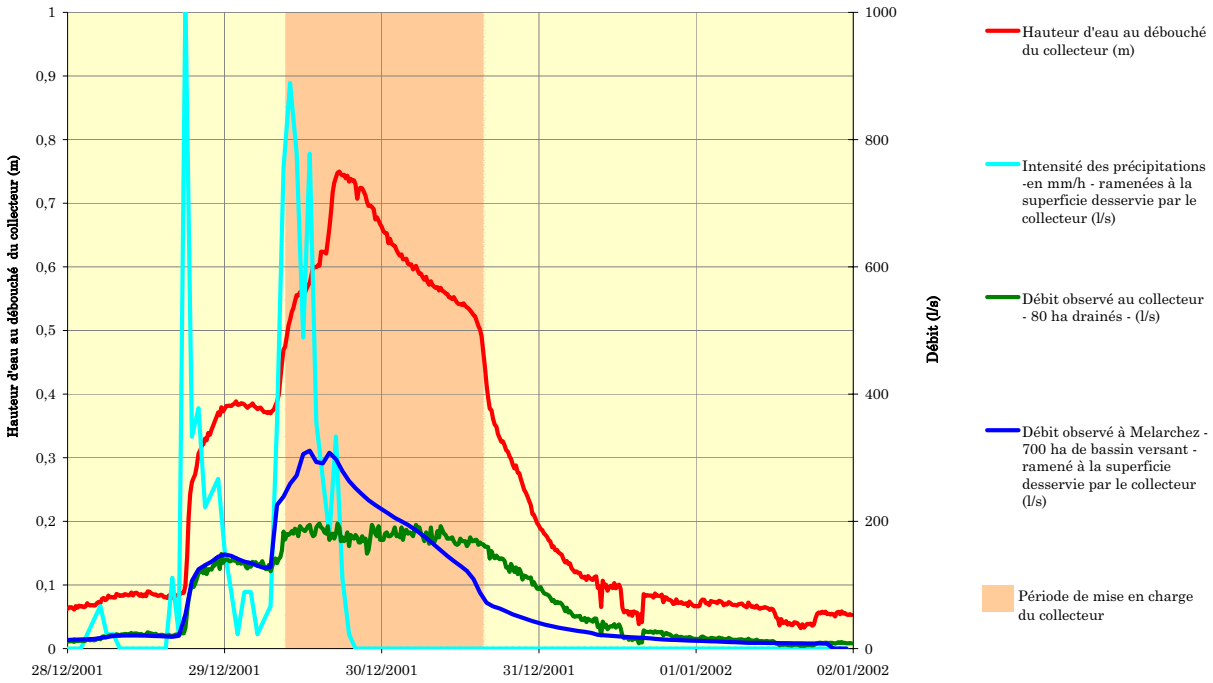


Figure 5 : Illustration de conséquences du niveau d'eau dans un émissaire sur le débit d'un collecteur enterré, lors de sa mise en charge (hauteur d'eau supérieure à 0,5 m). Données de pluviométrie et de débit, mesurées sur le bassin du ru de Melarchez, et ramenées à la superficie du périmètre drainé se déversant en "PZ1", crue du 28 décembre 2001 (voir 2.1.1).

On peut observer que le débit du collecteur (courbe verte) est plafonné pendant cette période, tandis que le niveau de l'eau dans le fossé (courbe rouge), alimenté en même temps par un deuxième collecteur de plus grand diamètre continue de croître. Les changements de tendance, arrêt de l'augmentation du débit, puis démarrage de sa décroissance, apparaissent nettement sur ce graphique. Le lien entre ces changements de tendance et les limites de l'écoulement en charge est en outre relativement net.

Le débit à l'aval du bassin versant (trait bleu foncé) n'est lui non plus pas limité pendant cette période, et présente un second pic faisant suite à celui de la chronique de pluie.

Une partie du stockage temporaire des eaux pluviales est donc effectuée à l'intérieur de certains réseaux de collecteurs enterrés, atténuant ainsi l'intensité globale du pic de débit à l'aval.

La méthode de modélisation a donc consisté à tenir compte de cette rétention dans certains collecteurs, en différenciant les hydrogrammes introduits dans le fossé, selon l'état du collecteur : à surface libre (auquel cas l'hydrogramme introduit est proportionnel à celui d'une parcelle drainée) ou "influencé" (auquel cas l'hydrogramme introduit est constitué à partir des observations au collecteur amont influencé par un obstacle à l'aval).

Nous avons, pour simplifier, limité le critère d'influence au seul fait d'avoir le fil d'eau (génératrice inférieure) du collecteur en contact avec l'eau du fossé pendant la crue. C'est pour utiliser ce critère avec une meilleure pertinence que la prise en compte de la possibilité de surverse par dessus les obstacles a été introduite, en affinant ainsi la reproduction des tirants d'eau et débits.

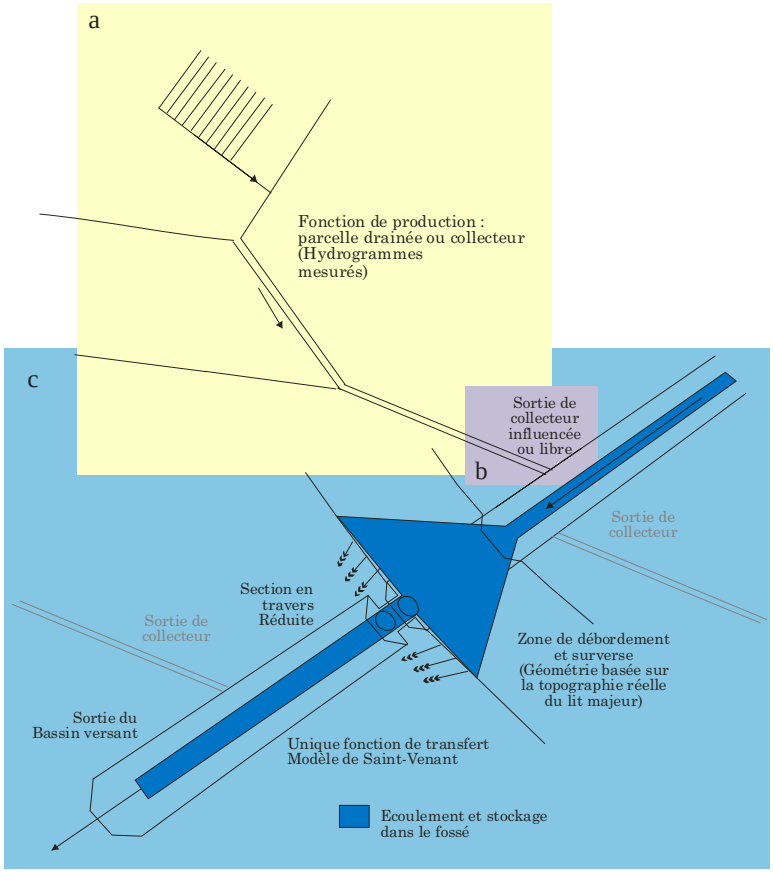


Figure 6 : schéma de principe de la modélisation du fossé et de ses apports de drainage, pour cette deuxième approche

Le niveau de l'eau dans le fossé dépendant de son alimentation, des itérations ont été nécessaires pour déterminer un ensemble invariant de collecteurs "influencés".

La figure 7 montre, avec l'exemple d'une crue relativement fréquente (période de retour T < 2 ans, voir note en bas de page 16), comment la prise en compte, même sommaire, de cette influence, permet d'aboutir à une atténuation du pic de crue à l'échelle du bassin versant, en correspondance avec les observations à l'aval.

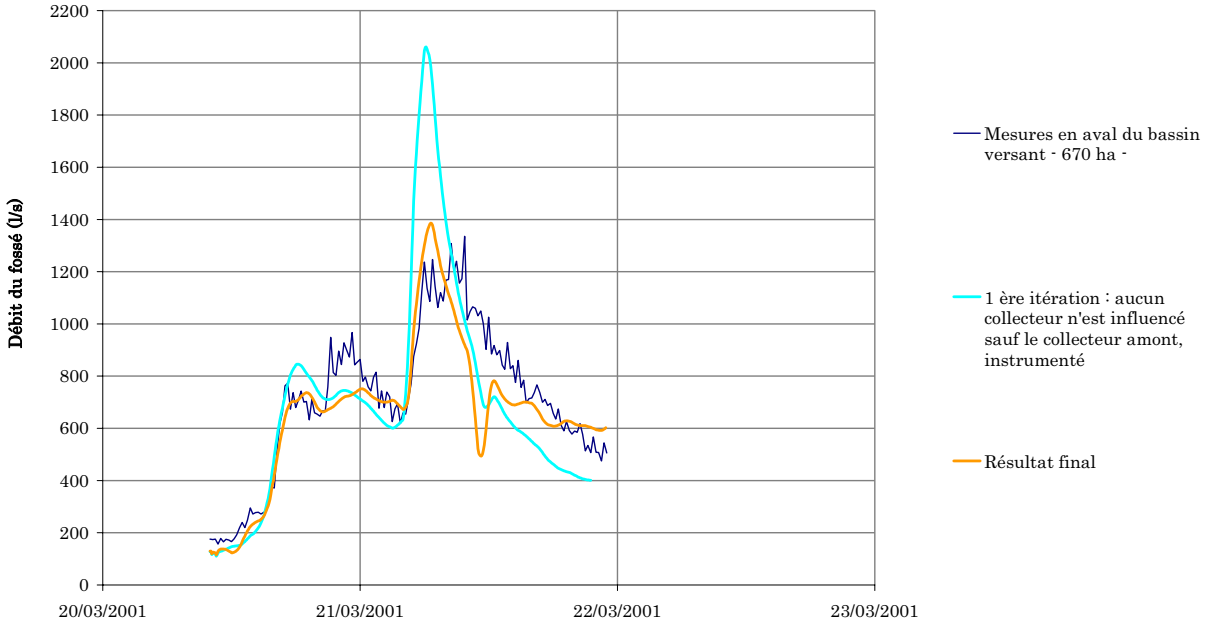


Figure 7 : exemple de résultat de la modélisation d'un pic de crue d'un bassin versant prenant en compte les influences d'un fossé sur un collecteur. Deux chroniques de débit simulées sont comparées aux valeurs mesurées en un point de mesure à l'aval du ru de Melarchez, la première chronique simulée est l'état initial avant itération, la deuxième chronique est le résultat final -d'après Helmer (2001)-.

La conclusion de cette deuxième approche est que la prise en compte, même sommaire, des influences du fossé sur le collecteur pendant les fortes crues, permet d'affiner la modélisation des crues, en ajustant sensiblement à la baisse les débits de pointe à l'aval du bassin versant.

1.2.3 Troisième approche : étude du dimensionnement des petits ouvrages de ralentissement des crues en fossé d'assainissement agricole

Cette troisième approche s'est donné pour objectif de simuler différentes caractéristiques des obstacles à l'écoulement dans le fossé : diamètre de la, ou des buses, hauteur d'une diguette perpendiculaire à l'axe du fossé pour rehausser la cote de surverse par rapport à la cote des berges, rugosité du fossé, largeur du fossé en amont de l'ouvrage, dédoublement de l'obstacle (Enet, 2002). De ces caractéristiques dépendront les niveaux de l'eau modifiés lors des plus fortes crues.

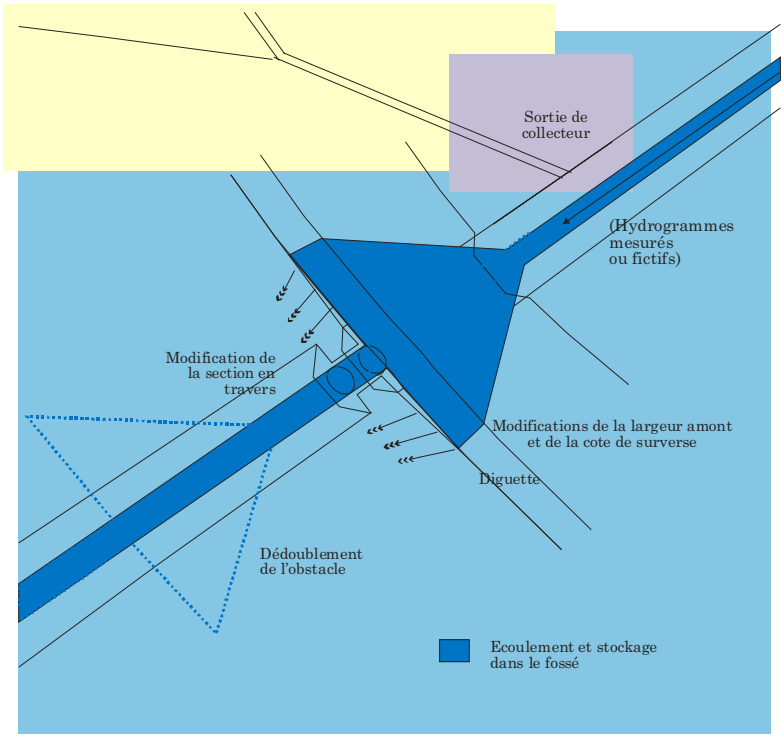


Figure 8 : schéma de principe de la modélisation du fossé et de ses apports de drainage, pour cette troisième approche

Pour différentes valeurs des paramètres, l'effet sur des crues isolées, construites suivant différentes périodes de retour, a été calculé. Cet effet s'exprime en termes de variation du débit de pointe due à l'implantation de l'ouvrage, rapportée au débit de pointe sans obstacle (voir note en bas de page 29). Le tableau 2 donne des valeurs de pourcentage de laminage (dernière ligne) calculées pour deux crues tests, avec différentes combinaisons de paramètres : diamètre de la buse, existence ou non d'une diguette en travers des lits mineur et majeur pour rehausser la surverse, rugosité du fossé…

La profondeur du fossé est ici de 1 m environ, pour une largeur de 1 m également, il s'agit typiquement d'une partie très amont du réseau d'assainissement, où les débits et les ouvrages restent de dimensions très modestes.

Buse de diamètre 300 mm								**Buse de diamètre 630 mm**							
Pas de diguette				**Diguette de 30 cm**				**Pas de diguette**				**Diguette de 30 cm**			
K=10 $m^{1/3}.s^{-1}$		**K=20 $m^{1/3}.s^{-1}$**		**K=10 $m^{1/3}.s^{-1}$**		**K=20 $m^{1/3}.s^{-1}$**		**K=10 $m^{1/3}.s^{-1}$**		**K=20 $m^{1/3}.s^{-1}$**		**K=10 $m^{1/3}.s^{-1}$**		**K=20 $m^{1/3}.s^{-1}$**	
Q_1	**Q_2**	**Q_1**	**Q_2**	**Q_1**	**Q_2**	**Q_1**	**Q_2**	**Q_1**	**Q_2**	**Q_1**	**Q_2**	**Q_1**	**Q_2**	**Q_1**	**Q_2**
4	2	-1	-3	3	0	1	-3	4	2	0	-2	7	2	11	2

Tableau 2 : valeur calculée du taux d'atténuation du débit de pointe (dernière ligne, en %) pour deux crues tests, selon différentes configurations du fossé et de l'ouvrage (Enet, 2002)
Q_1 : débit de pointe de 620 l/s (période de retour du débit maximal de l'ordre de 2 ans),
Q_2 : débit de pointe de 1000 l/s (période de retour du débit maximal comprise entre 5 et 10 ans)

Dans cet exemple, les valeurs positives traduisent une amélioration par réduction du débit maximal, les valeurs négatives traduisent une aggravation. On constate ainsi que le coefficient K

de Manning-Strickler du fossé (voir l'équation (1)) apparaît comme un facteur déterminant, car il caractérise la capacité naturelle de rétention du fossé non aménagé (notamment lorsque celui-ci est amené à déborder), et conditionne une fois l'aménagement en place, la facilité avec laquelle l'aval de l'obstacle peut évacuer la pointe de crue.

En particulier, aménager un obstacle dans un fossé de bonne capacité naturelle d'évacuation (K plus élevé) peut se révéler nuisible lors d'une surverse, favorisée par un obstacle trop petit ou une diguette trop basse (colonnes 3, 4, 12 du tableau 2 pour le premier cas, colonne 8 dans le second). Une solution est alors la rehausse de la diguette, ce qui repousse le problème à des crues plus rares.

Pour contrer ce risque inhérent au dimensionnement de l'ouvrage, nous avons effectué des comparaisons avec un ouvrage double (deux buses, séparées par un fossé élargi), nécessitant donc plus d'espace, mais contrôlant mieux les effets.

Le tableau suivant montre un exemple de résultat sur quatre crues tests, en choisissant les paramètres optimaux de l'exemple ci-dessus, de sorte que l'effet est maximal pour l'ouvrage simple :

Crue test	Débit de pointe (l/s)	Ouvrage simple		Ouvrage double	
		Taux d'atténuation (%)	Superficie inondée (m²)	Taux d'atténuation (%)	Superficie totale inondée (m²)
1	620	12,18	1 800	8,7	1 200
2	750	9,4	2 900	14,9	2 650
3	850	7,0	3 400	18,9	3 850
4	1 000	3,2	3 700	16,1	5 550

Tableau 3 : valeur calculées du taux d'atténuation du débit de pointe (en %) et superficie totale inondée pour quatre crues tests, en comparant un ouvrage simple à un ouvrage dédoublé (Enet, 2002)

Ces valeurs montrent bien le caractère pénalisant d'un ouvrage double, mais montrent également la plus grande plage de débits pouvant être atténués par l'obstacle. Le premier obstacle à l'amont doit pour cela être d'une ouverture supérieure à celle de l'obstacle implanté à l'aval.

La conclusion de cette troisième approche est que de petits obstacles avec possibilité de stockage en amont dans le lit majeur peuvent atténuer sensiblement certaines crues, mais en aggraver d'autres. C'est le cas pour les crues plus intenses, ou si le fossé permettait un écoulement très facile avant l'implantation d'un ouvrage trop petit. L'aggravation se manifeste d'autant plus que le niveau d'obstruction et le risque de surverse sont simultanément élevés.

Ce type d'ouvrage présente donc un intérêt, mais doit rester d'effet limité. En revanche, des simulations sur des ouvrages dédoublés ont montré l'intérêt de l'opération pour couvrir une meilleure plage de périodes de retour.

C'est le bénéfice de la mise en place d'une diguette qui relance les interrogations sur une possible aggravation du risque de mise en charge des collecteurs enterrés.

A travers chacune de ces trois approches, les connaissances sur les interactions entre le fossé et les réseaux enterrés sont apparus comme un élément clef. Toutefois, les simulations effectuées au cours de ces trois approches ont mis en évidence une faille dans la modélisation complète du cheminement de l'eau depuis l'échelle de la parcelle, jusqu'à celle du bassin versant. D'un côté le fonctionnement complexe des ouvrages de ralentissement incite l'aménageur à prendre en compte pour leur dimensionnement de nombreux critères. D'un autre côté, ces choix se répercutent sur les rejets de drainage, eux-mêmes susceptibles d'être modifiés sensiblement selon la capacité de l'émissaire, et ne pas en tenir compte conduit à des erreurs d'évaluation des crues réelles.

Nous présentons donc dans la partie suivante une formulation précise de la question que nous nous posons face à cette insuffisance des approches présentées. Pour cela nous définirons le système étudié qui assure la liaison entre le réseau de drains enterrés et le fossé à ciel ouvert, ses paramètres et variables hydrauliques, puis nous caractériserons la forme de loi recherchée pour en décrire le comportement.

1.3 Le problème posé au point de rejet

Cette partie définit plus précisément l'objet du travail de recherche. Le système étudié, de nature essentiellement hydraulique, est un domaine d'écoulement localisé au voisinage immédiat du rejet du collecteur enterré dans le fossé à ciel ouvert. A la charnière entre l'hydraulique à surface libre et l'étude des écoulements en charge, il joue également un rôle d'interface entre deux composantes hydrographiques des bassins versants : les réseaux enterrés et le réseau superficiel. Dans ce cadre, l'étude se détache du strict contexte hydro-agricole. Dans le contexte des réseaux pluviaux urbains, des études globales des rejets influencés ont été menées. L'intérêt d'un examen spécifique des conditions locales d'influence est montré. Les notations sont présentées, ainsi que les hypothèses principales de simplification entre la réalité et ce domaine d'écoulement. Un ensemble important de grandeurs, paramètres ou variables hydrodynamiques, sont susceptibles d'influencer le comportement du rejet. Cet ensemble est décrit et analysé, pour mieux cerner la forme de la ou des lois recherchées pour caractériser ce système.

Nous avons vu que pour prédire avec justesse les débits issus des parcelles drainées, ou encore pour proposer des ouvrages d'atténuation des crues au fonctionnement fiable, efficace, et d'un risque minimal, il est apparu important d'acquérir des connaissances précises sur le ou les processus dictant le comportement du rejet. Nous devons ainsi répondre à deux questions :

1°/ Quel est dans le fossé la contribution aux crues du rejet d'un ou plusieurs collecteurs de drainage ?

2°/ Comment le niveau de la ligne d'eau dans le fossé influence-t-il le rejet du collecteur de drainage ?

Ces deux questions ont déjà été largement abordées par d'autres auteurs sous une forme comparable, dans le cadre de l'étude des rejets de réseaux pluviaux urbains. Ce cadre ne se distingue pas des questions du drainage agricole par la méthode ou par les modèles utilisés, mais plus par la soudaineté des phénomènes, et les fortes amplitudes de débit ou de pression rencontrées dans les réseaux urbains.

Des modélisations hydrauliques et hydrologiques du comportement des réseaux enterrés ont été proposées par ces auteurs. Nous présentons ici deux manières d'aborder le problème telles qu'elles ressortent de l'examen de ces travaux : la première est tournée vers le fonctionnement global du système auquel appartient le rejet, la seconde se focalise sur le processus local.

1.3.1 Connaissance des rejets de réseaux enterrés lorsqu'ils sont influencés, intérêt et présentation de l'étude du processus local

1.3.1.a Contexte global des questions

Nous avons vu de manière assez détaillée en 1.1 et 1.2 la partie du cadre de notre travail associée aux aménagements hydro-agricoles : de petits bassins versants drainés par tuyaux enterrés, des fossés qui peuvent jouer sans contrainte leur rôle d'évacuation, ou au contraire être le lieu d'un ralentissement des crues par implantation d'obstacles et stockage temporaire. Cependant, les rejets par les réseaux de drainage peuvent s'apparenter à ceux des réseaux pluviaux urbains, en raison de leur objectif commun : transporter vers un milieu récepteur des eaux de pluies captées à partir de superficies où ces eaux sont gênantes.

Les différences essentielles tiennent à la nature des zones où sont captées les eaux (respectivement des parcelles agricoles pour l'un, des surfaces très peu perméables et parfois très pentues pour l'autre), et à la méthode utilisée pour les capter (drains enterrés pour les uns, gouttières, caniveaux, avaloirs pour les autres).

Les réseaux pluviaux urbains sont donc, comme les réseaux de drainage agricole, un élément de la transformation de la pluie en débit parmi les autres voies de cheminement de l'eau vers l'aval des bassins versants. Ces autres voies sont la surface du sol pour le ruissellement, le sol pour l'infiltration vers les nappes souterraines et les cours d'eau. L'articulation entre ces différentes voies, le rôle des modèles de dimensionnement, des modèles d'analyse, sont assez clairement définis depuis plusieurs années. Si dans certaines situations les connaissances sont insuffisantes, les voies de recherche sont tout de même tracées (O'Loughlin *et al.*, 1996 ; Delleur, 2003).

O'Loughlin et al. (1996) mettent en avant l'importance de l'étude du niveau approprié de détail, ainsi que de l'étude des effets d'échelle. A l'opposé de cette réflexion sur la globalisation du problème, ils indiquent également qu'il est nécessaire de pallier un manque de connaissances de certains processus très localisés ou de courte durée. Delleur (2003) conclut également sur l'attention à porter à l'intégration dans la modélisation des systèmes de collecte, de traitement des eaux, et du milieu récepteur.

Dans une certaine mesure, c'est une approche de l'intégration des rejets de drainage dans le réseau d'émissaires aménagé qui a été présentée en 1.2.

Dans l'objectif d'intégrer les facteurs d'influence aval au comportement des réseaux enterrés, tout en évitant d'utiliser des modèles trop complexes résolvant les équations de Saint-Venant (Chow, 1959), Motiee et al. (1997) ainsi que Sartor (1999) abordent la question en proposant des modèles de stockage dynamique. Ces modèles sont plus réalistes dans le cas de réseaux de conduites enterrées, que les modèles hydrologiques reposant sur un routage de type onde cinématique, onde de diffusion ou Muskingum (Cunge *et al.*, 1980 ; Ponce, 1986), et plus adaptés au transfert à surface libre.

Motiee et al. (1997) proposent un modèle de stockage reposant sur le tracé, les pentes et les diamètres réels du réseau. Chaque branche du réseau est susceptible de contenir un certain stock, de manière à satisfaire une condition de débit vers la branche aval. L'équilibre pour satisfaire cette condition de débit devant être atteint grâce aux apports de l'amont, c'est un processus itératif qui aboutit à l'ensemble des débits du réseau à un instant donné. Dans l'exemple présenté par Motiee et al. (1997), l'influence aval est imposée par une augmentation sensible de la rugosité de la conduite unique dans son dernier tiers. Le stockage se fait en amont du point d'entrée de l'hydrogramme variable (Motiee, 1996). Un tel modèle permet de quantifier la capacité de rétention d'un réseau en réponse à une contrainte aval qui en limite le rejet. Cette capacité de rétention ne peut être déduite de l'utilisation de modèles hydrologiques.

Sartor (1999) a étudié le comportement des réseaux enterrés au delà de leur débit de projet, à partir d'épisodes isolés extraits de longues chroniques de pluie. La notion d'influence aval est ici étudiée en comparant un modèle à réservoirs reposant sur l'hydrogramme unitaire à un modèle reposant sur le tracé, les pentes et les diamètres réels. Le modèle hydrologique à réservoirs est calé à partir des résultats du modèle de réseau réel, pour des pluies modérées, inférieures aux débits de projet. La notion d'influence aval est ici définie par une mise en charge en un point quelconque dans le réseau. L'étude montre la possibilité de valider le modèle hydrologique à réservoirs au delà des conditions d'influence aval, en incluant un stockage par un réservoir linéaire. Ce stockage, paramétré par un unique coefficient, est activé au delà du débit pour lequel les modèles hydrologique et de réseau réel diffèrent. La difficulté réside dans le recours à un calage du modèle hydrologique au moyen d'un modèle de réseau réel, et l'obtention du paramètre supplémentaire de stockage impossible à lier *a priori* aux caractéristiques du réseau.

La connaissance du fonctionnement de réseaux pluviaux urbains influencés à l'aval, telle qu'elle a été développée dans les deux cas précédents, est bien en lien avec la modélisation hydrologique des bassins versants drainés. Cependant, la dynamique des variations de débit et de hauteur est plus lente dans le cas du drainage et de l'assainissement agricoles. A titre d'exemple, la durée totale de l'épisode présenté par Motiee et al. (1997) est de 3 h, celle de l'exemple de Sartor (1999) est de 1 h 30 mn. La crue de drainage présentée figure 7 s'étend sur 24 h. Dans un tel contexte, une influence aval au sens de l'hydrologie urbaine, traduisant un engorgement

rapide de parties du réseau, voire une occlusion aboutissant à de violentes montées de pression dans les canalisations, peut en fait dans notre cas être une variation du niveau de l'eau tout aussi progressive que celle des débits en provenance de l'amont.

En outre, il existe une certaine parenté entre l'apport par le rejet et l'écoulement présent dans l'émissaire. En effet ce dernier peut lui même être en grande partie issu de parcelles drainées. Dans ce cas il peut ne pas être possible de décider du rôle prédominant en vitesse ou en rapidité de variation, de l'un des écoulements. De la même façon, le rôle de gêne ou de contrainte ne peut pas systématiquement être attribué à l'un ou l'autre des écoulements. Nous reviendrons notamment sur la concomitance possible des variations de débit et de hauteur d'eau dans les deux parties amont du raccordement (le collecteur enterré d'un côté et le fossé de l'autre).

L'étude du processus local d'interaction entre le réseau de drainage enterré et émissaire à surface libre apparaît donc opportune dans ce contexte, indépendamment de ce qui peut être connu du comportement des parties amont du bassin versant (le réseau de collecteurs et de drains enterrés d'un côté, le réseau de fossés de l'autre).

1.3.1.b Le processus local étudié

Nous choisissons de nous intéresser en priorité à un système de taille relativement réduite, mais jouant un rôle d'interface entre deux grandes parties du réseau hydrographique. Le système se compose d'un côté d'un domaine fixe contenant l'écoulement, et de l'autre d'une masse d'eau en mouvement dans ce domaine.

En l'absence de rejet, le domaine est réduit aux lits mineur et majeur du fossé. il peut être délimité par des sections droites (voir 1.3.2.b) amont et aval du tronçon recevant le collecteur. Le lit est constitué des éléments classiques en morphologie des cours d'eau : le fond, les talus, les berges.

D'un autre côté, le rejet s'effectue à l'extrémité d'un réseau de collecteurs enterrés, généralement cylindriques. *A priori,* l'intersection de ce cylindre avec le lit du fossé n'a pas une géométrie simple, et en particulier ne reproduit pas l'extrémité circulaire du tuyau ou de la buse. Deux cas de figure sont rencontrés, selon les dispositions qui ont été prises pour éviter toute dégradation dans le temps du débouché :

1°/ une avancée du collecteur dans le fossé, sans modification majeure[1] du lit de ce dernier (planche 2 a),

[1] La modification du lit se limite au terrassement nécessaire au moment de la pose du collecteur.

2°/ un réaménagement maçonné du lit du fossé autour du rejet. Souvent, le débouché est inséré dans une face plane cimentée (Poiree et Ollier, 1973). L'intersection entre le collecteur et le lit est alors circulaire ou elliptique. Le réaménagement du lit peut s'accompagner d'ouvrages hydrauliques conjoints, tels que des seuils ou des cloisons (planche 2 b et c).

a b c

Planche 2 : exemples de configurations de rejets (a) extrémité de buse avancée dans le lit dans le fossé (b, c) réaménagement du lit à l'extrémité de la buse, en b rejet perpendiculaire au fossé, en c rejet en tête du fossé (dirigé vers le bas et la droite).

Le domaine contenant l'écoulement est caractérisé par une géométrie irrégulière, notamment au niveau des parois pouvant être très rugueuses ou déformées, ainsi qu'au niveau de l'intersection entre le collecteur et le fossé.

La masse d'eau en mouvement est quant à elle divisée en deux parties, correspondant aux deux éléments du domaine contenant l'écoulement. Cette correspondance inciterait à utiliser indifféremment pour le support ou l'écoulement des termes rapportés aux objets du terrain, écoulement dans le "fossé", (ou le "ruisseau", l'"émissaire") en premier lieu, et écoulement dans le "collecteur enterré" (ou la "buse", le "tuyau de drainage") en second lieu. Ceci peut créer une confusion lorsque l'on souhaite s'affranchir de la complexité du terrain pour se focaliser sur les caractéristiques essentielles des écoulements.

Pour distinguer des objets réels les parties constituant l'écoulement, nous désignerons donc par "canal" la partie du volume d'eau dans laquelle l'écoulement s'effectue toujours à surface libre, et "conduite" la partie du volume d'eau rejoignant latéralement le canal. En particulier ces termes seront ainsi assez naturellement associés aux éléments constitutif de l'expérimentation de laboratoire décrite plus loin.

Pour formaliser cette étude du processus local, en le déconnectant d'un système global tel qu'évoqué dans les paragraphes qui précèdent, nous définissons à partir d'ici les éléments qui constituent le système étudié.

Nous définissons dans un premier temps les paramètres géométriques du système, puis dans un deuxième temps les paramètres et variables liés à son comportement.

Nous terminerons ces définitions par une forme générale de loi de comportement recherchée.

Dans la suite, nous convenons de désigner par des lettres capitales les paramètres ou variables relatives au fossé et à l'écoulement canalisé, et par des lettres minuscules les paramètres ou variables relatives au collecteur et à l'écoulement en conduite. Les nombres adimensionnels classiques dérogent à cette règle, étant toujours représentés par des lettres capitales. La distinction sera faite en ajoutant l'indice "cn" pour l'écoulement canalisé, et "cd" pour l'écoulement en conduite.

L' annexe 1 page 233 présente la liste de l'ensemble des notations.

1.3.2 Paramètres et variables liés au comportement du système

Cette sous-partie recense et définit les grandeurs que nous considérerons susceptibles d'être liées au comportement hydraulique du rejet au débouché du collecteur.

Le formalisme de cette partie, ainsi que celui de la partie 1.3.3, est volontairement plus poussé qu'il ne serait nécessaire aux développements des chapitres suivants, car devant l'hétérogénéité des connaissances relatives d'une part aux écoulements à surface libre, et d'autre par aux écoulements en conduite, nous avons recherché le plus grand nombre de notions de base avant de proposer une approche plus méthodique.

Les grandeurs définies ne sont pas nécessairement indépendantes. Leurs relations, lorsqu'elles sont connues, seront précisées en 1.3.3.

1.3.2.a Grandeurs physiques générales

- **Accélération de la pesanteur, g [$L.T^{-2}$]**
- **Masse volumique de l'eau, ρ [$M.L^{-3}$]**
- **Viscosité cinématique de l'eau, ν [$L^2.T^{-1}$]**
- **Température de l'eau, T_e [Θ]**

Bien qu'il s'agisse d'une variable, nous regroupons avec les paramètres la température de l'eau, qui sera considérée comme unique et invariante dans le temps pour l'ensemble du domaine d'écoulement. Il ne sera tenu compte d'aucun phénomène thermique par la suite.

- **Température de l'air (considérée comme un paramètre), T_a [Θ]**

Nous considérons également ici la température de l'air comme unique et invariante dans le temps pour l'ensemble du domaine occupé par l'air.

1.3.2.b Paramètres géométriques

Nous avons choisi de simplifier notablement la géométrie du domaine contenant l'écoulement (fossé et collecteur), en partant d'une structure relativement complexe sur le terrain, présentant une grande variété de configurations, pour dégager quelques paramètres clés.

Si lors de la création de fossés les règles d'ingénierie donnent à ceux-ci une forme simple (rectangle, trapèze, demi-cercle), la dégradation au fil du temps ou le charriage de matériaux solides créent des irrégularités du lit parfois grossières. La maçonnerie autour du débouché peut elle aussi se déformer progressivement.

S'agissant du lit du fossé, nous écartons les cas particuliers dans lesquels celui-ci présenterait une courbure ou une sinuosité importantes au voisinage direct du point de rejet. Ce cas apporte en effet une complexité supplémentaire qu'il nous semble préférable de réserver à une deuxième approche. Nous supposons donc qu'il est possible d'identifier une direction principale du fossé, et que celui-ci peut être considéré quasiment rectiligne. C'est sur cette direction principale que nous appuierons le repère des coordonnées d'espace. Par rapport à cette direction, il est également possible de définir des sections droites dans des plans perpendiculaires à cette direction.

En ayant fait le choix qui précède, les figures suivantes représentent les grandes caractéristiques de la géométrie du système, le repère associé à ses directions principales, ses points et dimensions caractéristiques, en particulier aux sections des écoulements qui le délimitent. Nous pourrons utiliser par la suite ces sections comme frontières d'une zone de contrôle pour effectuer des bilans ou définir des conditions limites.

La figure 9 représente une vue réaliste du fossé et du collecteur. En revanche pour plus de clarté, les schémas suivants montrent les paramètres géométriques principaux sur des vues simplifiées, dans lesquelles les talus sont assimilés à des parois verticales, les berges sont supposées non concernées par l'écoulement, et le fond supposé plat. Cette simplification sera discutée à la définition des paramètres.

Le système présente trois sections droites d'entrée-sortie, deux sections d'entrée : M'A'ABB'N' et le cercle[1] de diamètre GH, et une section de sortie : P'C'CDD'Q'[2]. Les sections du

[1] En supposant le collecteur circulaire, ce qui est en règle générale le cas pour le drainage agricole.

[2] Ces lettres ont été choisies pour une correspondance avec des références bibliographiques relative à la jonction de canaux à surface libre, notamment Hsu, C. C., W. J. Lee et C. H. Chang. (1998a). "Subcritical open-channel junction

fossé comportent dans cette définition générale des parties correspondant respectivement au lit mineur et au lit majeur. Les points indiqués sous-entendent qu'il est possible de distinguer une frontière nette entre les berges, les talus et le fond.

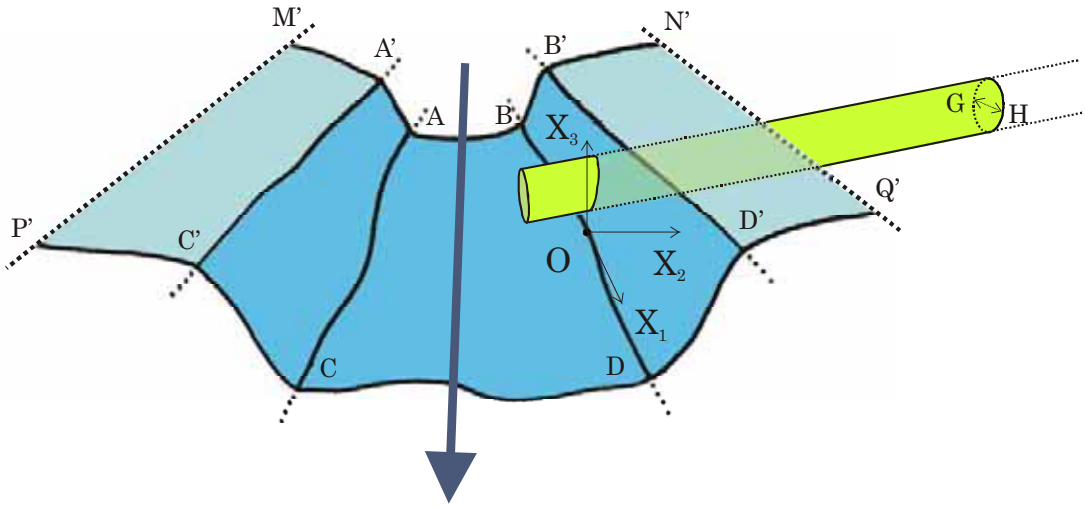


Figure 9 : Vue schématique du domaine contenant l'écoulement (fossé et collecteur), points de délimitation de ce domaine. Le collecteur est repéré par la couleur verte, le fossé par la couleur bleue. Le bleu foncé localise le lit mineur du fossé.

L'ensemble du système se rapporte à un repère orthonormé (O, $\vec{i_1}$, $\vec{i_2}$, $\vec{i_3}$).

Nous convenons de placer le point O, origine du repère, sur la verticale passant par le point le plus bas de l'intersection entre le collecteur, et le talus du fossé supportant ce collecteur. Le point O est placé à la même altitude que le point le plus bas de la section du fossé contenant la verticale précédente.

(O, $\vec{i_1}$) est l'axe horizontal dans la direction identifiée pour le fossé, orienté vers l'aval. (O, $\vec{i_2}$) est l'axe horizontal perpendiculaire à la direction du fossé, orienté vers le collecteur. (O, $\vec{i_3}$) est l'axe vertical orienté vers le haut. Pour que le trièdre ($\vec{i_1}$, $\vec{i_2}$, $\vec{i_3}$) soit direct, le rejet doit être situé rive gauche.

Les paramètres géométriques auxquels nous nous réfèrerons par la suite sont décrits ici : dénomination, dépendance de variables d'espace (pour les champs de valeurs). La signification et la pertinence de ces paramètres dans le cadre de ce travail sont discutées. Les dimensions des grandeurs sont précisées.

flow." *Journal of Hydraulic Engineering-Asce*, 124(8), 847-855, Hsu, C. C., F. S. Wu et W. J. Lee. (1998b). "Flow at 90 degrees equal-width open-channel junction." *Journal of Hydraulic Engineering-Asce*, 124(2), 186-191..

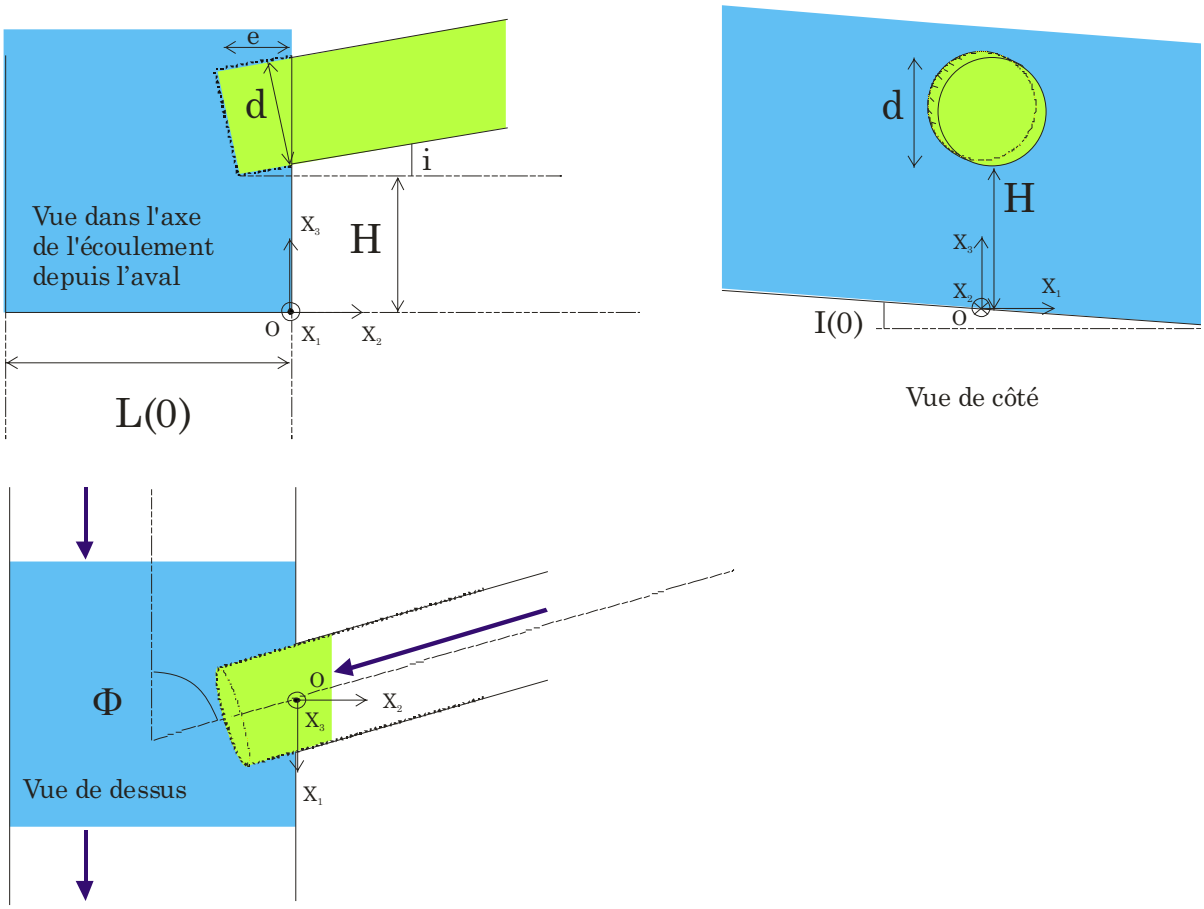


Figure 10 : représentation schématique du système étudié (fossé rectangulaire) et dénomination de ses dimensions caractéristiques.

- **L'altitude du fond (radier), des talus et des berges du fossé, X3,f(X1,X2) ou Zf(X1,X2) [L]**

Cette altitude, qui est un champ de valeurs continu, fonction des coordonnées dans le plan horizontal, caractérise la surface de contact entre l'écoulement canalisé et le fossé. Elle est définie par la coordonnée X_3 (sur la verticale) du point du fond, du talus ou des berges du fossé, de coordonnées horizontales (X_1, X_2). Si l'altitude est relative à une autre origine que le point "O" défini précédemment, elle est notée Z.

Des levés topographiques réalisés sur les sites expérimentaux (2.1.1) ont montré l'irrégularité de ce champ de valeurs, ainsi que sa variabilité dans le temps.

L'irrégularité a deux conséquences : la nécessité de disposer d'un grand échantillon de valeurs pour traduire le champ continu réel (qui peut présenter des creux, des bosses, des arêtes vives ou émoussées), et l'apparition de forces de frottement s'opposant au mouvement de l'eau.

La disponibilité d'un grand échantillons de valeurs dépend directement de la méthode d'acquisition utilisée sur le terrain. Elle peut être très systématique, recherchant des point très

rapprochés et des points caractéristiques d'une maçonnerie éventuellement présente autour du débouché du collecteur. La variabilité dans le temps accentue la contrainte en multipliant le nombre d'échantillons nécessaires.

Elle peut au contraire rester sommaire et se limiter aux points caractéristiques délimitant berges, talus et radier[1], en quelques sections du fossé.

L'apparition de forces de frottement amène classiquement à faire abstraction de la rugosité dans la description géométrique, et à l'intégrer dans un paramètre hydrodynamique caractérisant l'interface support solide / écoulement (voir plus loin).

Il faut noter que les tailles associées aux composants de la rugosité dans le lit des cours d'eau (cailloux, végétation, débris solides…) peuvent dans le cas d'un fossé se rapprocher des tailles caractéristiques de déformations du lit. Il nous faudra donc toujours, le but n'étant pas ici de modéliser finement la géométrie du lit, nous attacher à préciser l'importance de la discordance entre l'état réel du fossé et la frontière de l'écoulement modélisé. Ces précisions seront apportées au vu des deux situations de terrain étudiées (2.1.1).

Pour simplifier les notations, nous désignerons par $X_{3,f}(X_1)$ ou $Z_f(X_1)$ la cote du point le plus bas de l'intersection des parois du fossé avec le plan vertical défini par X_1. Ce point définit la section droite d'abscisse X_1.

- **La largeur du fossé, $L(X_1)$ [L]**

La largeur est un paramètre caractéristique de la géométrie d'un fossé, perpendiculairement à son axe principal. Ce terme seul est cependant ambigu. La terminologie relative à l'ingénierie des fossés distingue des largeurs différentes, selon le plan horizontal dans lequel elle est évaluée : largeur au plafond, lorsque le radier du fossé est plat, largeur en gueule au niveau des berges (Carlier, 1972). Entre ces deux hauteurs, la distance entre deux points situés à une même altitude sur les talus opposés, directement déduite de $X_{3,f}$, peut varier de manière quelconque *a priori*.

Nous proposons plus loin l'écriture d'un bilan de quantité de mouvement (3.3), dont l'expression est complexe malgré le recours à des sections rectangulaires. Dans ce dernier cas la section mouillée est un simple produit du tirant d'eau (voir plus loin) et d'une largeur unique. Etablir un bilan de quantité de mouvement pour une section de largeur variable est envisageable, mais sera réservé à une approche ultérieure.

Dans le même temps, nous pouvons nous attendre à ce que la largeur du fossé en face du collecteur joue un rôle important dans le comportement du rejet. Un rôle privilégié pourrait donc être donné à cette grandeur.

---

[1] permettant de positionner au minimum les points M', A', A, B, B' et N' de la figure 9

Nous retiendrons donc à ce stade la définition suivante pour la largeur du fossé : une longueur représentative, dans le plan d'une section droite, de l'écartement entre les talus du fossé. On suppose que cet écartement varie peu quelque soit le niveau de l'eau depuis le fond jusqu'à la cote de la génératrice supérieure du collecteur. Si le collecteur s'avance de manière importante dans le fossé, avec un éventuel ouvrage maçonné à son voisinage immédiat, c'est l'écartement des talus en l'absence de collecteur qui sera retenu. L'avancée dans le lit du fossé sera prise en compte au moyen d'un paramètre distinct (e, défini ci-après).

- **La pente du fossé, I(X1) [ ]**

La pente du fossé est un paramètre caractéristique de sa géométrie suivant son axe principal. Ce terme peut, tout comme la largeur, être interprété de différentes manières, notamment en fonction de l'échelle à laquelle il est évalué.

Le long d'un tronçon de fossé pour lequel l'axe principal peut être considéré comme rectiligne, cette pente a pour valeur la tangente de l'angle que fait l'axe du fossé avec l'horizontale, positive lorsque le fossé descend vers le canal. La longueur de ce tronçon de fossé est indéterminée *a priori*.

Si la définition précédente est appliquée en donnant au tronçon de fossé une longueur largement supérieure à la dimension du collecteur ou de l'ouvrage de rejet, cette pente sera caractéristique de la capacité d'évacuation du fossé lui même. Si l'on suppose qu'elle varie peu sur ce tronçon, elle peut être déduite de deux valeurs prises par $X_{3,f}$ aux extrémités du tronçon, par exemple en A et C (figure 9).

La définition d'une pente à une échelle plus locale, de l'ordre de quelques multiples de la dimension du collecteur ou de l'ouvrage de rejet, serait plutôt associée à le présence dans le lit de ce dernier de l'équivalent d'un seuil (atterrissement par exemple) ou d'un déversoir (à la suite d'un important affouillement par exemple). Elle peut être déduite de $X_{3,f}$.

Nous verrons plus loin que la pente générale de l'axe du fossé est déterminante pour la caractérisation du comportement du rejet. L'étude du rôle des pentes locales sera à réserver à une deuxième approche.

Lorsque la pente du fossé est faible, celle-ci peut être assimilée au sinus de l'angle correspondant, ou encore à l'angle lui-même exprimé en radians. Les plans des sections droites peuvent alors être assimilés à des plans verticaux.

- **Le diamètre du collecteur, d [L]**

Le collecteur est supposé cylindrique, et ses dimensions transversales se réduisent aux diamètres intérieur et extérieur.

Nous choisissons de négliger l'épaisseur du tuyau ou de la buse, lorsque le collecteur s'avance dans le lit du fossé. Cette hypothèse, réaliste dans le cas d'un tuyau annelé en matière plastique, devient une simplification plus conséquente dans le cas d'une buse en ciment.

Pour étudier l'écoulement en conduite, il convient de retenir le diamètre intérieur. C'est toutefois le diamètre extérieur qui peut influencer l'écoulement canalisé si l'intrusion du collecteur dans le fossé est vraiment très importante. Ce n'est en général pas le cas.

Nous retiendrons le diamètre intérieur du collecteur comme paramètre caractéristique de son dimensionnement.

Le diamètre intérieur du collecteur sera également la longueur de référence pour l'établissement de nombres adimensionnels.

- **La pente du collecteur, i(X1,X2) [ ]**

Cette pente a pour valeur la tangente de l'angle que fait le collecteur avec l'horizontale, positive lorsque la conduite descend vers le canal.

Par construction, les collecteurs enterrés sont posés en tronçons rectilignes, et leur pente pourra être considérée comme invariante au voisinage du rejet.

Lorsque la pente du collecteur est faible, celle-ci peut, tout comme la pente du fossé, être assimilée au sinus de l'angle correspondant, ou encore à l'angle lui-même exprimé en radians.

- **La longueur de l'avancée de la conduite dans le canal, e [L]**

Tout comme pour la largeur du fossé, ramener la complexité de la géométrie de l'extrémité du collecteur à un petit nombre de paramètres est une simplification conséquente. Ce paramètre est ici destiné à quantifier le caractère intrusif du collecteur dans le fossé.

Cette longueur peut être déduite de la géométrie de la portion de collecteur à ciel ouvert et de l'éventuel ouvrage maçonné qui l'accompagne. Elle peut aussi être estimée par différence entre la largeur du fossé évaluée en l'absence de collecteur, et la largeur évaluée en appliquant les mêmes règles de simplification dans la section droite qui inclut le rejet.

- **La hauteur du fil d'eau du collecteur (génératrice inférieure) par rapport au fond du fossé au point de rejet, H [L]**

Ce paramètre est également le résultat d'une simplification de la géométrie de la portion de collecteur à ciel ouvert et de l'éventuel ouvrage maçonné qui l'accompagne.

Nous avons vu cependant qu'il joue un rôle déterminant dans l'évacuation des crues par les fossés d'assainissement agricole (1.2). C'est en outre un paramètre de dimensionnement pour la conception des fossés eux-même.

- **L'angle, dans un plan horizontal, entre l'axe du collecteur et l'axe du fossé, Φ [ ]**

Cet angle est très souvent proche de 90°. Nous verrons cependant le cas d'un collecteur suivi expérimentalement, situé en tête de fossé (2.1.1.a) et pour lequel Φ est proche de 0.

- **L'altitude du fil d'eau du collecteur (génératrice inférieure), X3,f(X1,X2) ou zf(X1,X2) [L]**

Ce paramètre, qui est un champ de valeurs continu fonction de coordonnées dans le plan horizontal, le long de l'axe de la conduite, permet d'obtenir la position de la surface de contact entre l'écoulement en conduite et le collecteur. Si l'altitude est relative à une autre origine que le point "O" défini précédemment, elle est notée z.

On peut déduire la géométrie des sections droites du collecteur en connaissant pour un point donné du fil d'eau, à la verticale du point (X_1, X_2, 0) : $X_{3,f}(X_1,X_2)$, la pente i, qui est aussi l'inclinaison de la section droite par rapport à la verticale, le diamètre d, et l'angle Φ entre l'axe du fossé et l'axe du collecteur, décrits ci-dessus.

Par construction, X_1 et X_2 sont, dans la définition de $X_{3,f}$ ou z_f, liés par la relation suivante : $X_1 = -X_2 \cot(\Phi)$. Nous ne mentionnerons plus désormais que X_2 comme variable d'espace pour la définition de variables et paramètres relatifs à une position le long de l'axe de la conduite. On suppose pour cela que Φ n'est pas nul. Ainsi, on écrira $X_{3,f}(X_2)$ au lieu de $X_{3,f}(X_1,X_2)$. La section droite d'abscisse X_2 est l'intersection du collecteur avec le plan perpendiculaire à son axe, passant par $(-X_2 \cot(\Phi), X_2, X_{3,f}(X_2))$.

Ces définitions géométriques incluent un certain nombre de simplifications. On cherche ainsi à prendre en compte l'essentiel des caractéristiques du support de l'écoulement pour les processus étudiés, et non à créer la reproduction mathématique d'un objet réel.

La pertinence de ces simplifications ne pourra pas toujours être validée par les résultats des expérimentations menées dans le cadre de ce travail. Nous devrons donc conserver à l'esprit la nécessité d'approches complémentaires pour obtenir certaines validation. Cela sera au besoin rappelé dans la suite.

1.3.2.c Paramètres caractérisant les interfaces eau / paroi solide

L'interface eau / paroi solide, qu'il s'agisse du fossé ou du collecteur, est le siège de forces de frottement qui modifient l'écoulement, d'une part en fonction de la rugosité de la paroi, et d'autre part en fonction du niveau de turbulence. Nous devons définir des paramètres permettant de quantifier ces deux grandeurs.

La turbulence est un phénomène hydrodynamique détaillé plus loin.

La rugosité des parois est quand à elle une donnée dérivée de leur géométrie, en intégrant, à l'échelle d'une surface pouvant être définie comme régulière géométriquement, des aspérités ou micro-reliefs ne se manifestant qu'à travers le frottement engendré.

Les paramètres et variables usuels sont donc associés tantôt à l'aspect géométrique de la rugosité, tantôt à l'aspect hydrodynamique.

- **Le coefficient de frottement du fossé, K [$L^{1/3}.T^{-1}$]**

Ce coefficient est ici défini en appliquant d'emblée une loi de Manning-Strickler.

Les travaux menés sur des systèmes ou des problématiques comparables peuvent privilégier le caractère local du phénomène, ou au contraire ses liens avec un milieu global.

Lorsque le caractère local est privilégié, les frottements aux parois sont négligés (Hsu *et al.*, 2002) ou introduits sous la forme de loi de paroi pour l'application de modèles numériques de mécanique des fluides (Bradbrook *et al.*, 1998 ; Wang et Cheng, 2000).

Lorsqu'un phénomène au sein de canaux à surface libre est étudié en interaction avec le fonctionnement hydraulique de ces canaux, des auteurs s'appuient sur la formulation de Manning-Strickler même si ce phénomène est local (par exemple, Ball et al. (1996) étudient l'action de piles de pont à partir de l'expression dans la rivière de la loi de Manning-Strickler).

La relation de Manning-Strickler s'écrit en une section droite donnée, d'abscisse X_1 :

(1) $$Q(X_1) = K.S(X_1, Y_n(X_1)).R_h(X_1, Y_n(X_1))^{2/3}.I(X_1)^{1/2}$$

Dans cette relation, Q désigne le débit dans une section droite du fossé, S la section mouillée, R_h le rayon hydraulique, Y_n le tirant d'eau, ici qualifié de tirant d'eau "normal", et I la pente du fossé.

Le tirant d'eau normal correspond à la valeur observée dans le cas d'un écoulement uniforme, pour lequel section mouillée, pente, rugosité et débit sont invariants le long de l'écoulement.

Les définitions précises de S et R_h sont données plus loin (équations (5) et (7) respectivement).

Les développements des chapitres qui suivent, et notamment lors de a justification des choix de modélisation), reviendront sur le recours à cette expression du frottement sur les parois du fossé.

Le coefficient K étant intégrateur par définition, son choix implique que la nature du lit de l'émissaire soit homogène au voisinage du point de rejet. Nous supposerons qu'il peut être considéré comme invariant sur l'ensemble du domaine étudié.

- **La rugosité caractéristique du collecteur, k' [L]**

D'un point de vue géométrique, il est d'usage de caractériser la rugosité d'une canalisation par la profondeur moyenne des aspérités (Carlier, 1972), utilisée dans la définition de coefficients de frottements classiques (voir ci-dessous puis en 1.3.3).

- **Les coefficients de frottement du collecteur, λ [ ] ou k [$L^{1/3}.T^{-1}$]**

Le choix d'une représentation du frottement dans le cas du collecteur est plus délicat. Nous introduisons un choix possible entre deux lois : λ correspond à une loi de perte de charge, et k à une relation de Manning-Strickler, relation qui traduit théoriquement un équilibre mécanique pour un écoulement à surface libre.

La loi de perte de charge s'écrit :

$$J(X_2) = \frac{\lambda}{d}\frac{v(X_2)^2}{2g} \tag{2}$$

J désigne la perte de charge par unité de longueur de conduite, d son diamètre et v la vitesse moyenne de l'écoulement. Les définitions précises en sont données plus loin.

Si l'on suppose les écoulements suffisamment turbulents, le coefficient λ dépend de la rugosité k' et du nombre de Reynolds Re_{cd} défini plus loin.

Selon la loi de Colebrook-White étendue aux écoulements en conduite à surface libre (Gualtieri *et al.*, 2002 ; Romeo *et al.*, 2002), λ s'écrit.

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2\log\left[\frac{k'}{14.8r_h} + \frac{2.51}{Re_{cd}\sqrt{\lambda}}\right] \tag{3}$$

Le coefficient de Manning-Strickler peut être utilisé dans le cas des écoulements à surface libre dans une canalisation (Ead *et al.*, 2000), voire être généralisé au cas d'un écoulement à pleine section (Graber, 2004).

L'équation de Manning-Strickler s'écrit, dans le cas de la conduite :

$$q(X_2) = k.s(X_2, y(X_2)).r_h(X_2, y(X_2))^{2/3}.i^{1/2} \tag{4}$$

Comme pour le canal, les expression de s et r_h sont données plus loin (équations (9) et (11) respectivement).

Cette coexistence de deux modélisation des frottements aux parois du collecteur pose problème lorsque l'écoulement y passe à pleine section (voir 3.4.3 page 180). Le problème n'a en tout état de cause du sens que pour une étude de la conduite sur une grande longueur de collecteur si celui-ci est suffisamment lisse pour négliger les frottements à l'échelle locale. Ce choix a notamment fait l'objet d'une discussion dans l'annexe 7. Cette discussion n'a toutefois pas permis de conclure quant à la cohérence de l'utilisation des deux formulations pour un même système.

Le rôle local des frottements pourra se révéler à prendre en compte de manière plus précise dans le cas de tuyaux annelés (Ead *et al.*, 2000).

1.3.2.d Variables hydrodynamiques[1]

Les variables caractéristiques de l'écoulement concernent son extension dans l'espace, liée à la position de la surface libre dans le canal et le cas échéant dans la conduite , et la vitesse de l'eau en tout point de son intérieur.

- **La pression d'eau dans le canal, $P_0(X_1,X_2,X_3)$ $[M.L^{-1}.T^{-2}]$**

Le champ de pression est défini à une constante près dans l'ensemble du volume d'eau. La pression est atmosphérique au niveau de la surface libre. On fixe égale à zéro cette pression atmosphérique.

- **L'altitude de la surface libre dans le canal, $X_{3,sl}(X_1,X_2)$ ou $Z_{sl}(X_1,X_2)$ [L]**

Cette cote est la coordonnée X_3 suivant l'axe vertical du point de la surface libre de coordonnées (X_1,X_2) dans le plan horizontal.

Cette donnée peut être indéterminée très localement, lorsque la surface libre est très courbée, et de plan tangent quasiment vertical. Une partie de cette surface peut, à l'applomb d'un même point, être tournée simultanément vers le haut et vers le bas. Nous avons constaté expérimentalement que cette situation, causée par la forme circulaire de la conduite, se rencontre dans certaines conditions au voisinage de la face aval[2] du débouché du collecteur(2.2.4, voir planche 14 e, page 115).

- **Le tirant d'eau dans le canal, $Y(X_1)$ [L]**

Le tirant d'eau est une valeur définie de manière unique pour chaque section droite. Il se déduit de la cote de la surface libre, lorsque celle-ci est horizontale transversalement, et de la cote du point du fond le plus bas.

A un tirant d'eau $Y(X_1)$ peuvent être associées (en les déduisant de la cote du fond $Z_f(X_1, X_2)$ -voir page 45-) d'autres grandeurs géométriques : la section mouillée S $[L^2]$, le périmètre mouillé χ [L], et le rayon hydraulique $R_h = S/\chi$ [L].

En faisant l'hypothèse que la largeur du fossé est suffisamment bien représentée par une valeur unique (distance entre les talus sensiblement invariante du point le plus bas de la section jusqu'à cote de la génératrice supérieur du collecteur, radier en conséquence quasiment horizontal), on peut utiliser les formules correspondant à une géométrie rectangulaire :

---

1 Les variables citées dépendent du temps. Néanmoins, seule la dépendance d'espace sera indiquée)

2 Par rapport au fossé.

(5) $$S(X_1, Y) = L(X_1)Y$$

(6) $$\chi(X_1, Y) = L(X_1) + 2Y$$

(7) $$R_h(X_1, Y) = \frac{L(X_1)Y}{L(X_1) + 2Y}$$

- **Le champ de vitesses dans le canal, $\vec{V}(X_1, X_2, X_3)$ [L.T^{-1}]**

En écoulement turbulent, cette vitesse est instantanée et fluctue rapidement dans le temps. L'application de modèles de turbulence peut amener à étudier un champ de vitesses constant à l'échelle de temps de ce processus, complété de paramètres caractéristiques des mouvements turbulents. Nous introduisons en particulier ci-après le nombre de Reynolds. Nous ne faisons pas à ce stade de différentiation entre des vitesse instantanées et des vitesses aux fluctuations moyennées. Le contexte d'utilisation du champ des vitesses devra préciser le cas échéant leur dépendance du temps.

- **La vitesse moyenne dans une section droite du canal, V(X_1) [L.T^{-1}]**

Cette grandeur est introduite pour être utilisée dans les sections droites du canal où l'écoulement est suffisamment régulier, notamment dans lesquelles la surface libre se réduit à un segment horizontal.

- **Le débit dans le canal, Q(X_1) [L^3.T^{-1}]**

En régime transitoire, ce débit dépend de l'abscisse le long du canal. En régime permanent, une application simple du principe de conservation de la masse montre qu'il est invariant en amont du rejet, puis invariant en aval.

Nous convenons de noter Q le débit du canal à l'entrée du domaine d'étude.

Lorsque le tirant d'eau est défini, nous avons :

(8) $$Q(X_1) = V(X_1)L(X_1)Y(X_1)$$

- **La pression d'eau dans la conduite, $p_0(X_1, X_2, X_3)$ [M.L^{-1}.T^{-2}]**

Ce champ de pression est également défini dans l'ensemble du volume d'eau, à une constante près. Il est prolongé continûment par le champ de pression dans le canal. La pression est égale à la pression de l'air dans le collecteur au niveau de la surface libre, si celle ci-existe.

Nous verrons en 3.4.2 page 175 que la pression en conduite peut être inférieure à la pression atmosphérique.

- **L'altitude de la surface libre dans la conduite, $X_{3,sl}(X_1, X_2)$ ou $z_{sl}(X_1, X_2)$ [1] [L]**

Cette donnée est définie de la même manière que la cote de la surface libre dans le canal, sous réserve de pouvoir clairement identifier cette surface.

---

[1] Lorsque l'écoulement s'effectue à surface libre.

En régime transitoire, la circulation d'air peut s'effectuer sous forme de bulles ou de poches d'air et la notion classique de surface libre n'a plus de sens.

- **Le tirant d'eau dans la conduite, $y(X_2)$ [L]**

Le tirant d'eau est défini pour chaque section droite lorsque la surface de l'eau y est horizontale transversalement.

Egal au diamètre lorsque l'écoulement se fait à pleine section, il se déduit de l'altitude de la surface libre et de la cote du fil d'eau z_f -voir page 49-.

A un tirant d'eau $y(X_2)$ peuvent être associées les autres grandeurs géométriques : s, χ, et $r_h = s/\chi$ [L].

$$s(y) = (d/2)^2(\mathrm{ArcCos}(1-\frac{2y}{d}) - (1-\frac{y}{d/2})\sqrt{1-(1-\frac{2y}{d})^2}) \quad (9)$$

$$\chi(y) = (d/2)\mathrm{ArcCos}(1-\frac{2y}{d}) \quad (10)$$

$$r_h(y) = \frac{(d/2)(\mathrm{ArcCos}(1-\frac{2y}{d}) - (1-\frac{2y}{d})\sqrt{1-(1-\frac{2y}{d})^2})}{\mathrm{ArcCos}(1-\frac{2y}{d})} \quad (11)$$

A ces grandeurs s'ajoute la largeur au miroir $l(X_2,y)$ [L] :

$$l(y) = d\sqrt{1-(1-\frac{2y}{d})^2} \quad (12)$$

- **Le champ de vitesses dans la conduite, $\vec{v}(X_1,X_2,X_3)$ [$L.T^{-1}$]**

Ce champ de vitesse est défini exactement comme pour le canal. Seul le domaine concerné est différent. Il en va de même pour la vitesse moyenne :

- **La vitesse moyenne dans une section droite de la conduite, $v(X_2)$ [$L.T^{-1}$]**
- **Le débit dans la conduite, $q(X_2)$ [$L^3.T^{-1}$]**

En régime transitoire, ce débit dépend de l'abscisse le long de la conduite. En régime permanent, une application simple du principe de conservation de la masse montre qu'il est invariant tout le long de la conduite. Le débit du canal en aval du rejet en régime permanent est donc Q + q.

Nous convenons de noter q le débit de la conduite à l'entrée du domaine d'étude.

Lorsqu'une surface libre existe dans la conduite, et peut être associée à un tirant d'eau y, on a :

$$q(X_2) = v(X_2)(d/2)^2(\mathrm{ArcCos}(1-\frac{2y}{d}) - (1-\frac{2y}{d})\sqrt{1-(1-\frac{2y}{d})^2}) \quad (13)$$

Lorsque la conduite s'écoule à pleine section, l'expression du débit devient :

(14) $$q(X_2) = v(X_2)\frac{\pi d^2}{4}$$

1.3.2.e Variables caractérisant les interfaces eau / paroi solide

En dehors des valeurs des champs de pression aux parois, deux variables caractérisent les conditions de frottement de l'eau en mouvement contre ces interfaces. Ces variables peuvent s'exprimer sous forme de vitesses :

- **La vitesse de frottement aux parois du canal, $V^*(X_1,X_2,X_3)$ $[L.T^{-1}]$**

Par définition, la vitesse de frottement est reliée à l'intensité de la force de frottement unitaire τ_0[1], encore appelée force tractrice (Carlier, 1972) :

(15) $$V^*(X_1,X_2,X_3) = \sqrt{\frac{\tau_0(X_1,X_2,X_3)}{\rho}}$$

- **La vitesse de frottement aux parois de la conduite, $v^*(X_1,X_2,X_3)$ $[L.T^{-1}]$**

La relation définissant la vitesse de frottement est comparable à la précédente :

(16) $$v^*(X_1,X_2,X_3) = \sqrt{\frac{\tau_0(X_1,X_2,X_3)}{\rho}}$$

1.3.2.f Variables aérodynamiques

D'une manière générale, l'air éventuellement présent en même temps que l'eau dans le collecteur, doit être décrit comme un fluide au même titre que l'eau. Nous supposerons ici, pour simplifier, qu'il n'est pas mélangé, qu'il réside entièrement dans la partie supérieure des sections droites, et que les phénomènes liés à sa vitesse d'écoulement peuvent être négligés.

Nous nous limitons ainsi à une variable aérodynamique :

- **La pression de l'air dans la conduites, $p_a(X_1,X_2,X_3)$ $[M.L^{-1}.T^{-2}]$**

1.3.2.g Variables caractérisant l'interface eau / air

Nous négligeons ici d'emblée les processus pouvant intervenir à l'interface eau / air. Cela exclut en particulier de l'étude :

- les cas où un brassage de l'eau est occasionné par une rupture de pente, un regard, une modification brutale de la section ou de la direction du collecteur,

[1] La force de frottement unitaire est la force, par unité de surface, qui s'oppose au mouvement de l'eau en raison des frottements à la paroi. Elle est située dans le plan tangent à cette paroi, et est orientée à l'opposé de la vitesse de l'écoulement à l'approche de la paroi. Lorsqu'une expression de la perte de charge par unité de longueur est donnée, cette perte de charge peut être directement reliée à la force de frottement unitaire : $\tau_0 = \rho g R_h J$ pour un canal à surface libre, qui devient $\tau_0 = \rho g (d/4) J$ pour une conduite circulaire en charge.

- les cas où la vitesse de l'air est élevée, notamment du fait de de phénomène de remplissage suffisamment brutal pour occasionner des chasses d'air,
- des cas ou les phénomènes de tension superficielle ont des conséquences sensibles (notamment formation de bulles fixées aux parois).

1.3.2.h Nombres adimensionnels usuels en hydraulique

Nous introduisons ici des nombres adimensionnels, usuels en hydraulique à surface libre, ou des canalisations en charge (Carlier, 1972), qui nous permettront de reposer le problème sous une forme adimensionnelle, et de comparer les résultats aux données de la littérature.

- **Le nombre de Froude dans le canal et la conduite respectivement, $F_{cn}(X_1,Y)$, $F_{cd}(X_2,y)$ [ ]**

Le nombre de Froude permet la comparaison entre les forces d'inertie et de gravité pour un écoulement à surface libre. C'est aussi le rapport entre la vitesse physique de l'écoulement et la vitesse de propagation des intumescences[1]. Son expression générale est :

$$
\begin{aligned}
F_{cn}(X_1,Y) &= \frac{V(X_1)}{\sqrt{g\frac{S(X_1,Y)}{L(X_1)}}} = \frac{V(X_1)}{\sqrt{gY}} = \frac{Q(X_1)}{L(X_1)\sqrt{gY^3}} \\
F_{cd}(X_2,y) &= \frac{v(X_2)}{\sqrt{g\frac{s(X_2,y)}{l(X_2,y)}}} = \frac{2v(X_2)}{\sqrt{gd(\frac{2y}{d}-1+\frac{\mathrm{ArcCos}(1-2\frac{y}{d})}{\sqrt{1-(1-2\frac{y}{d})^2}})}} \\
&= \frac{8q(X_2)}{\pi d^2\sqrt{gd(\frac{2y}{d}-1+\frac{\mathrm{ArcCos}(1-2\frac{y}{d})}{\sqrt{1-(1-2\frac{y}{d})^2}})}} \quad (y<d)
\end{aligned}
\tag{17}
$$

où S (resp. s) désigne la section mouillée, et L (resp. l) désigne la largeur au miroir.

Le nombre de Froude permet de distinguer les deux modes d'écoulement fluvial et torrentiel, de part et d'autre du tirant d'eau "critique", défini par F = 1. A partir de l'équation (17) on peut écrire :

$$
\begin{aligned}
Y_c(X_1) &= \sqrt[3]{\frac{Q(X_1)^2}{gL(X_1)^2}} \\
1 &= \frac{8q(X_2)}{\pi\sqrt{gd^5(\frac{2y_c(X_2)}{d}-1+\frac{\mathrm{ArcCos}(1-2\frac{y_c(X_2)}{d})}{\sqrt{1-(1-2\frac{y_c(X_2)}{d})^2}})}} \quad (y_c(X_2)<d)
\end{aligned}
\tag{18}
$$

[1] Ondes de surface de très faible amplitude

en notant Y_c et y_c les tirants d'eau critiques respectifs du canal et de la conduite.

- **Le nombre de Froude "étendu" dans la conduite, FE [ ]**

Le nombre de Froude n'est défini que pour un écoulement à surface libre, et tend vers 0, à débit donné, lorsque l'écoulement est en conduite et se rapproche de la pleine section ($y \to d$, $l \to 0$ mais $s = \pi d^2/4 \neq 0$).

La définition du nombre de Froude est étendue au cas d'une conduite pouvant passer en charge, au moyen d'une formulation qui constitue une bonne approximation du nombre de Froude réel en écoulement à surface libre (Hager, 1999b ; Del Giudice et Hager, 2001).

$$\begin{aligned} FE(X_2,y) &= \frac{q(X_2)}{\sqrt{gdy^4}} \text{ à surface libre (y<d)} \\ FE(X_2) &= \frac{q(X_2)}{\sqrt{gd^5}} \text{ à pleine section} \end{aligned} \tag{19}$$

Le défaut de cette redéfinition du nombre de Froude, intéressante pour l'étude des processus d'érosion en sortie de conduite (Blaisdell Fred et Anderson, 1988b) ne tient plus compte du phénomène d'écoulement torrentiel caractérisé par un nombre de Froude supérieur à 1. Nous retiendrons donc pour le nombre de Froude dans la conduite la définition donnée par l'équation (17), uniquement lorsque la conduite est à surface libre. Nous parlerons de "nombre de Froude étendu" dans le cas de l'application de la relation (19).

- **Le nombre de Reynolds dans la conduite et le canal respectivement, Re_{cd} , Re_{cn} [ ]**

Le nombre de Reynolds permet la comparaison entre les forces d'inertie et de viscosité. Introduit pour l'étude des écoulements dans les canalisations en charge. Sa définition a été étendue aux écoulements en canaux ou conduites à surface libre (Knight et Sterling, 2000). Son expression générale est :

$$\begin{aligned} Re_{cn}(X_1,Y) &= \frac{4V(X_1)R_h(X_1,Y)}{\nu} \\ Re_{cd}(X_2,y) &= \frac{4v(X_2)r_h(X_2,y)}{\nu} \\ &= \frac{4v(X_2)(d/2)(\mathrm{ArcCos}(1-\frac{2y}{d}) - (1-\frac{y}{d/2})\sqrt{1-(1-\frac{2y}{d})^2})}{\nu \mathrm{ArcCos}(1-\frac{2y}{d})} \text{ à surface libre (y<d)} \\ Re_{cd}(X_2) &= \frac{v(X_2)d}{\nu} \text{ à pleine section} \end{aligned} \tag{20}$$

Le nombre de Reynolds est un indicateur essentiel du niveau de turbulence de l'écoulement, sur lequel nous serons amenés à faire des hypothèses et des vérifications, notamment pour des questions de similitude dans le cadre d'une expérimentation sur modèle réduit.

- **Le nombre d'Euler dans le canal et la conduite respectivement, Eu_{cn}, Eu_{cd} [ ]**

Le nombre d'Euler (ou de Newton) permet la comparaison entre la pression(ou plus souvent la variation de pression) d'un écoulement et les forces d'inertie (Carlier, 1972 ; Minhas et Lock, 1996 ; Ding *et al.*, 2001). Nous le définissons ici pour chaque section droite, en utilisant la pression au point le plus bas de cette section :

$$\begin{aligned} Eu_{cn}(X_1) &= \frac{P_0(X_1, Z_f(X_1))}{\rho V(X_1)^2} \\ Eu_{cd}(X_2) &= \frac{p_0(-X_2\cot(\Phi), X_2, z_f(X_2))}{\rho v(X_2)^2} \end{aligned} \quad [1] \tag{21}$$

Cette définition permet, dans des sections droites où la répartition des pressions peut être considérée comme hydrostatique, et en supposant faibles les pentes du canal et de la conduite, d'écrire en assimilant la pression au tirant d'eau :

$$\begin{aligned} Eu_{cn}(X_1, Y) &\equiv \frac{gY}{V(X_1)^2} \\ Eu_{cd}(X_2, y) &\equiv \frac{gy}{v(x_2)^2} \text{ si } y < d \end{aligned} \tag{22}$$

- **Le débit adimensionnel de la conduite q* [ ]**

Le débit adimensionnel est une grandeur de référence pour les écoulements en conduite, utile notamment pour situer les conditions de transition entre un débouché à surface libre, ou à pleine section (Smith, 1962 ; Montes, 1997 ; Rajaratnam et Ead, 2003)

$$q^* = \frac{q}{\sqrt{gd^5}} = \frac{1}{\sqrt{g}}\left(\frac{q}{\sqrt{d^5}}\right) = FE(d) \tag{23}$$

Par extension, malgré l'absence de signification en dehors du cas d'une conduite, on notera

$$Q^* = \frac{Q}{\sqrt{gd^5}} \tag{24}$$

Les différentes grandeurs que nous avons introduites ci-dessus (valeurs ou champs de paramètres, de variables) sont liées entre elles par un certain nombre de relations connues, soit analytiques, soit empiriques. Nous reprenons dans la partie qui suit ces relations, pour formuler notre problème, poser les paramètres et variables clés, et en particulier les transcrire sous une forme adimensionnelle.

---

[1] Certains auteurs définissent le nombre d'Euler par $2p/\rho v^2$ au lieu de $p/\rho v^2$: Minhas, H. et G. S. H. Lock. (1996). "Laminar-turbulent transition in a bayonet tube." *International Journal of Heat and Fluid Flow*, 17(2), 102-107, Ding, Y. L., R. N. Forster, J. P. K. Seville et D. J. Parker. (2001). "Scaling relationships for rotating drums." *Chemical Engineering Science*, 56(12), 3737-3750.

1.3.3 Loi recherchée, relations connues entre les paramètres et les variables

Nous introduisons ici, à partir des relations présentées précédemment, une forme générale du problème. Cette forme est destinée à poser les paramètres et variables clés pour notre étude, sous une forme adimensionnelle car nous utiliserons des données expérimentales acquises sur un modèle réduit..

Le phénomène étudié est l'écoulement de l'eau dans le collecteur enterré et le lit du fossé au voisinage du rejet, en interaction avec un écoulement en amont du collecteur, un écoulement dans le fossé à l'amont de la connexion, et un autre à l'aval de la connexion, ainsi qu'avec le cas échéant un écoulement d'air en amont du collecteur. L'objectif est de déterminer les conséquences hydrauliques de ce phénomène sur les éléments du bassin versant en relation avec le système.

Au préalable, il nous faudra donc définir les limites du domaine contenant l'écoulement pour préciser ces notions de voisinage et d'éléments du bassin versant en relation. Le chapitre 3 formulera une proposition pour ces limites.

Les positions des limites étant supposées établies, les inconnues fondamentales de ce problème de mécanique des liquides sont donc d'une part la position de l'eau dans l'ensemble du domaine contenant l'écoulement -le reste étant supposé occupé par de l'air-, et d'autre part les champs de vitesses et de pression dans les deux milieux : eau et air. Les solutions correspondantes sont la traduction du processus réel.

Nous traduisons cette approche du problème par une relation fonctionnelle très générale, indiquant que les solutions citées plus haut, créent un lien entre les conditions limites, et les caractéristiques physiques et géométriques du système. Cette relation prend la forme suivante (malgré l'ambivalence de la définition du paramètre de frottement contre les parois du collecteur, nous nous en tenons à une approche homogène appliquant au collecteur et au fossé une loi commune de Manning Strickler, le paramètre k pourrait donc être remplacé par les paramètres k' et λ) :

$$f_1(Z_{sl,m}, Z_{sl,v}, z_{sl,m}, P_{0,m}, P_{0,v}, p_{0,m}, p_{a,m}, \vec{V}_m, \vec{V}_v, \vec{v}_m, \vec{v}_{a,m}, Z_f, L, I, e, H, \Phi, z_f, d, i, g, \rho, \nu, T, V^*, v^*, k, K, t) = 0 \quad (25)$$

Dans cette relation, les indices m et v renvoient la grandeur qu'ils accompagnent à l'amont et à l'aval respectivement du domaine d'écoulement.

On suppose connues en détail les caractéristiques hydrodynamiques de l'écoulement aux limites amont et aval. En pratique, les applications bénéficieront d'informations bien moins complètes, notamment en termes de champs de pression, de profils de vitesse et de turbulence de l'écoulement. Pour cette raison, les conditions aux limites seront décrites par :

- Pour l'amont du canal :

Y_m, Q, $P_{0,m}$, A_m, B_m[1]

A et B (écriture en capitales de α et β, pour respecter la convention de distinction entre le canal et la conduite) sont les coefficients correcteurs classiques associés respectivement à l'énergie cinétique et à la quantité de mouvement dans le cas d'une approche mono-dimensionnelle.

En supposant que la limite amont du domaine présente un écoulement suffisamment régulier et un profil de vitesses parallèles entre elles, nous considérerons que la répartition des pressions est hydrostatique. Pour des pentes faibles, nous écrirons donc :

(26) $$P_{0,m}(X_2, X_3) + \rho g(X_3 - Z_{f,m}) = \rho g Y_m$$

- Pour l'aval du canal :

Y_v, Q_v[2], $P_{0,v}$, A_v, B_v

De même on supposera que l'on a :

(27) $$P_{0,v}(X_2, X_3) + \rho g(X_3 - Z_{f,v}) = \rho g Yv$$

- Pour l'amont de la conduite :

y_m, q, $p_{0,m}$, α_m, β_m

y_m n'est défini que si l'amont de la conduite est effectivement à surface libre. Nous verrons qu'il n'est pas possible de relier de manière générale y et p_0 car la pression atmosphérique peut se rencontrer à l'intérieur de l'écoulement, lorsque la conduite s'écoule à pleine section.

- Aux parois :

Dans les zones où l'écoulement est de forme classique (écoulement en canal ou en conduite sans déformation particulière), les coefficients de frottement λ, k et K sont reliés aux vitesses de frottement par les relations :

(28) $$\lambda = 8\left(\frac{v^*}{v}\right)^2$$

ou

(29) $$k = \frac{v}{v^*}\sqrt{\frac{g}{r_h^{1/3}}}$$

puis

(30) $$K = \frac{V}{V^*}\sqrt{\frac{g}{R_h^{1/3}}}$$

---

[1] Ces valeurs peuvent dépendre du temps.

[2] $Q_v = Q + q$ en régime permanent

Dans ce cas, V* est donc directement déduite de g, V, K, L et Y. v^* est quant à elle déduite de g, v, k ou λ, d et y . En revanche, hors des zones de forme d'écoulement classique, les vitesses de frottement peuvent prendre des valeurs inconnues a priori, et exercer une influence sur les valeurs aux limites, dépendante des caractéristiques du frottement aux parois. Nous maintenons donc les vitesses de frottement dans la relation, en parallèle aux coefficients de frottement. On notera que ceux-ci sont des paramètres globaux, tandis que les vitesses de frottement sont des variables locales. En pratique, la modélisation proposée dans le cadre de ce travail n'a pas tenu compte de valeurs particulières (notamment élevées) de ces vitesses.

La température T, sera considérée comme une valeur constante de référence, correspondant aux températures positives courantes sur le terrain. Le problème est supposé ne pas dépendre de T.

L'équation (25) devient donc à ce stade

$$f_2(Y_m, Y_v, y_m, A_m, A_v, B_m, B_v, p_{0,m}, p_{a,m}, Q_m, Q_v, q_m, q_{a,m}, Z_f, L, I, e, H, \Phi, z_f, d, i, g, \rho, \nu, V^*, v^*, k, K, t) = 0 \quad (31)$$

Choisissons des paramètres fondamentaux pour réécrire cette relation sous une forme adimensionnelle.

On prendra comme paramètre de référence des longueurs le diamètre d de la conduite. En effet, ce paramètre établit une frontière nette entre deux modes de fonctionnement du système bien distincts : un écoulement à surface libre au point de rejet, par opposition à un écoulement à pleine section.

La condition limite aval pour le canal devra par ailleurs être comparée à la frontière pour laquelle le nombre de Froude devient égal à 1, comme dans tout problème d'hydraulique des cours d'eau. Aussi, la condition limite aval Y_v est équivalente à F_v, déduit de Y_v, Q_v et L.

La condition limite amont est intéressante par la rehausse de ligne d'eau occasionnée par le rejet. On lui substituera donc le ratio suivant :

$$\overline{Y} = \frac{Y_m}{Y_v} \quad (32)$$

Nous verrons par ailleurs que nous pouvons être amenés à faire des hypothèses sur les proportions entre les apports du collecteur et du fossé. Nous remplaçons donc pour cela, en privilégiant la définition du débit de rejet[1], le débit du fossé par :

[1] en particulier supposé non nul

(33) $$\overline{\overline{Q}} = \frac{Q_m}{q_m}$$

La dimension du temps peut être éliminée des grandeurs restantes en divisant par le rapport $\sqrt{d/g}$, et celle de la masse en divisant par le produit ρd^3. Ghidaoui et Kolyshkin (2001) font usage d'une variable temps adimensionnel, introduite pour l'étude de certains phénomènes transitoires en conduite, à l'origine d'écoulements non axisymétriques. Ce temps est défini par :

(34) $$t^* = \frac{\nu t}{(d/2)^2}$$

Même si nous n'entrerons pas dans le détail d'écoulements transitoires, à l'observation de l'allure de la surface libre de transition au voisinage de la mise en charge, sensiblement asymétrique (voir 2.2.4.c page 118), nous retiendrons cette définition.

L'équation (31) devient alors :

(35)

$$f_3\left(\overline{Y}, F_v, \frac{y_m}{d}, A_m, A_v, B_m, B_v, \frac{p_{0,m}}{\rho g d}, \frac{p_{a,m}}{\rho g d}, \overline{\overline{Q}}, {Q_v}^*, {q^*}_m, {q^*}_{a,m}, \frac{Z_f}{d}, \frac{L}{d}, I, \frac{e}{d}, \frac{H}{d}, \Phi, \frac{z_f}{d}, i, \frac{\nu}{\sqrt{gd^3}}, \frac{V^*}{\sqrt{gd}}, \frac{v^*}{\sqrt{gd}}, k\frac{d^{1/6}}{\sqrt{g}}, K\frac{d^{1/6}}{\sqrt{g}}, \frac{\nu t}{(d/2)^2}\right) = 0$$

L'ensemble des grandeurs caractéristiques du problème posé, à l'exception des paramètres géométriques, est porté sur la figure suivante :

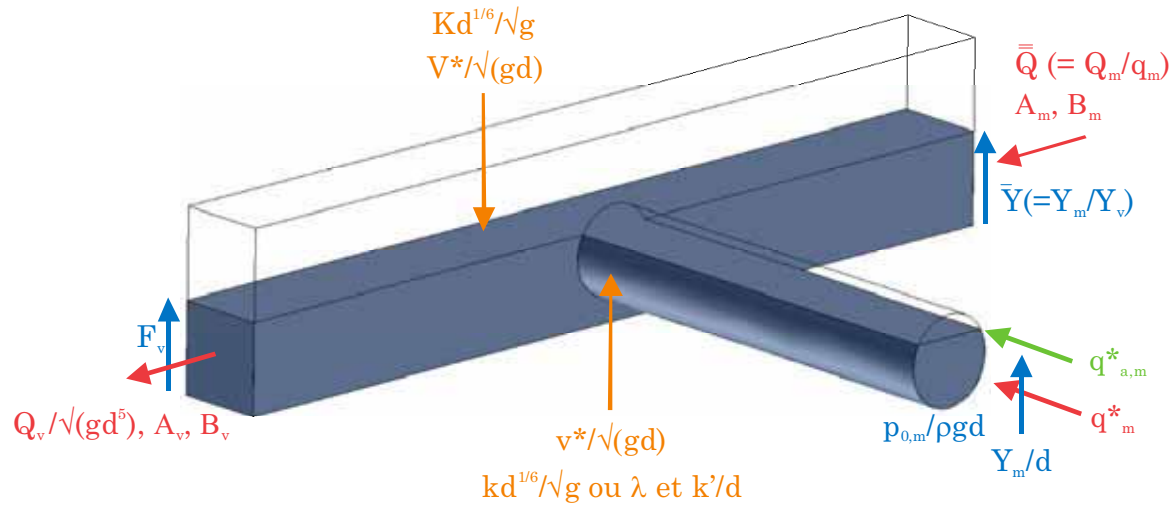


Figure 11 : schéma des grandeurs caractéristiques retenues pour l'étude du problème posé, hors paramètres géométriques

1.4 Conclusion du premier chapitre

Dans ce premier chapitre, nous avons montré les contraintes d'ingénierie pour la réalisation de réseaux de drainage enterré et d'émissaires à ciel ouvert, en vue de l'évacuation des eaux excédentaires, tout en recherchant une limitation des débits de pointe lors de crues. A ces contraintes s'ajoutent des conséquences de ces mesures de limitation sur les capacités d'évacuation des réseaux. En effet, une rétention des eaux peut occasionner une hausse importante du niveau de l'eau dans les fossés d'assainissement, et altérer le comportement des réseaux enterrés. Ceux-ci présentent par ailleurs une capacité de stockage limitée, en raison de leur section définitivement fixée lors du dimensionnement.

Des données expérimentales et des modélisations du fossé à ciel ouvert montrent un lien étroit entre celui-ci et les rejets de drainage qui le rejoignent. Toutefois, ce lien est mal cerné. Probablement lié au phénomène de mise en charge du collecteur enterré par un niveau d'eau trop élevé dans l'émissaire, peu d'informations ont été recherchées ou utilisées pour le connaître précisément.

Nous avons en préalable choisi des paramètres et variables en vue de décrire aussi exactement que possible la relation entre le fossé d'assainissement et le collecteur qui s'y déverse, au voisinage du point de rejet. Cette relation se ramène à l'étude d'un écoulement d'eau dans un domaine fixé, constitué de deux parties différentes : le fossé où l'écoulement est toujours à surface libre, et un collecteur où la présence d'air est variable, selon que l'écoulement se produit ou non à pleine section.

Afin de privilégier le rôle important de cette différence entre le fossé et le collecteur enterré, des simplifications notables ont été introduites en matière de géométrie du support de l'écoulement.

Cet ensemble de grandeurs, définies en fin de chapitre sous une forme adimensionnelle, découle d'une approche "filaire" des écoulements, et privilégie des modélisations hydrauliques classiques en matière d'interface entre l'eau et son support solide.

Il s'agit dans le chapitre suivant de décrire les expérimentations menées, sur le terrain et en laboratoire, pour valider les modèles qui seront exposés ensuite (chapitre 3). Nous montrerons la nature générale des observations faites à l'occasion de ces expérimentations.

L'expérimentation de laboratoire, complémentaire par rapport aux sites de terrain, permet l'observation de phénomènes peu observés lors de crues réelles, en raison des difficultés d'accès ou d'observation *in situ*. Réalisée à échelle réduite, elle fait l'objet d'une étude de similitude, ce qui justifie le recours précédent à des grandeurs sans dimensions.

Chapitre 2 : Dispositifs expérimentaux et caractéristiques générales des observations

Ce travail repose avant tout sur des données expérimentales, relatives au fossé d'assainissement agricole et à ses points de rejet de drainage. Ces données sont de deux types : certaines ont été acquises sur le terrain au cours de plusieurs hivers successifs, et d'autres ont été acquises en laboratoire, sur un modèle réduit physique.

2.1 Expérimentation de terrain : le ru de Fosse Rognon à l'amont de Melarchez (dit "ru de Melarchez")

Cette partie présente le volet de l'expérimentation mise en place sur le terrain et ses résultats. Un ruisseau du bassin versant expérimental de l'Orgeval, en Seine-et-Marne, a été équipé de dispositifs de mesure de hauteurs d'eau et de débits. Au sein d'une instrumentation d'ensemble destinée à étudier le rôle d'obstacles à l'écoulement dans le fossé, des appareils enregistrent en continu, pendant les saisons pluvieuses, le débit et la hauteur de l'eau au débouché de deux collecteurs enterrés de grands diamètres. On dispose ainsi d'informations sur le fonctionnement hydraulique des points de rejet, notamment les variations au cours du temps du débit de ces rejets, ainsi que les fluctuations du niveau de l'eau en sortie de collecteur, pendant les crues. Toutefois, pour des raisons pratiques, ces informations sont très partielles. Les observations mettent en évidence des singularités du comportement des rejets, mais ne permettent pas d'expliquer ces singularités.

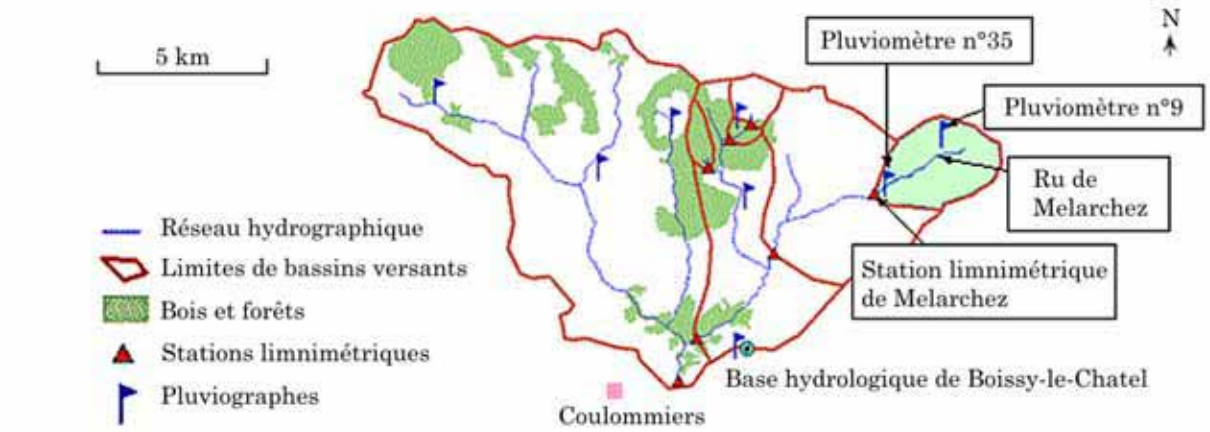
2.1.1 Description et objectifs de l'expérimentation

L'expérimentation de terrain exploitée dans le cadre de ce travail, pour l'étude des rejets de collecteurs de drainage enterré, a été mise en place sur un bras de fossé d'assainissement agricole, non ramifié et constituant une tête de bassin versant. Ce fossé, le ru de Fosse Rognon, est étudié sur une partie de son cours, en amont d'un bourg dénommé Melarchez. Ce tronçon sera par la suite appelé "ru de Melarchez".

Le fossé étudié fait partie du réseau hydrographique de l'Orgeval, affluent du Grand Morin. Le Bassin Versant de Recherche et d'Expérimentation (BVRE) de l'Orgeval se situe à proximité de la ville de Coulommiers (Seine et Marne), à 70 km de Paris. Il s'étend sur 104 km^2. L'occupation des sols, caractéristique de la région de la Brie, y est essentiellement partagée entre

agriculture intensive (80%) et forêt (20%). Bassin versant d'expérimentation créé en 1962, l'Orgeval est le plus ancien des BVRE français où sont encore actuellement menées des activités de recherche. Il dispose d'un important fonds d'études et de données : un environnement bien caractérisé et des séries chronologiques anciennes, ce qui est essentiel en hydrologie. Aux terres agricoles hydromorphes et densément aménagé, ce bassin versant est dans son ensemble représentatif des bassins ruraux ayant subi de très profondes modifications liées à l'activité agricole.

Carte 2 : localisation du bassin versant de recherche et d'expérimentation de l'Orgeval



Carte 3 : réseau hydrographique de l'Orgeval et principaux points de suivi du BVRE, localisation du sous-bassin du ru de Melarchez

D'une largeur d'environ 1 m à l'amont, le bras de fossé étudié s'étend sur un cours de 2300 m. A la traversée du bourg de Melarchez, sa largeur est de l'ordre de 3 m. Il reçoit les rejets d'une vingtaine de collecteurs de drainage, répartis depuis son extrémité amont jusqu'au bourg de Melarchez.

Trois ouvrages permettent son franchissement : deux buses sont destinées au passage d'engins agricoles, un pont comportant trois arches rectangulaires en pierre permet le franchissement par une route départementale à deux voies.

A l'échelle de l'ensemble du ru de Melarchez, les objectifs de l'expérimentation sont :

1/ la mesure de débits dans des collecteurs de drainage enterré, en période de crue,

2/ la mesure de débits et de niveaux d'eau dans le fossé à ciel ouvert, pendant les mêmes périodes de crue. Deux types d'emplacement sont privilégiés pour ces mesures : en vis-à-vis des collecteurs étudiés, ainsi qu'à l'amont et à l'aval d'obstacles à l'écoulement dans le fossé.

Si l'approche expérimentale est décrite dans son ensemble, ce sont les observations faites au premier type d'emplacement qui intéresseront plus particulièrement ce travail.

Le dispositif de suivi a été initié en 1996.

Les premières étapes ont été de recenser les collecteurs enterrés débouchant dans le fossé, et de réaliser un premier levé topographique[1] du lit mineur et des berges sur l'ensemble du cours étudié. Ce levé topographique visait à positionner les points principaux des sections droites du fossé (points M', A', A, B, B', N' de la figure 9, 1.3.2.b). Des informations complémentaires sur les périmètres drainés étaient fournies par des travaux antérieurs de recensement des parcelles drainées (Sarazin, 1993 ; Trincal, 1994). L'expérimentation a été depuis lors adaptée et complétée d'année en année.

L'ensemble des points de suivi est porté sur la photographie aérienne de la page suivante (photographie 4).

La mesure de niveau d'eau dans le fossé est effectuée par sonde ultra-sons immergée, disposée dans un tube percé, arrimé à la berge ou à l'ouvrage de franchissement. La mesure de hauteur d'eau est effectuée relativement à la sonde. Les tubes sont disposés en amont et en aval des trois ouvrages de franchissement (buses en "PZ2" et "PZ4", et pont en "PZ3"). Le nivellement associé permet ainsi, en connaissant la cote de la sonde, de connaître la cote de la surface libre du ru en ces points singuliers.

Au début de l'hiver 1999 - 2000, un collecteur a été instrumenté pour l'étude de ses rejets (point "PZ1"). Cette instrumentation comprenait la mesure en continu du débit[2] et du niveau de l'eau[3] en son débouché à ciel ouvert. Un deuxième collecteur a été instrumenté au début de l'hiver 2001-2002 (point "PZ5"). Ces deux collecteurs ont été choisis car ils présentent les plus gros

---

1 Mesure au théodolite infra-rouge

2 Par capteur ultra-sons à effet Doppler

3 Par mesure de pression en bulle-à-bulle

diamètres parmi un ensemble de 18 collecteurs répertoriés. Ce diamètre supérieur facilite les mesures, et place ces rejets parmi les plus fortes contributions aux crues.

Nous présentons le détail des caractéristiques des deux collecteurs instrumentés, et l'allure générale des observations.

2.1.1.a Rejet de collecteur au point "PZ1"

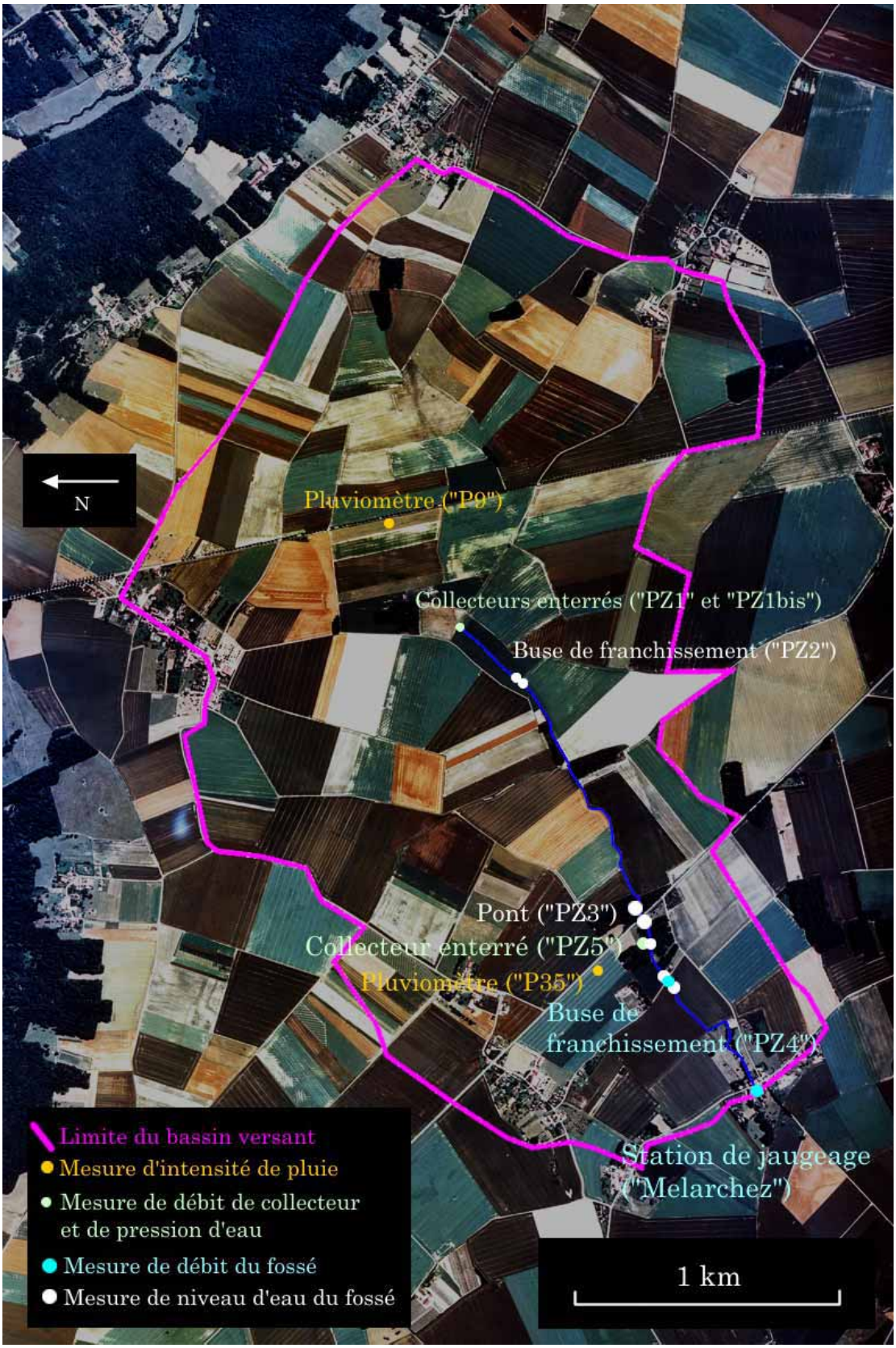
Le collecteur "PZ1" a la particularité de ne pas déboucher dans un tronçon de fossé avec des prolongements vers l'amont et l'aval. Il est en effet situé complètement en tête de réseau d'assainissement, au côté d'un deuxième collecteur enterré. Nous avons dénommé ce deuxième point de rejet "PZ1bis" (planche 3). Ce deuxième collecteur est de dimensions comparables, mais d'un diamètre supérieur. Ses débits de rejet sont également plus élevés car la superficie drainée collectée est quasiment double.

Le diamètre intérieur du collecteur débouchant en "PZ1" est de 50 cm. Celui du collecteur débouchant en "PZ1bis" est de 60 cm.

a

b

Planche 3 : vues du collecteur "PZ1" (deuxième en partant de la gauche), depuis le fond du fossé, dos tourné vers l'aval. Le collecteur visible à sa gauche est entièrement bouché et ne rejette rien. Le deuxième collecteur actif "PZ1bis", muni d'une grille, est visible à sa droite. Sur l'agrandissement de droite (b), on distingue la sonde de mesure de vitesse et de pression au bas du collecteur (voir 2.1.2), sous la flèche.



Photographie 4 : photographie aérienne du bassin versant du ru de Fosse Rognon, limite indicative du bassin versant et localisation de points de suivi expérimental. Le fossé s'écoule vers l'Ouest (bas de la photographie).

Un levé topographique plus détaillé du voisinage des points "PZ1" et "PZ1bis" a été effectué au théodolite en mai 2001. Ce levé permet de dessiner les vues schématiques suivantes (figure 12 a et b). Ces deux vues montrent les faces verticales du parement cimenté des rejets, ainsi que les premiers mètres du lit du fossé. Elles mettent en évidence l'angle entre les axes respectifs des deux collecteurs enterrés, ainsi que la forme dissymétrique du lit face aux rejets.

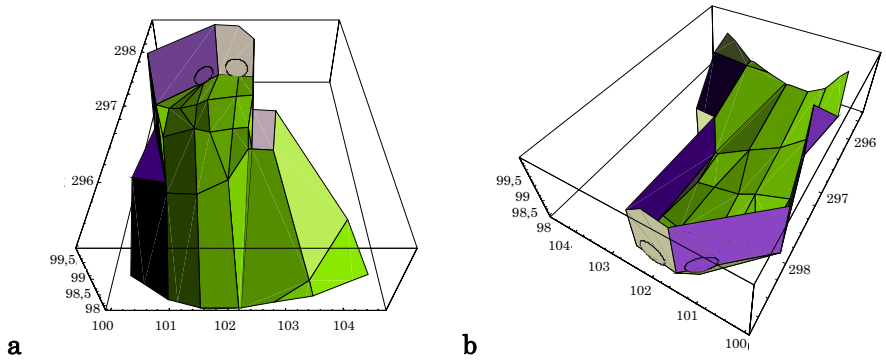


Figure 12 : vues schématiques en perspective du lit du fossé au voisinage des points "PZ1" et "PZ1bis". A gauche (a), vue depuis l'aval, à droite (b) vue depuis l'amont. Les axes de coordonnées portés sont propres au levé topographique.

Les levés topographiques montrent quelle peut être la relative complexité du radier, des talus, et de l'aménagement du fossé au débouché des collecteurs (1.3.2.b). Dans ce cas particulier, la largeur du fossé, sensiblement invariante au niveau de la partie maçonnée, devient plus difficile à déterminer plus à l'aval, et à définir comme une valeur unique caractéristique. On retiendra une largeur caractéristique d'1 m.

L'année 2001 est caractérisée par un chantier de recalibrage de la partie amont du ru de Melarchez, comprenant l'enlèvement d'une des buses de franchissement. Cette buse avait fait l'objet d'un recueil de données au cours des campagnes précédentes (point "PZ2"). Ce recalibrage a été réalisé spontanément à l'initiative des agriculteurs riverains, sans lien avec notre étude.

Ces travaux ont créé une opportunité intéressante, car assez rare, de valoriser des données hydrologiques acquises dans un contexte physique changeant, avant et après les modifications. Ils ont ainsi permis l'observation directe des conséquences hydrauliques de deux états différents du fossé, encombré d'une part, dégagé et approfondi d'autre part.

Les photographies suivantes montrent l'état du fossé avant et après cette opération.

Planche 5 : vue du débouché du collecteur "PZ1" , (a) avant, vu depuis l'aval et (b) après le réaménagement du fossé, vu depuis l'amont ; le coin de maçonnerie visible sur les deux photos (flèches blanches verticales) permet de se repérer, l'arbuste visible sur la photo de droite est en feuilles sur la photo de gauche, sa base y est alors au niveau du fond du fossé (flèches blanches horizontales).

Planche 6 : vue du fossé, en direction de l'aval, au niveau de la buse "PZ2", (a) avant et (b) après sa suppression ; on distingue en (a) l'entrée plus sombre de la buse sous le feuillage, précédée sous l'eau d'un dépôt de sédiments visible.

Pour bien comparer ces deux états, de nouvelles campagnes de levés topographiques ont été réalisés plusieurs années de suite sur les premières dizaines de mètres du cours amont, dans des conditions similaires au premier mais en réduisant l'écart entre les sections.

Le graphique ci-dessous montre (figure 13), sous la forme de profils en long, l'approfondissement homogène du fossé entre 2001 et 2002[1]. Le tracé de la campagne 2000, comportant moins de points, met tout de même en évidence une bosse ou une surélévation du fond observée à environ 50 m de l'amont, qui disparaît par la suite.

Ces profils en long permettent d'estimer la pente du tronçon de fossé à 0,2 %.

Dans cette partie amont de fossé, les apports des rejets des deux collecteurs présentés ici sont majoritaires. Les collecteurs présents à l'aval se rejettent dans le fossé au delà du niveau de "PZ2". Un apport par ruissellement direct est néanmoins possible lors des épisodes pluvieux les plus intenses.

La superficie drainée desservie par le collecteur débouchant en "PZ1" est de 80 ha. Celle desservie par le collecteur débouchant en "PZ1bis" est de 160 ha. L'intensité des précipitations est mesurée en un point du secteur drainé desservi par le collecteur instrumenté.

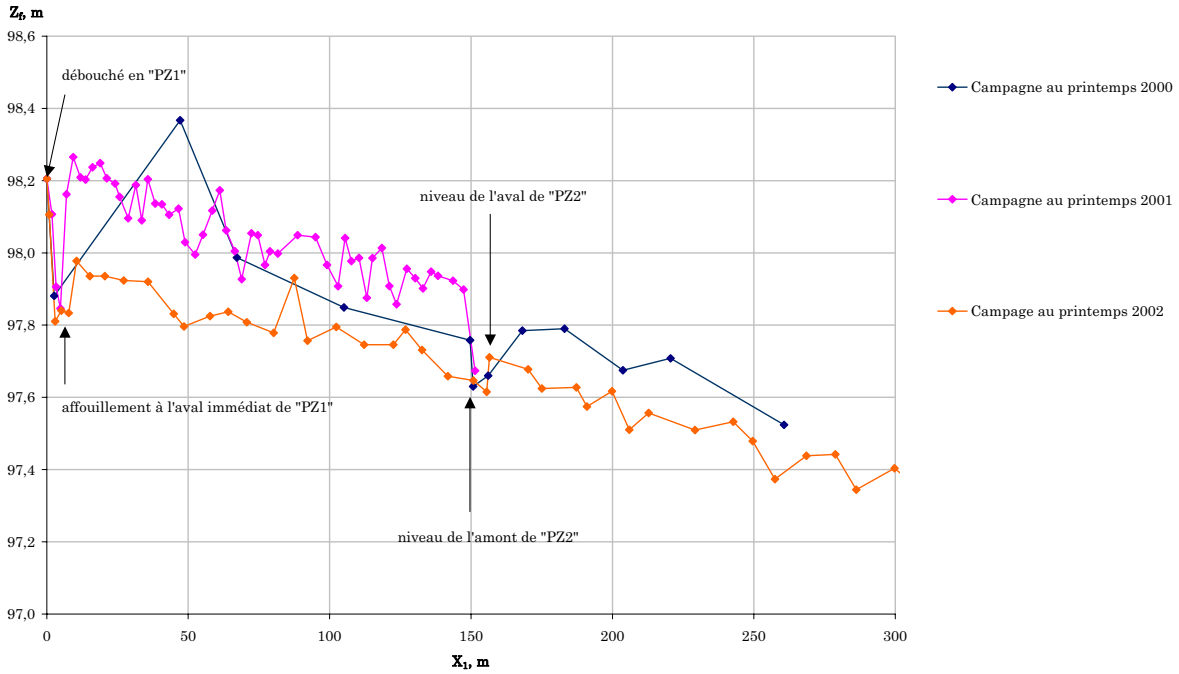


Figure 13 : profils en long du fossé à l'aval de "PZ1", cotes du radier établies en trois printemps successifs.

2.1.1.b Rejet de collecteur au point "PZ5"

Le débouché du collecteur "PZ5" est d'un type plus courant que celui décrit précédemment. Il rejoint le fossé à angle droit, au niveau du radier. Toutefois, sa géométrie a également subi des évolutions au cours du temps, notamment en raison d'un affaissement au cours de l'hiver 2002-2003. La maçonnerie autour du collecteur a été rénovée pendant l'été 2003.

[1] Le système de coordonnées et les notations sont ceux définis en 1.3.2.b.

Le diamètre intérieur du collecteur est ici de 40 cm.

Une observation visuelle des rejets de faible débit montre que ce débouché s'effectue avec une pente forte dans les derniers mètres de buse.

Photographie 7 : vue du collecteur "PZ5", depuis le fossé. L'axe du fossé est orienté du bas de la vue vers la gauche de celle-ci.

Un levé topographique sommaire du lit du fossé a été effectué au voisinage de ce point[1]. La figure 14 présente les trois profils en travers, séparés les uns des autres d'environ 2 m. Le fossé présentant en ce point une légère courbure, les profils ont été alignés par le pied de berge côté rejet.

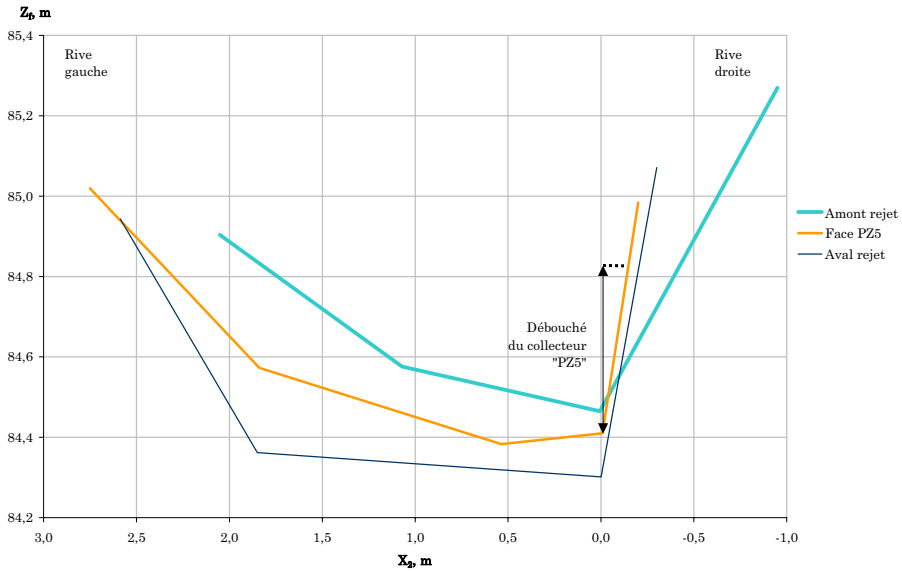


Figure 14 : profils en travers du lit du fossé au voisinage de "PZ5", établis en mai 2002.

[1] Mire + théodolite infra-rouge

Le lit du fossé est sensiblement déformé en face du collecteur, probablement en raison de la présence du rejet. La largeur caractéristique du fossé en ce point, proche de 1 m à l'amont, mais de 2 m à l'aval, est maintenue à 2 m. Le levé topographique, rendu difficile par la présence du point de rejet dans un bois, n'a pas permis d'estimer la pente du fossé en ce point.

La superficie drainée desservie par le collecteur débouchant en "PZ5" est d'environ 75 ha. Une mesure de l'intensité des précipitations est effectuée en un point en périphérie des superficies drainées.

2.1.2 Instrumentation

Un dispositif permanent est implanté sur le ru de Melarchez et son bassin versant dans le cadre du fonctionnement du BVRE de l'Orgeval (carte 3).

Des dispositifs temporaires de mesure et d'enregistrement automatique du débit sont implantés aux points "PZ1 à "PZ5", pendant des périodes de précipitations et de drainage intenses. Il permettent de connaître hauteurs d'eau et débits dans le fossé et les collecteurs entre octobre et avril.

2.1.2.a Limnimétrie

Le débit du fossé à la traversée du hameau de Melarchez est la donnée la plus ancienne du dispositif de terrain. La hauteur de l'eau est mesurée en continu toute l'année depuis 1962, par une sonde à ultrasons, disposée en une station limnimétrique fixe. Le débit est obtenu à partir d'une courbe de tarage reposant sur un long historique d'observations et régulièrement mises à jour par le *Cemagref*.

2.1.2.b Débit et hauteur d'eau dans un conduit cylindrique

Les vitesses moyennes dans les collecteurs ("PZ1" et "PZ5") ainsi que dans la buse au point "PZ4" sont mesurées par un capteur ultra-sons à effet Doppler, maintenu par un collier métallique dans le conduit, à une vingtaine de centimètres en amont du débouché pour les collecteurs (planche 3). La longueur de la buse "PZ4" dans l'axe du fossé est quant à elle de 4 m. Le capteur est placé en son milieu.

Combinée à la mesure de vitesse, une mesure de pression est effectuée simultanément, au moyen d'un dispositif bulle à bulle intégré à la sonde ultra-sons Doppler. Une transformation de cette pression en hauteur de colonne d'eau permet de déduire un débit au même point, connaissant la géométrie de la section droite (ici circulaire, de diamètre connu).

Les valeurs de débit mesurées s'étendent de 0 à 200 l/s pour "PZ1" (soit 0 à 2,5 $l.s^{-1}.ha^{-1}$ pour une superficie drainée de 80 ha), et de 0 à 350 l/s pour "PZ5" (soit 0 à 4,6 $l.s^{-1}.ha^{-1}$, pour une superficie drainée de 75 ha). Les vitesses mesurées sont incluses dans la plage recommandée par le constructeur[1].

Les valeurs de vitesse moyenne et de pression sont mesurées chaque minute, puis moyennées sur un intervalle de 15 minutes. Chaque moyenne est enregistrée.

2.1.2.c Hauteur d'eau dans le fossé

Les hauteurs d'eau sont mesurées dans le fossé en "PZ5", ainsi qu'aux autres points de mesure associés à des ouvrages de franchissement (amont et aval de la buse "PZ2", amont et aval du pont "PZ3", ainsi qu'en amont et en aval immédiats de la buse "PZ4"). Elles sont mesurés au moyen d'une sonde à ultra-sons immergée. Cette sonde est placée dans un tube PVC crépiné et enrobé. Celui-ci est ensuite arrimé à l'ouvrage ou au talus du fossé.

La cadence d'enregistrement est de 15 minutes lorsqu'une mesure par capteur ultra-sons Doppler est associée, ou de 30 minutes dans les autres cas.

2.1.2.d Pluviométrie

Les intensités de pluie sont mesurées en permanence sur le bassin versant du fossé en deux points ("P9" et "P35"). Les données sont obtenues au moyen de pluviomètres automatiques à augets basculeurs, en place depuis 1962.

Le tableau et le graphique suivants (tableau 4 et figure 15) résument les dispositifs de mesure qui seront effectivement exploités dans le cadre de ce travail :

Nom du point	Grandeur mesurée	Méthode et matériel	Période d'enregistrement
Melarchez	Débit du ru	Limnimétrie et jaugeage, mesure de hauteur d'eau par sonde ultra-sons immergée	Depuis 1962, enregistrement continu toute l'année
"P35"	Intensité de pluie	Pluviomètre à augets basculeurs	Depuis 1962, enregistrement continu toute l'année
"P9"	Intensité de pluie	Pluviomètre à augets basculeurs	Depuis 1962, enregistrement continu toute l'année
"PZ1	Vitesse moyenne dans un collecteur	Capteur ultra-sons à effet Doppler (matériel Sygma)	Hivers (octobre à mai) de 1999 à 2003
"PZ1	Hauteur d'eau dans un collecteur	Capteur bulle-à-bulle (matériel Sygma)	Hivers (octobre à mai) de 1999 à 2003
"PZ5	Vitesse moyenne dans un collecteur	Capteur ultra-sons à effet Doppler (matériel Sygma)	Mai 1996, hivers (octobre à mai) de 2001 à 2003

[1] -1,52 à 6,1 m/s

Nom du point	Grandeur mesurée	Méthode et matériel	Période d'enregistrement
"PZ5"	Hauteur d'eau dans un collecteur	Capteur bulle-à-bulle (matériel Sygma)	Mai 1996, hivers (octobre à mai) de 2001 à 2003
"PZ5"	Hauteur d'eau dans le ru	Mesure de hauteur d'eau par sonde ultra-sons immergée	Hivers (octobre à mai) de 2001 à 2003

Tableau 4 : résumé des points de mesures, grandeurs observées, méthodes et appareils de mesure, périodes d'observation

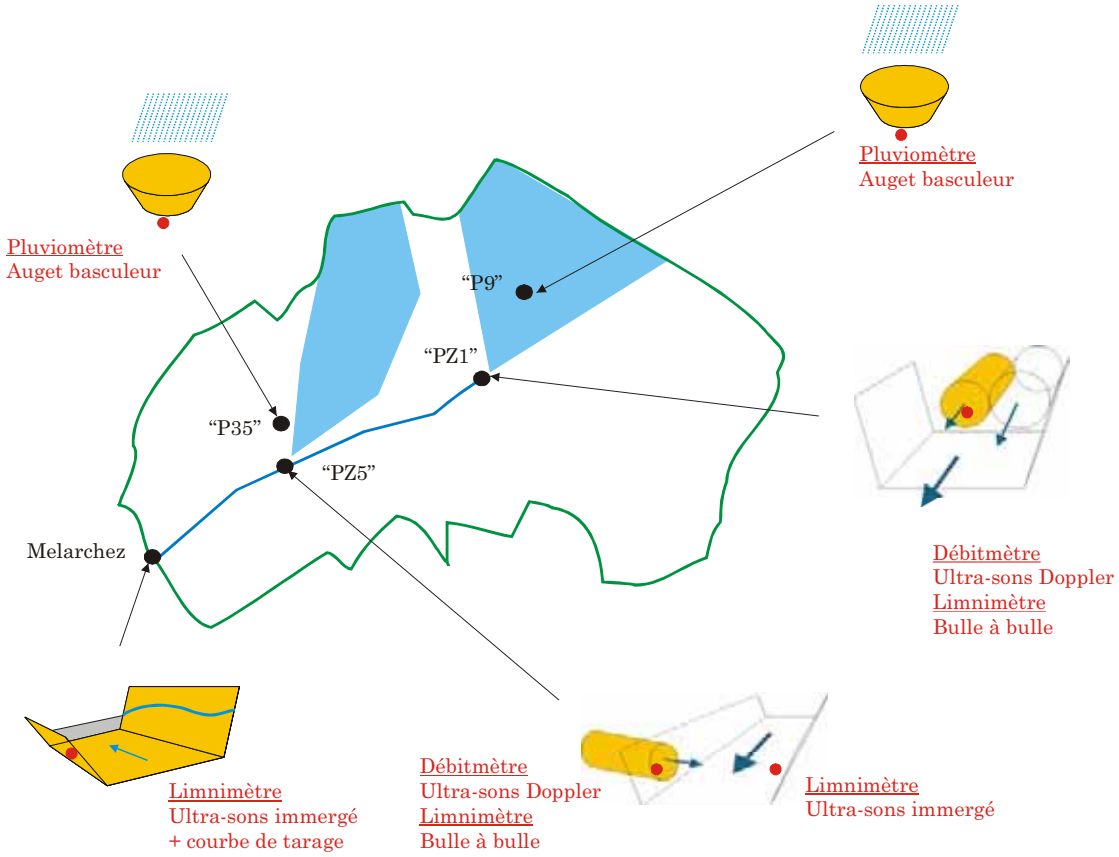


Figure 15 : carte schématique des points et méthodes de mesure utilisés ici. En vert : limite du bassin versant. En bleu, le ruisseau, et les superficies drainées desservies par les collecteurs instrumentés.

2.1.3 Caractéristiques générales des observations

Dans cette sous-partie, nous décrivons les informations tirées de ces expérimentations de terrain. Il s'agit ici de dégager les traits caractéristiques des phénomènes observés lors des crues, au niveau des points de rejet, qui sont au cœur de ce travail, mais aussi en termes de relations entre différents stades du cheminement de l'eau, qui correspondent à des échelles spatiales distinctes.

Les résultats de l'expérimentation de terrain peuvent être exploités pour chaque épisode de crue pris individuellement, ou globalement en rassemblant l'ensemble des données sur toute la période d'observation, pour étudier les relations entre différents paramètres hydrodynamiques.

Un traitement de l'ensemble des chroniques enregistrées a permis de recenser 32 périodes de 5 jours consécutifs présentant un ou des épisodes de crue significatifs en "PZ1", et 10 périodes en "PZ5". Ce recensement s'est effectué en fixant un minimum de 75 l/s pour le débit de pointe[1], et en recherchant visuellement les pointes correctement discernables. Il n'a pas été fixé de critère de durée : chaque pic est retenu, qu'il soit indépendant ou non de pics proches dans le temps.

Il existe des critères plus formels d'identification des pics de débit, développés pour les parcelles drainées (Lesaffre, 1988), et permettant un traitement automatique. L'irrégularité des débits observés en ces points de mesure ne permet pas d'automatiser les critères ou de lisser préalablement les chroniques sans altérer les véritables débits de pointe.

Sur les 32 périodes concernant "PZ1", 20 ont effectivement été exploités. La totalité des 10 périodes pour "PZ5" a été utilisée. On trouvera en annexe 2 page 238 des représentations en miniature de tous les hydrogrammes de périodes de 5 jours consécutifs pendant lesquelles le débit dépasse 75 l/s. L'échelle de débit maximal en ordonnée est de 250 l/s pour "PZ1", 350 l/s pour "PZ5". Les périodes exploitées sont encadrées.

2.1.3.a Episodes de crue individuels

Pour chaque épisode de crue, l'ensemble des points de mesure fournit des informations très riches, permettant non seulement un examen du comportement des écoulements en chaque point, mais aussi une comparaison de l'intensité des phénomènes à différentes échelles.

Nous présentons ci-après quatre exemples de périodes de 5 jours, deux par collecteur instrumenté. Nous avons choisi ces exemples de sorte que chaque collecteur passe en charge dans un cas, et reste à surface libre dans l'autre. La couleur du fond du graphique est modifiée dans la période où se produit ce passage en charge. Dans ces exemples nous apportons également des informations caractéristiques de la succession de différentes échelles lors du cheminement de l'eau.

Nous avons porté sur un même graphique des chroniques de débit et de pression en hauteur de colonne d'eau pour le collecteur, des chroniques de débit pour le fossé à l'aval du bassin versant (station limnimétrique de Melarchez), rapporté à la superficie du périmètre drainé correspondant, et des chroniques d'intensité de pluie du poste 9 situé sur le bassin versant. Pour pallier une très forte oscillation en "PZ5" des débits enregistrés au pas du quart d'heure, nous avons porté sur les graphes les moyennes horaires. Les débits équivalents pour les intensités de pluie sont des débits horaires. Les débits à Melarchez sont des données instantanées.

---

[1] Ce minimum a été fixé arbitrairement pour le traitement automatique des données, après avoir observé l'ensemble des débits enregistrés et constaté qu'aucun pic suffisamment prononcé n'apparaissait en dessous de ce seuil

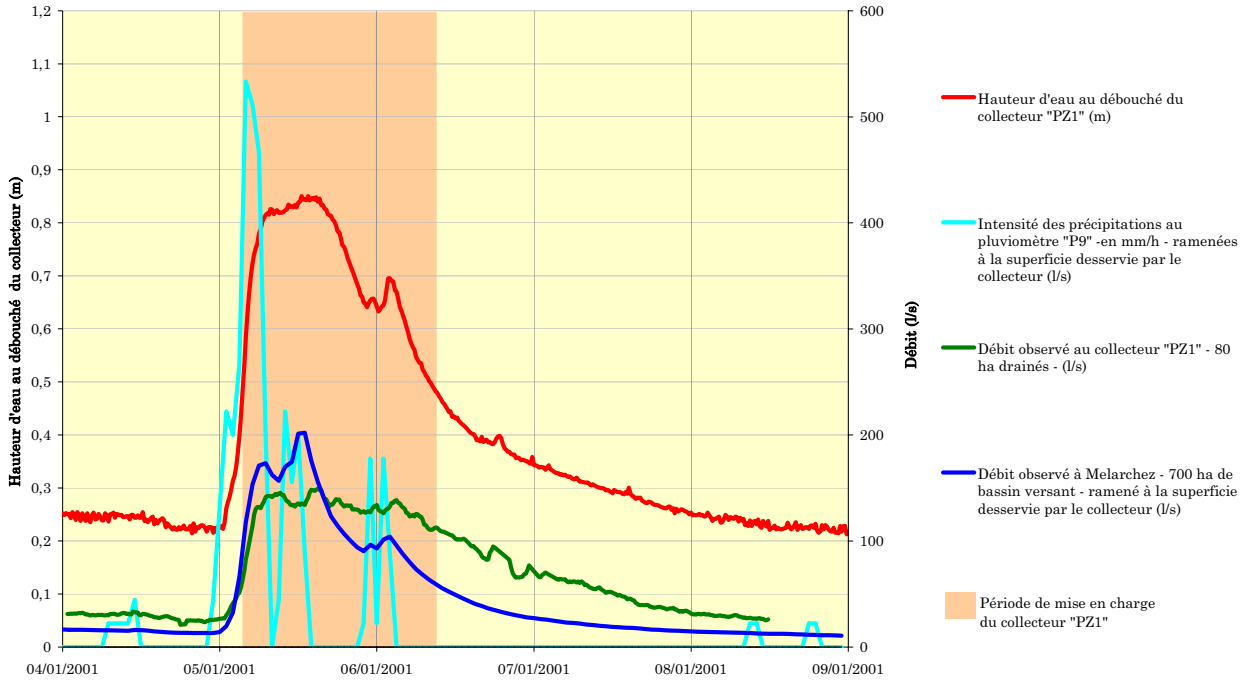


Figure 16 : chroniques des observations au collecteur "PZ1", à la station limnimétrique de Melarchez et au pluviomètre "P9", ramenées à une superficie équivalente, période du 4 au 9 janvier 2001

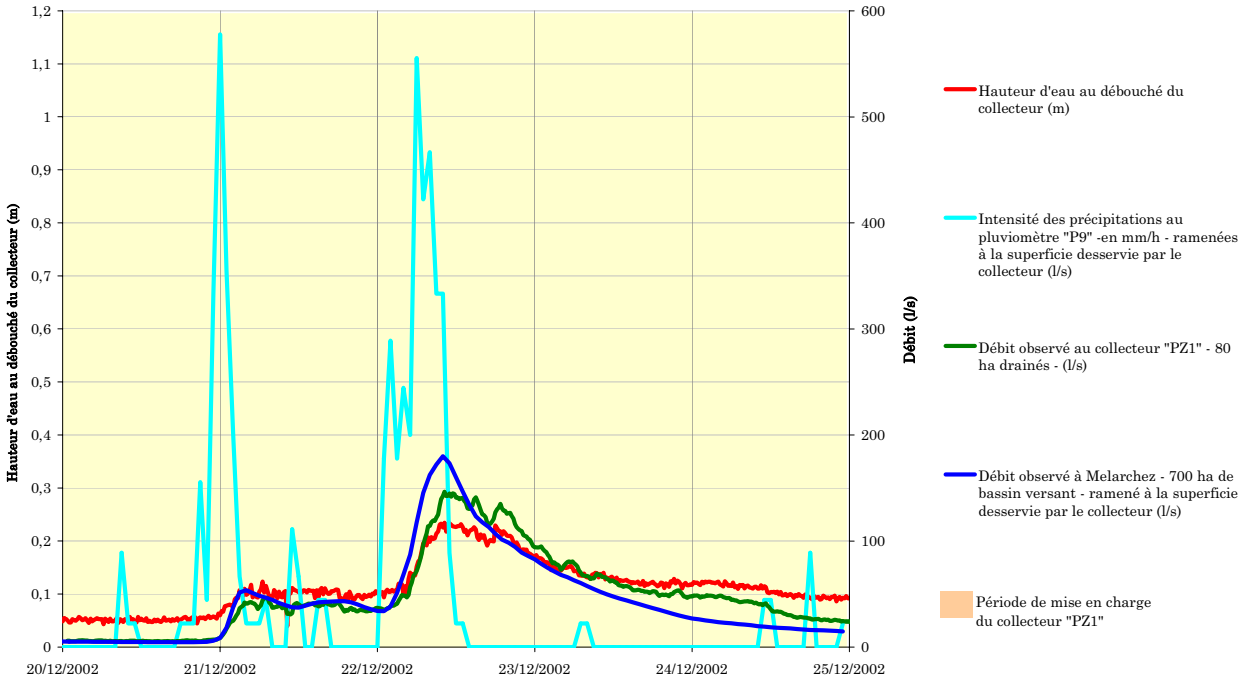


Figure 17 : chroniques des observations au collecteur "PZ1", à la station limnimétrique de Melarchez et au pluviomètre "P9", ramenées à une superficie équivalente, période du 20 au 25 décembre 2002

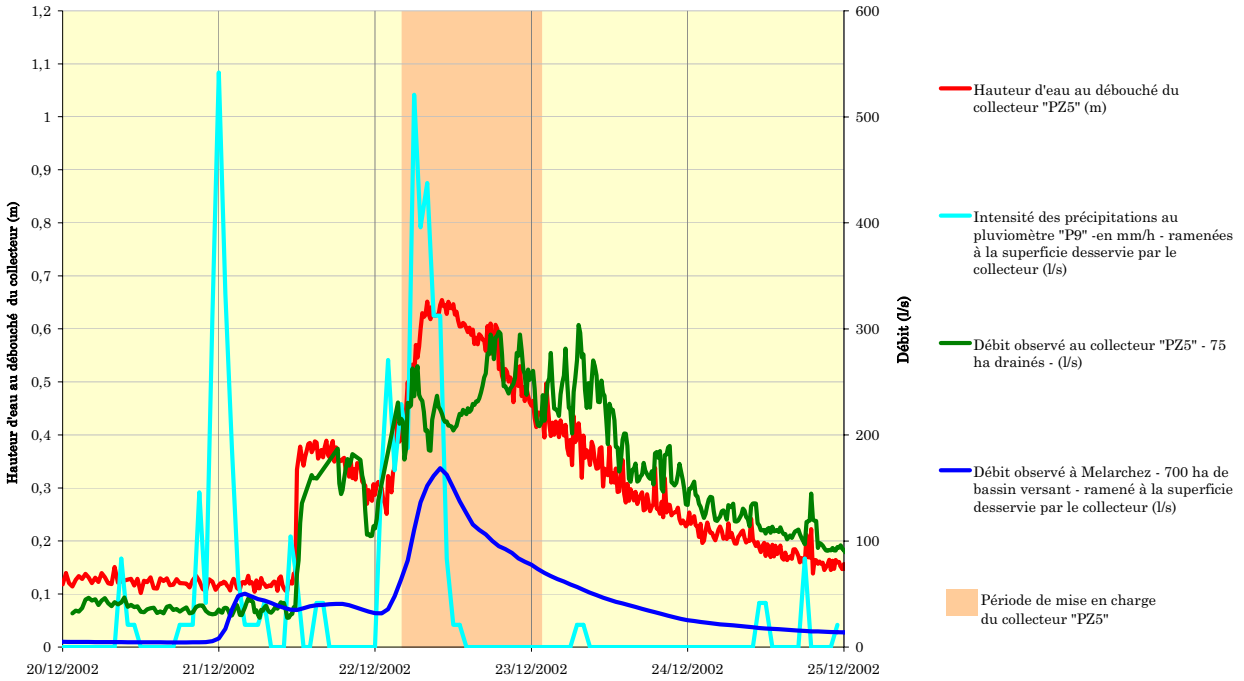


Figure 18 : chroniques des observations au collecteur "PZ5", à la station limnimétrique de Melarchez et au pluviomètre "P9", ramenées à une superficie équivalente, période du 20 au 25 décembre 2002

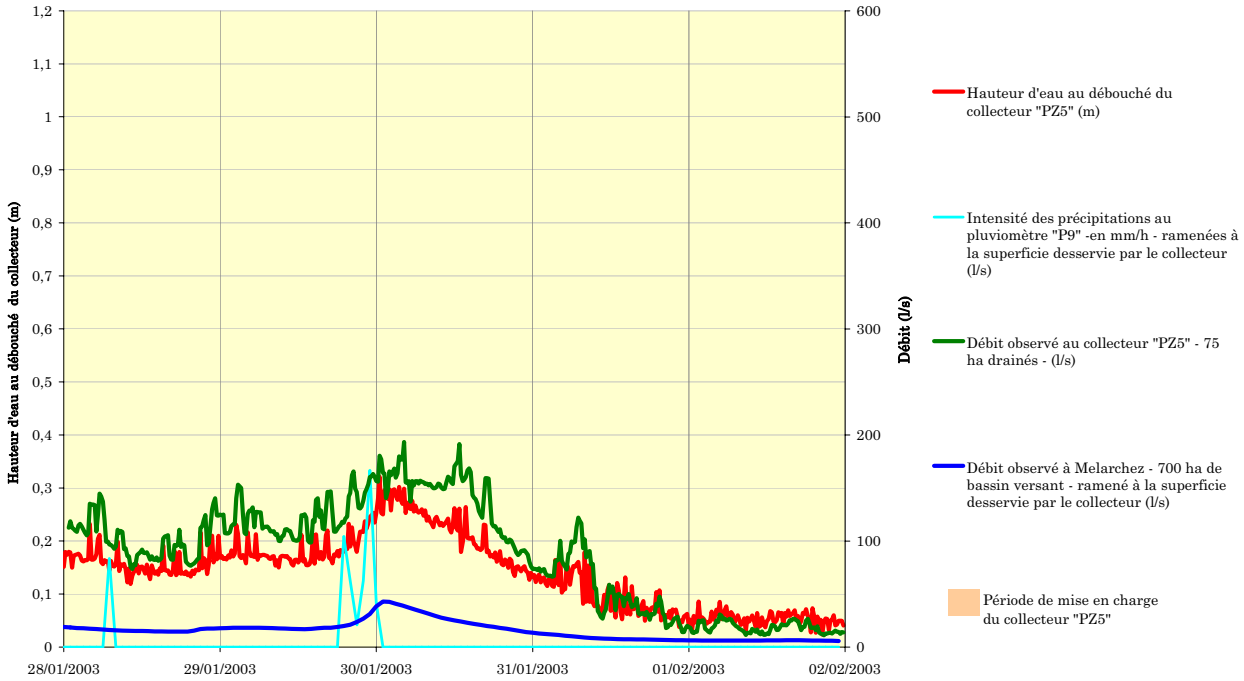


Figure 19 : chroniques des observations au collecteur "PZ5", à la station limnimétrique de Melarchez et au pluviomètre "P9", ramenées à une superficie équivalente, période du 28 janvier au 2 février 2003

Cet ensemble de graphiques montre :

- la bonne correspondance entre les débits dans leur ensemble et les volumes de crue à différentes échelles pour le point "PZ1".
- une discordance de forme entre la chronique du rejet en "PZ1" et celle du ru à Melarchez, pour la période commençant le 4 janvier 2001. Cette période, caractérisée par une mise en charge du collecteur, voit le débit de ce dernier limité à 150 l/s environ, tandis que le débit à l'aval du ru répond aux pics de précipitation enregistrés pendant la mise en charge. Ce constat sera discuté ultérieurement, lors de la présentation des observations globales, et en 3.4.3.
- la discordance de forme s' accompagne, pour cet épisode du 4 janvier 2001, d'une anomalie dans les valeurs des débits de pointe. On relève un débit de pointe plus intense, à superficie équivalente, à l'aval du bassin versant, qu'à l'aval du point de rejet "PZ1". Les effets d'échelle se traduisent plus couramment par une atténuation des débits de pointe en descendant vers l'aval. Cette discordance est également nette sur la figure 5 page 31, construite suivant le même principe.
- la très grande irrégularité dans le temps des valeurs de débit en "PZ5", même sous la forme d'une moyenne horaire
- une discordance entre les débits et les volumes de crues à différentes échelles pour le point "PZ5", les volumes écoulés en ce dernier point semblent valoir environ le triple du volume correspondant équivalent à Melarchez, en raison d'un rapport en apparence constant entre le débit mesuré dans le collecteur, et le débit à Melarchez ramené à la superficie drainée. Seule la période de mise en charge, le 22 décembre 2002, fait exception.

Cette différence ne peut s'expliquer ni par une erreur dans le calcul des superficies desservies, connues en détail pour ce périmètre, ni par une erreur dans la programmation du débitmètre, vérifiée lors de la mise en place des expérimentations.

L'explication peut être donnée par la pente forte du collecteur en ce point de rejet, et la présence d'un ressaut faussant la mesure des vitesses et de la pression. Des expériences en laboratoire permettraient de confirmer ou d'infirmer cette explication. Ces expériences n'ont pas été menées à ce stade de l'étude, et devront être envisagées, en complément de l'acquisition de nouvelles données en ce point "PZ5".

Si ces représentations épisode par épisode permettent d'analyser le comportement du rejet en réponse aux pluies, de valider ou non la représentativité des mesures de débits de rejet, une étude collective des observations sur l'ensemble des données recueillies permet de mettre en évidence des caractères constants dans le comportement du rejet.

2.1.3.b Représentations globales des données

La courbe de décharge de la figure 20, présentant le débit adimensionnel q* en relation avec la pression d'eau relative, fait apparaître les conséquences sur l'écoulement, du recalibrage du fossé en face de "PZ1".

Le recalibrage engendre une nette augmentation du débit adimensionnel, combinée avec une diminution importante des pressions relatives.

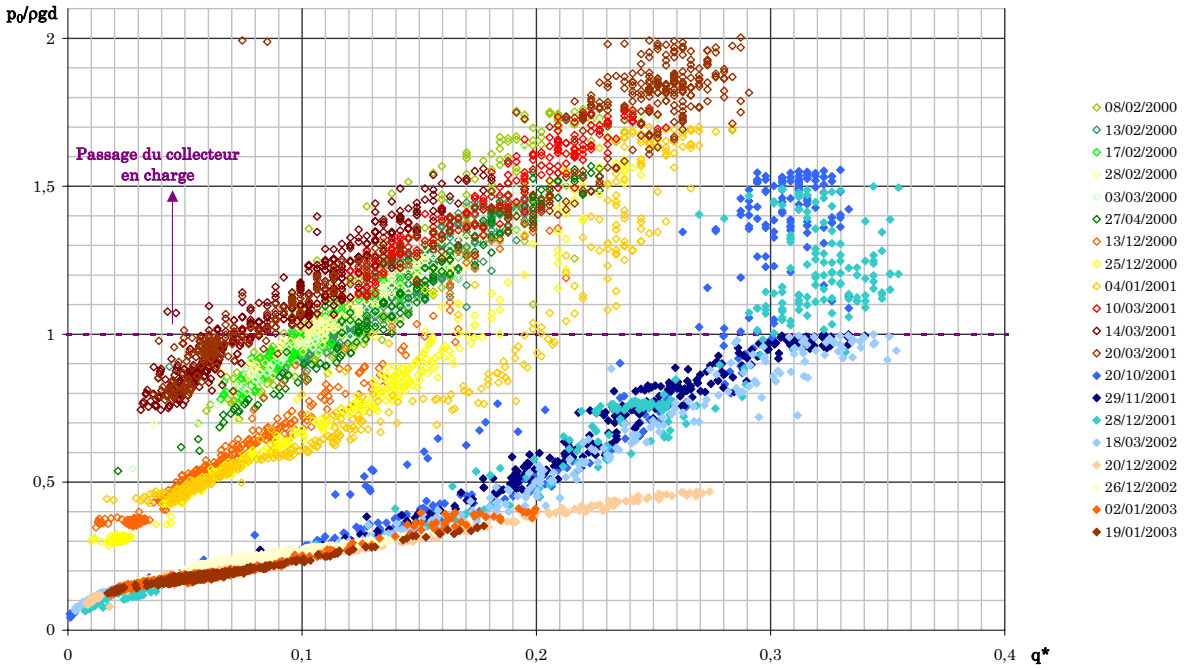


Figure 20 : Pression d'eau relative en fonction du débit adimensionnel, pour 20 épisodes de crue en "PZ1" (tête de bassin). Les données antérieures à l'opération de recalibrage du fossé (entre le printemps et l'automne 2001) sont repérées par un symbole évidé. Les données postérieures sont repérées par un symbole plein.

Il permet en outre de repérer distinctement une différenciation des tendances liée à la mise en charge pour les débits les plus importants. On observe effectivement une rupture de pente au franchissement de la droite $p_0/\rho gd = 1$, pour les épisodes consécutifs au recalibrage du fossé. Cette différenciation, notée sur certains épisodes de crues individuels (voir figure 16), est confirmée par d'autres indicateurs, comme le nombre de Froude étendu en fonction de la pression relative (figure 21).

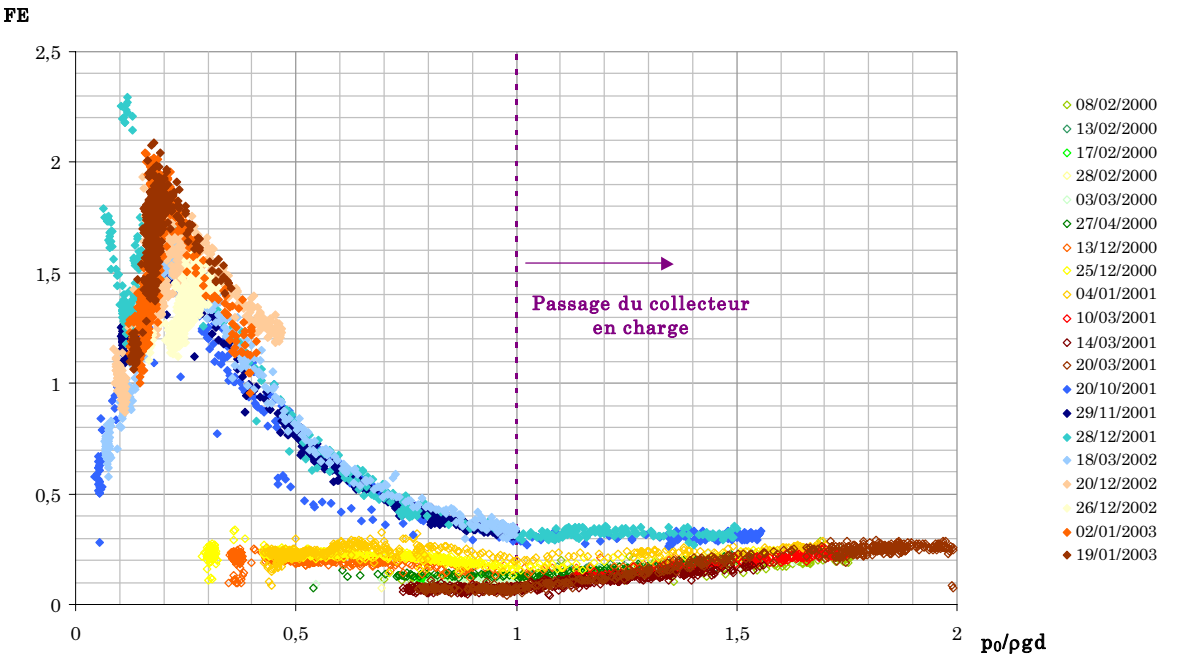


Figure 21 : Nombre de Froude étendu en fonction de la pression relative, pour 20 épisodes de crue en "PZ1" (tête de bassin). Les données antérieures à l'opération de recalibrage du fossé (entre le printemps et l'automne 2001) sont repérées par un symbole évidé. Les données postérieures sont repérées par un symbole plein.

La rupture de pente observée au passage en charge sur la figure 20 doit avoir une origine hydraulique et non simplement géométrique, car si le débit du collecteur (proportionnel au débit adimensionnel) cesse manifestement d'augmenter, ce n'est pas le cas de celui du deuxième collecteur débouchant au même endroit ("PZ1bis"), seul autre apport susceptible de poursuivre l'élévation du niveau de l'eau.

La figure 21 n'a pas le même caractère démonstratif, car l'expression du nombre de Froude étendu en fonction du débit prend deux formes différentes selon que la pression relative est inférieure ou supérieure à 1. Un facteur géométrique intervient donc dans ce cas. Nous reviendrons en 3.2.2 sur la figure 21.

Le débit adimensionnel et la pression relative, déduits des observations en "PZ5", aboutissent au diagramme suivant, établi pour 10 épisodes de crues, donc cinq communs à "PZ1". La coloration des points est identique pour les épisodes communs. Les deux diagrammes sont dessinés à des échelles différentes car les débits enregistrés en "PZ5" sont plus élevés, pour un diamètre inférieur.

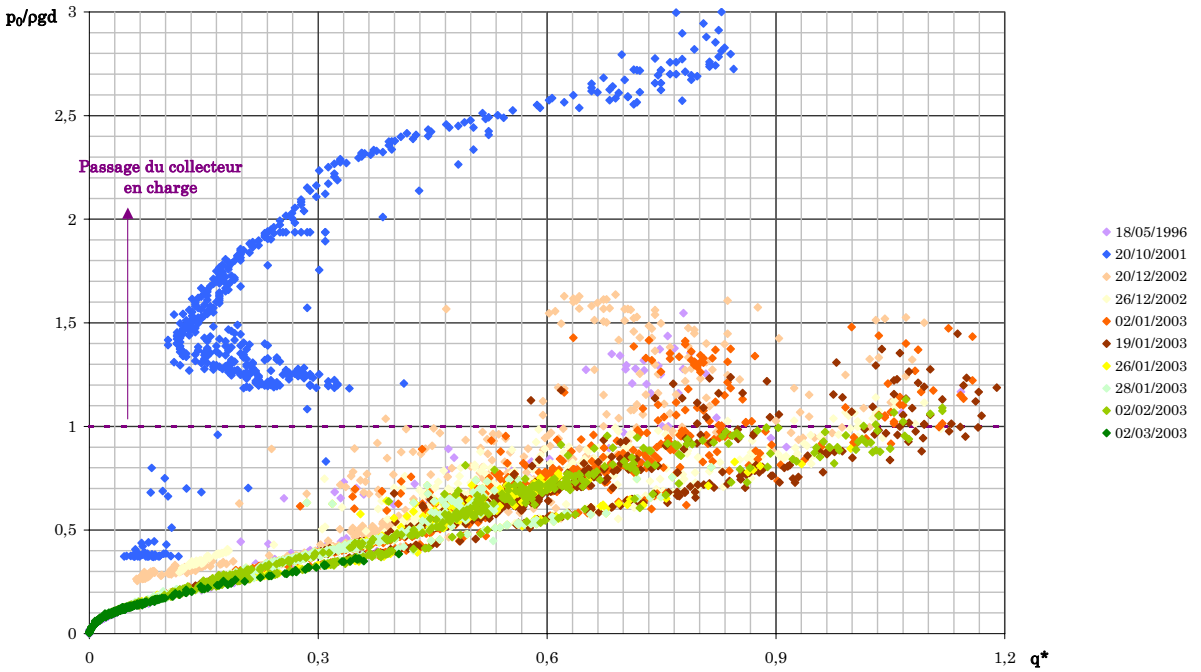


Figure 22 : Pression d'eau relative en fonction du débit adimensionnel, pour 10 épisodes de crue en "PZ5". Les données antérieures à l'opération de recalibrage du fossé (entre le printemps et l'automne 2001) sont repérées par un symbole évidé. Les données postérieures sont repérées par un symbole plein.

Le graphique de la figure 22 montre :

- un épisode très atypique caractérisé par des pressions sensiblement plus élevées (20 octobre 2001). Un encombrement exceptionnel (comme une chute d'arbre par exemple) du fossé en est probablement l'explication. Nous ne disposons pas des informations nécessaires à une explication certaine, pour un épisode qui reste isolé.
- deux épisodes en 2002 (20 et 26 décembre) caractérisés par des pressions légèrement supérieures à la majorité des observations, mais pour lesquels les variations respectent une même tendance que pour les épisodes restants.
- sept épisodes plus typiques, qui présentent des variations similaires de l'un à l'autre, et respectant une même tendance que pour les épisodes correspondants en "PZ1". Le débit adimensionnel reste toutefois pour "PZ5" autour du triple du débit en "PZ1" à pression relative identique. Ce ratio prend la même valeur que pour la surestimation constatée mais non expliquée en 2.1.3.a, lors de la comparaison au débit du bassin versant.
- la dissociation des nuages de points pour les sept épisodes typiques, en deux courbes bien distinctes, sans valeurs intermédiaires. Une réflexion a été menée (voir l'annexe 3 page 262), sans aboutir à l'explication de cette dissociation.

Nous pouvons résumer les tendances déduites des observations, en "PZ1" et en "PZ5", par les deux schémas suivants :

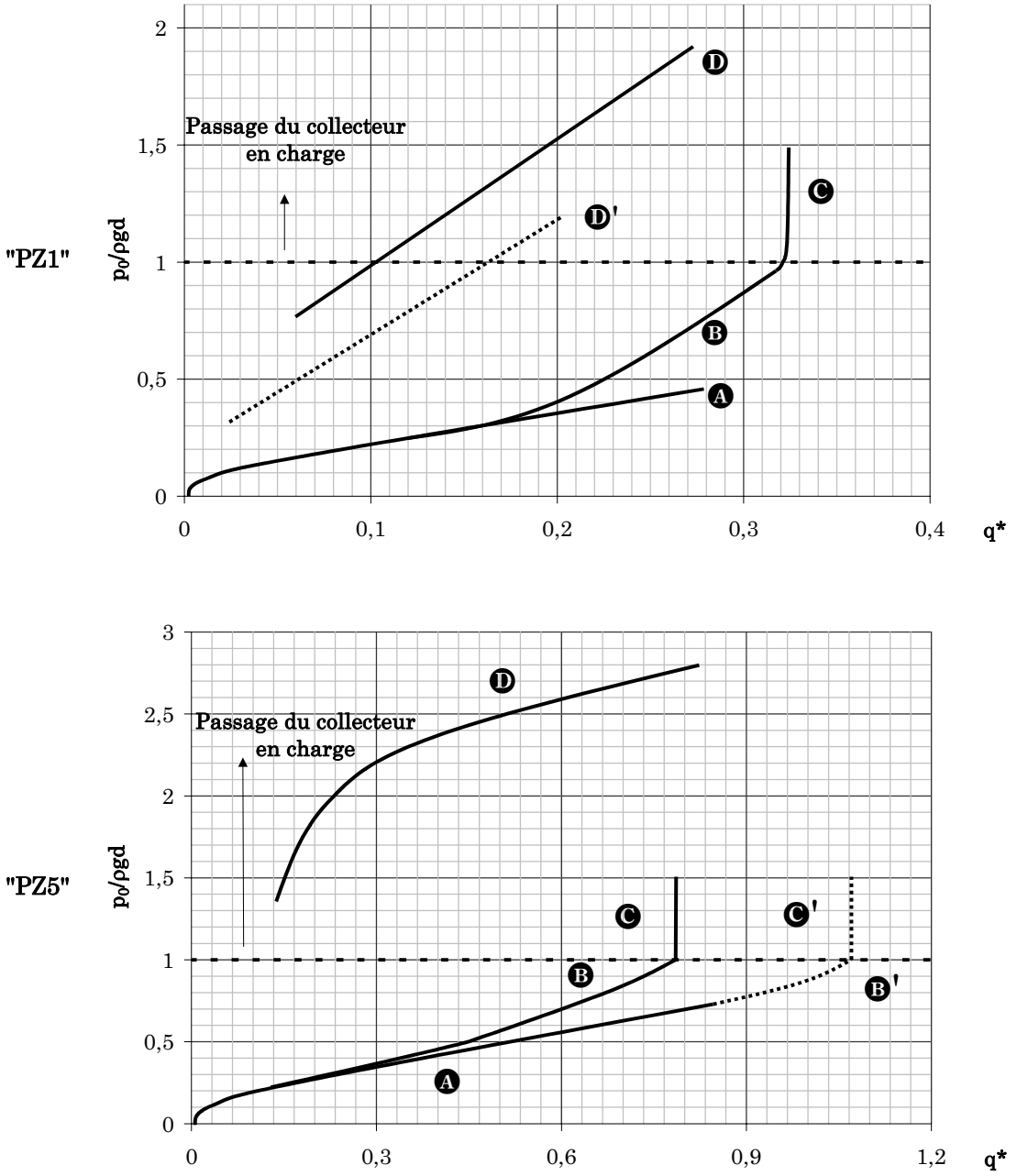


Figure 23 : tendances pour la pression d'eau relative en fonction du débit adimensionnel, en haut en "PZ1", en bas en "PZ5"

Sur les schémas de la figure 23, nous trouvons :

- en A une courbe enveloppe basse caractéristique de rejets rapides et de faible tirant d'eau ou pression, témoins d'une influence de l'aval inexistante,
- en B une courbe se détachant de l'enveloppe A pour tendre vers le passage en charge. Cette courbe témoigne du début de l'influence du niveau de l'eau de l'émissaire.

- Le collecteur étant en charge, nous y observons des nuages de points C plutôt verticaux, prolongeant les courbes B. Dans le cas de "PZ5", la courbe B se divise en deux branches bien séparées B et B', qui se poursuivent par deux nuages verticaux en charge C et C', également séparés.
- en D des courbes caractéristiques d'une forte influence du niveau de l'eau de l'émissaire, y compris pour de faibles débits.

Toutes ces observations de terrain montrent une certaine organisation de la pression et du débit du rejet des collecteurs enterrés, avec deux facteurs jouant un rôle visible dans ces conditions expérimentales : l'approfondissement du fossé et le passage en charge des collecteurs enterrés.

Apportant des données quantifiées pour préciser les caractéristiques des rejets issus des collecteurs, l'expérimentation de terrain reste insuffisante pour expliquer ces caractéristiques, en raison d'un ensemble insuffisant de variables suivies, de l'absence d'un observateur au moment des crues (ou de l'impossibilité, même en étant présent, de voir certaines parties des écoulements, notamment dans le collecteur en charge).

Pour pallier ces insuffisances de l'expérimentation de terrain, une expérimentation en laboratoire a été conçue, pour reconstituer les caractéristiques essentielles du phénomène hydraulique étudié.

2.2 Expérimentation de laboratoire : modèle réduit "FoCol"

Insuffisantes pour expliquer les singularités du comportement des rejets, les observations de terrain sont complétées par une expérimentation en laboratoire. Celle-ci consiste en un modèle réduit hydraulique. Ce modèle simule, à l'échelle 1/6ème, et de manière très simplifiée, la jonction à angle droit entre un collecteur enterré, et le fossé, dans des conditions proches de celles du terrain. Sans reproduire exactement la réalité, cette expérimentation aide à expliquer le comportement du rejet, et permettra une généralisation des connaissances. Pour différentes valeurs des conditions limites (débit du canal, de la conduite, tirant d'eau à l'aval du rejet), une instrumentation permet la mesure de tirants d'eau et pressions en différentes sections du canal et de la conduite. On peut ainsi décrire l'allure des écoulements, et disposer de données de validations pour des modèles mathématiques de ce type de jonction.

Les objectifs de l'expérimentation de terrain présentée en 2.1 sont de mesurer, lors de crues, les hauteurs d'eau et débits dans le fossé à ciel ouvert et dans des collecteurs. Ces mesures sont cantonnées au voisinage de ces collecteurs et d'obstacles à l'écoulement. Certaines informations nécessaires à la compréhension du comportement du rejet du collecteur restent toutefois difficiles à obtenir *in situ*, soit car l'instrumentation est lacunaire, soit parce que le point de mesure est inaccessible. C'est en particulier le cas pour la variabilité du niveau de l'eau au voisinage du point de rejet et dans le collecteur. Le débit du fossé à ciel ouvert est également une donnée difficile à connaître en continu sans aménagement spécifique du lit.

Par ailleurs, les crues observées se déroulent pendant une période relativement courte (3 hivers successifs), et ne couvrent qu'une partie de l'éventail représentatif du régime hydrologique du réseau d'assainissement.

Il est donc essentiel de compléter les données de terrain par des observations plus complètes d'un système comparable aux rejets suivis *in situ*, et des paramètres et conditions limites mieux contrôlés. Un modèle physique destiné à l'étude du voisinage du point de rejet a été construit dans ce but. Ce modèle réduit sera désigné par la suite sous le nom de "FoCol"[1]

[1] Pour "modèle dédié à l'étude de la jonction d'un *Fo*ssé et d'un *Col* lecteur"

2.2.1 Description du système et analyse dimensionnelle

Le système conçu modélise la jonction entre le collecteur de drainage enterré et l'émissaire à surface libre, afin d'en caractériser le fonctionnement hydraulique. Pour le simplifier par rapport à la réalité et se rapprocher du système décrit en 1.3, ce système est constitué d'un court tronçon de conduite circulaire, par où s'évacue de l'eau. La conduite rejette cette eau dans un canal de section rectangulaire. Ce canal est également le siège d'un écoulement, indépendant du précédent.

Les irrégularités rencontrées dans la réalité (aspérités, creux, bosses…) sont ici largement ignorées. Ainsi, la géométrie de la conduite, comme celle du canal, sont supposées uniformes et invariantes au cours du temps (pas de phénomène d'érosion ou de dépôt).

En outre, les arêtes de l'extrémité de la conduite au point de rejet sont supposées vives, et la conduite de faible épaisseur. L'arête située à l'intersection entre la conduite et le canal est également supposée vive.

La disposition de la conduite par rapport au canal, au point de rejet, est supposée *a priori* très générale, pour représenter la plus grande variété possible de configurations susceptibles d'être rencontrées dans la réalité.

L'interprétation des résultats de l'expérimentation visera à préciser la relation posée en 1.3.3.

La mise sous forme adimensionnelle de la relation est complétée dans ce qui suit par un examen des similitudes envisageables pour cette expérience.

Le tableau 5 donne approximativement, pour les sites expérimentaux "PZ1" et "PZ5" (voir la figure 15), les paramètres caractéristiques des collecteurs et du fossé, les plages de variation des grandeurs observées en ce qui concerne les collecteurs, et estimées dans le cas du fossé[1],.

Les crues pour lesquelles ces observations ont été faites ne sont toutefois pas des épisodes d'intensité exceptionnelle. Aussi, des grandeurs supérieures peuvent avoir à être fixées lors de l'utilisation du modèle.

Les valeurs minimales ne sont pas examinées dans le détail à partir de l'ensemble des données collectées, à l'exception du nombre de Reynolds. Nous avons donc porté 0 pour toutes les autres valeurs minimales, sachant que toute combinaison n'est pas possible *a priori*.

[1] Faute de mesures de débits dans le fossé au droit des rejets, des ratios q/(Q+q) fixes, de 1/3 pour "PZ1" et 1/6 pour "PZ5", ont été appliqués. Ces ratios sont obtenus en rapportant les débits à la superficie drainée pour chaque apport. Les tirants d'eau sont estimés à partir de la pression en colonne d'eau dans le collecteur. La surface de l'eau est supposée horizontale, et le radier du fossé au niveau du fil d'eau du collecteur pour cette première estimation.

	v (m/s)	**y ou $p_0/\rho g$ (m) [1]**	**q (m^3/s)**	**q* (-)**	**F_{cd} (-)**	**Re_{cd} x 10^4 (-)**	**V_m (m/s)**	**Y_m (m)**	**Q (m^3/s)**	**F_{cn} (-)**	**Re_{cn} x 10^4 (-)**
"PZ1" (d = 0,5 m, L ≃ 1 m θ ≃ 10 °)	0 à 1,5	0 à 1	0 à 0,2	0 à 0,36	0 à 1,6	10 à 60	0 à 1 [2]	0 à 1	0 à 0,4	0 à 1,5	5 à 90
"PZ5" (d = 0,4 m, L ≃ 2 m θ ≃ 90 °)	0 à 2,8	0 à 1,2	0 à 0,35	0 à 1,1	0 à 3	3 à 100	0 à 0,6	0 à 1,2	0 à 1,4	0 à 1,2	5 à 120

Tableau 5 : plages de variation des grandeurs observées aux points de rejets instrumentés sur le ru de Melarchez, et des nombres adimensionnels correspondants

Dans le cas où l'écoulement de la conduite se produit à surface libre et où les forces de viscosité et d'inertie peuvent être négligées devant les forces de pesanteur, le problème posé peut se traiter expérimentalement sur un modèle réduit en respectant la similitude de Froude (Saint-Guilhem, 1971 ; Carlier, 1972 ; Martaud et Heywood, 1999). En désignant par $F_{Prototype}$ le nombre de Froude observé dans la réalité, et $F_{Modèle}$ le nombre de Froude observé au même point du modèle réduit, les conditions de cette similitude doivent satisfaire :

(36) $$F_{Prototype} = F_{Modèle}$$

Appelons λ_v le rapport d'échelle relatif aux vitesses ($v_{Modèle}/v_{Prototype}$), λ_q le rapport d'échelle relatif aux débits ($q_{Modèle}/q_{Prototype}$), λ_g le rapport d'échelle relatif à l'accélération de la pesanteur ($g_{Modèle}/g_{Prototype}$), et λ_l le rapport d'échelle relatif aux longueurs ($l_{Modèle}/l_{Prototype}$).

Par nature, $\lambda_g = 1$ car les conditions de pesanteur seront inchangées entre la réalité et le modèle..

L'application de la similitude de Froude se traduit par :

(37) $$\lambda_v = \sqrt{\lambda_l}$$

Lorsque l'écoulement de la conduite passe en charge (y/d = 1, relation compatible avec tout rapport d'échelle λ_l), le nombre de Froude s'annule. On peut cependant comparer les nombres de Froude étendus correspondants, qui sont alors définis. Il découle de la définition du nombre de Froude étendu, et de (37), en supposant l'accélération de la pesanteur et la masse volumique de l'eau invariantes entre la réalité (prototype) et le modèle réduit :

---

1 y n'est défini qu'en deçà de d, au delà, c'est la pression relevée à la génératrice inférieure du collecteur qui est traduite en hauteur de colonne d'eau.

2 La vitesse amont telle qu'elle peut être estimée dans le cas de "PZ1", correspondant à l'écoulement dans une autre conduite, ne correspond pas exactement au modèle envisagé ici, et résumé sur la figure 11 page 62. Elle est donc estimée dans ce tableau en supposant que le débit de cette autre conduite circule instantanément dans une section rectangulaire de largeur L.

(38) $$\frac{FE_{Modèle}}{FE_{Prototype}} = \frac{\lambda_q}{\sqrt{\lambda_g \lambda_l{}^5}} = \frac{\lambda_v \lambda_l{}^2}{\sqrt{\lambda_v{}^2 \lambda_l{}^4}} = 1$$

La similitude de Froude conserve le nombre de Froude étendu, comme la dénomination le laisse prévoir, et conserve par la même occasion le débit adimensionnel q*, égal à la valeur particulière du nombre de Froude étendu lorsque le collecteur est en charge.

Il convient de s'assurer que l'application de cette similitude ne porte pas le nombre de Reynolds en deçà du seuil de 4000, garantissant un éloignement suffisant du régime laminaire (Carlier, 1972). Pour cela nous nous fixerons un rapport d'échelle des longueurs réduisant suffisamment la taille du modèle réduit, tout en permettant des observations faciles.

Le rapport entre le nombre de Reynolds du prototype et le nombre de Reynolds du modèle réduit sera alors donné par :

(39) $$\frac{Re_{Modèle}}{Re_{Prototype}} = \lambda_v \lambda_l = \lambda_l{}^{3/2}$$

Si nous retenons un rapport d'échelle de 1/6 ème, les dimensions du collecteur "PZ1" passent de 0.5 m à 0.083 m, et une largeur de fossé de 2 m en "PZ5" passe à 0,33 m. La dimension de la conduite pour le modèle réduit reste compatible avec des observations de l'écoulement, et d'éventuelles mesures de vitesse.

(40) $$\lambda_l = \frac{1}{6}$$

Dans ces conditions, nous pouvons établir les nouvelles plages de variation des grandeurs indiquées au tableau 5, en appliquant (36), (37), (38), (39) et (40).

	v (m/s)	**y ou $p_0/\rho g$ (m) [1]**	**q (m^3/s)**	**q* (-)**	**F_{cd} (-)**	**Re_{cd} x 10^4 (-)**	**V_m (m/s)**	**Y_m (m)**	**Q (m^3/s)**	**F_{cn} (-)**	**Re_{cn} x 10^4 (-)**
"$PZ1_{Modèle}$" (d =0,083 m, L = 0,17 m $\theta \simeq 10$ °)	0 à 0,6	0 à 0,17	0 à 0,003	0 à 0,36	0 à 1,6	0,7 à 4,1	0 à 0,4	0 à 0,17	0 à 0,0045	0 à 1,5	0,35 à 6,2
"$PZ5_{Modèle}$" (d = 0,067 m, L = 0,33 m $\theta \simeq 90$ °)	0 à 1,2	0 à 0,2	0 à 0,004	0 à 1,1	0 à 3	0,2 à 6,8	0 à 0,24	0 à 0,2	0 à 0,02	0 à 1,2	0,34 à 8,2

Tableau 6 : plages de variation des grandeurs à mesurer en modélisant au 1/6 ème les points de rejets instrumentés sur le ru de Melarchez, et des nombres adimensionnels correspondants (maximales, à l'exception du minimum pour le nombre de Reynolds)

Nous pouvons constater que les valeurs minimales du nombre de Reynolds sur le modèle réduit sont proches du seuil, voire lui sont inférieures pour le canal. Ceci limite l'exploitation des

[1] y n'est défini qu'en deçà de d, au delà, c'est la pression relevée à la génératrice inférieure du collecteur qui est traduite en hauteur de colonne d'eau.

observations pour les phases de faibles vitesses. Les mesures qui nous intéressent correspondent cependant aux pointes de débit, toujours associées à des vitesses élevées, et des nombres de Reynolds de l'ordre de 60000.

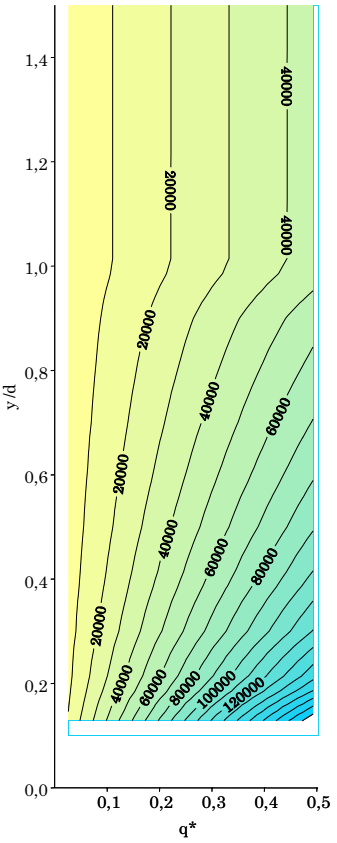


Figure 24 : courbes d'iso valeurs pour le nombre de Reynolds dans la conduite Re_{cd}, en fonction du débit adimensionnel q* et du tirant d'eau relatif y/d

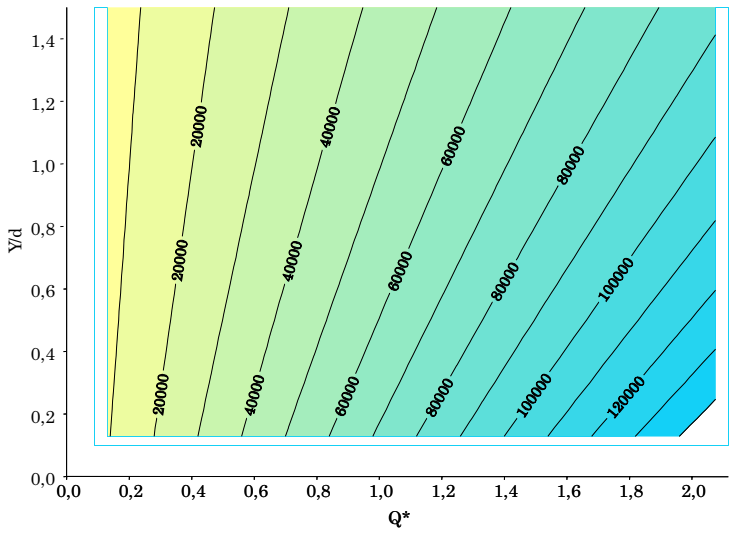


Figure 25 : courbes d'iso valeurs pour le nombre de Reynolds dans le canal Re_{cn}, en fonction du débit adimensionnel Q* et du tirant d'eau relatif Y/d

Afin de situer le nombre de Reynolds par rapport au seuil minimal de 4000, la figure 24 et la figure 25 présentent les iso-contours de ce nombre pour les valeurs de q*, y/d, Q* et Y/d prévues

dans les expériences. On y constate que la valeur minimale du nombre de Reynolds y est de l'ordre de 10000, ce qui est donc acceptable, mais proche de la limite. On observe également que les valeurs les plus fréquentes seront comprises entre 10000 et 100000.

Nous n'avons pas dans cette étude tenu compte de l'interface eau/air. Les observations montrent pourtant un ensemble de phénomènes complexes lors de la transition entre conduite à surface libre et conduite en charge, qui pourraient ne pas être respectés par la similitude de Froude. Cette question reste réservée à une approche ultérieure.

Le modèle réduit "FoCol", a été dimensionné pour s'approcher au mieux des grandeurs du tableau 6, sachant que les paramètres et les valeurs limites des variables sont sensiblement différents entre les deux points expérimentaux, mais que les données de "PZ1" sont plus fiables et mieux exploitables que celles de "PZ5". Par ailleurs des contraintes techniques présentées ci-après ont influencé ces choix.

Les valeurs présentées dans le tableau 7 ont donc été retenues :

	v (m/s)	**y ou $p_0/\rho g$ [1] (m)**	**q (m^3/s)**	**q* (-)**	**F_{cd} (-)**	**Re_{cd} x 10^4 (-)**	**V_m (m/s)**	**Y_m (m)**	**Q (m^3/s)**	**F_{cn} (-)**	**Re_{cn} x 10^4 (-)**
"FoCol" (d =0,08 m, L = 0,30 m θ = 90 °)	0 à 0,6	0 à 0,17	0 à 0,0033	0 à 0,36	0 à 1,6	0,7 à 4,1	0 à 0,4	0 à 0,17	0 à 0,012	0 à 1,5	0,35 à 6,2

Tableau 7 : paramètres et valeurs extrêmes des variables, retenues pour le modèle réduit "FoCol" (valeurs indicatives pour les tirants d'eau et vitesses, à partir des observations de terrain)

Les conséquences principales du choix de dimensionnement du modèle réduit, par rapport à "PZ5" qui présente la géométrie la plus proche, sont un débit du fossé affaibli par rapport aux capacités du fossé réel, un diamètre de collecteur plus important au regard de la largeur du fossé, et enfin un rejet perpendiculaire au fossé, ce qui n'est caractéristique que de "PZ5".

Nous allons dans la partie qui suit décrire plus en détail le dispositif construit et utilisé pour cette étude.

2.2.2 Objectifs et description de l'expérimentation

Nombre de travaux décrivent des études expérimentales de systèmes de géométrie apparentée, jonctions ou diversions : jonctions de conduites circulaires ou rectangulaires en charge (Ramamurthy et Zhu, 1997 ; Sierra-Espinosa *et al.*, 2000), jonctions de conduites circulaires à surface libre (Hager, 1999b ; Del Giudice et Hager, 2001 ; Gisonni et Hager, 2002), jonctions ou diversions de canaux rectangulaires à surface libre (Hager, 1989 ; Biron *et al.*, 1996 ;

[1] y n'est défini qu'en deçà de d, au delà, c'est la pression relevée à la génératrice inférieure du collecteur qui est traduite en hauteur de colonne d'eau.

Shettar et Murthy, 1996 ; Gurram *et al.*, 1997 ; Barkdoll *et al.*, 1998 ; Hsu *et al.*, 1998b ; Weber *et al.*, 2001), rejets de conduites en charge dans des canaux à surface libre (Blaisdell Fred et Anderson, 1988a ; Rice et Kadavy, 1994a ; Rice et Kadavy, 1994b ; Hoffmans, 1998 ; Ojha, 1999 ; Verma et Goel, 2000).

Les objectifs de ces expérimentations sont souvent liés à des besoins d'ingénierie.

Gurram et al. (1997) mettent en œuvre un modèle réduit de jonction de canaux à surface libre, avec différents angles de raccordement, et une étude extensive des caractéristiques des écoulements, pour améliorer et généraliser la maîtrise des hauteurs d'écoulement dans des jonctions de canaux à surface libre.

Biron et al. (1996) s'intéressent plus spécifiquement au rôle que peut jouer une différence de cote entre les fonds des deux branches d'une jonction. Ce rôle est majeur du point de vue du transport de sédiments, et ces auteurs suggèrent de mieux le prendre en compte dans les modélisations des évolutions du lit des cours d'eau.

Dans le domaine de l'assainissement urbain, les expérimentations visent notamment la maîtrise des débordements locaux des réseaux. Del Giudice et Hager (2001), puis Gisonni et Hager (2002), ont étudié l'incidence, sur les écoulements torrentiels, des trous d'homme présents aux raccordements. Cette incidence peut conduire à l'apparition de passages en charge et de surpressions dévastatrices.

Certains auteurs s'intéressent aux risques d'érosion dus à un rejet en recréant sur le modèle expérimental un fond de faible résistance à l'érosion (Blaisdell Fred et Anderson, 1988a ; Hoffmans, 1998) ou au contraire un aménagement de protection (Rice et Kadavy, 1994a ; Rice et Kadavy, 1994b ; Verma et Goel, 2000). Ojha (1999) présente une revue de différents travaux d'études de l'érosion des fonds par des rejets de conduite.

Par ailleurs, des travaux traitent de l'écoulement en conduite seule, mais présentant, dans la conduite ou à ses extrémités, deux modes d'écoulement : à surface libre et en charge. Ceux de Day (1997) présentent une étude expérimentale de l'entrée dans une conduite. Trajkovic et al. (1999) ont réalisé une étude expérimentale de la transition à l'intérieur d'une conduite entre écoulement à surface libre et écoulement en charge. Le rejet dans le vide depuis une conduite circulaire a été décrit et formalisé dès les années 60 puis largement étudié depuis (Smith, 1962 ; Blaisdell *et al.*, 1963 ; Montes, 1997 ; Dey, 1998). Buyer (2002) a étudié le fonctionnement d'un déversoir latéral implanté sur une conduite circulaire d'assainissement pluvial.

Malgré ce vaste ensemble de références expérimentales acquises sur des modèles réduits en laboratoire, nous avons conçu une expérimentation originale, combinant un certain nombre des problématiques abordées par ces auteurs, mais tournée spécifiquement vers les questions que nous nous posons dans cette étude.

Ne disposant d'aucune référence dans la littérature sur un système exactement identique, une large part de l'utilisation de l'expérience a été dédiée à une description du phénomène et de ses caractéristiques propres par rapport aux phénomènes apparentés et connus. Ces caractéristiques n'étant que mal connues au stade de la création de l'expérience, des modifications ont été apportées, et des insuffisances dans les outils de mesure et les méthodes d'instrumentation sont apparues. Ces insuffisances n'ont pas toujours pu être réglées au cours de ce travail, et nous verrons que des améliorations restent à envisager pour les travaux à venir sur ce modèle réduit.

Le modèle réduit "FoCol" est constitué de trois parties qui peuvent être disjointes : un circuit de recirculation permettant la production à charge constante de deux débits indépendants, un canal vitré alimenté par un de ces débits et se déversant dans un bac du circuit de recirculation, et enfin une conduite cylindrique alimentée par le deuxième débit, et raccordée au canal par une plaque percée intégrée à la paroi. L'ensemble permet de reproduire physiquement le système décrit par les figures de la partie 1.3.2.b. Trois paramètres normalement modifiables ont été maintenus fixes à partir de la mise en place de l'expérimentation et pour toutes les campagnes de mesures effectuées au cours de ce travail : l'angle "Φ" de jonction, la hauteur "H" du rejet, et l'avancée "e" de la conduite dans le canal.

a b

Planche 8 : vue d'ensemble de l'expérimentation "FoCol". A gauche : depuis l'aval du canal, à droite depuis l'arrière du circuit de recirculation.

Les dimensions générales de l'ensemble dans un plan horizontal sont portées sur la figure 26 ci-après. Le détail de chacun des éléments qui composent l'expérimentation est donné ensuite.

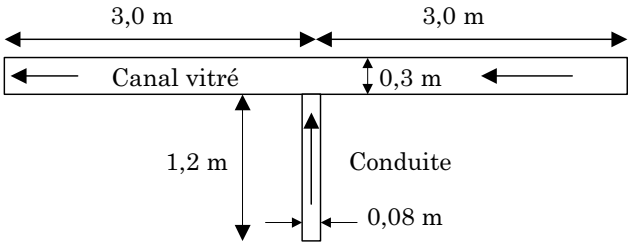


Figure 26 : dimensions générales dans un plan horizontal, de l'expérimentation "FoCol"

2.2.2.a Circuit de recirculation

Le circuit de recirculation rassemble trois bacs d'un volume d'1 m^3, deux d'entre eux étant situés au sol, le troisième sur une structure métallique de 3 m de haut. Toutes les circulations d'eau se font par ces canalisations en PVC de 90 mm de diamètre. Les deux bacs au sol sont reliés par une conduite entièrement dégagée.

Une pompe de recirculation (planche 9 c et d) aspire l'eau des deux bacs inférieurs par deux branches de canalisation, reliées par un T en entrée de pompe, et pouvant chacune être fermée par une vanne papillon. Le refoulement de la pompe vers le bac surélevé est équipé d'un tronçon de canalisation transparente qui permet le contrôle visuel de la circulation. L'extrémité de canalisation arrivant au fond du bac surélevé comporte un T qui dirige deux jets parallèlement au fond. Une grille en matière plastique tranquillise ces jets (planche 9 a).

Trois colonnes en PVC, de diamètre 200 mm traversent le fond du bac surélevé, pour permettre un déversement de l'eau vers un des bacs inférieurs. Les niveaux identiques des sommets de ces colonnes définissent la charge disponible fixée par ce système de trop plein (planche 9 b). Ces colonnes ont été dimensionnées pour être toujours dénoyées, à partir de formules de déversoir en couronne (Sinniger et Hager, 1989).

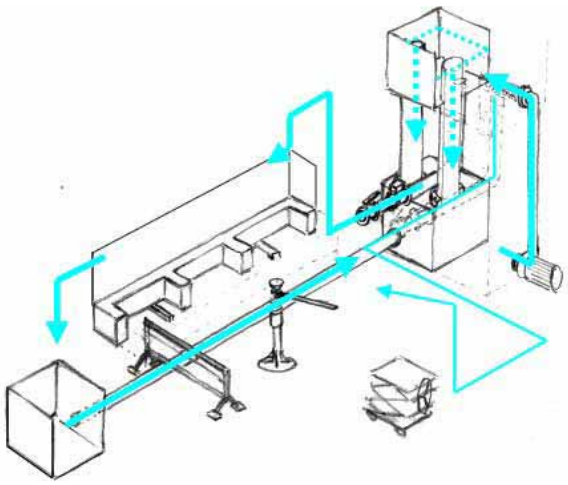


Figure 27 : représentation schématique du fonctionnement du circuit de recirculation. Une moitié avant de l'expérimentation, ainsi que la conduite latérale, ont été laissée non dessinées.

L'ensemble du circuit de recirculation permet de fournir un débit total d'alimentation (canal + conduite) d'au maximum 15,5 l/s. Au delà les colonnes cessent de déverser.

2.2.2.b Canalisations d'alimentation

Deux canalisations d'alimentation prélèvent l'eau du bac surélevé à charge constante. La première déverse l'eau en tête du canal vitré. La seconde achemine l'eau vers la conduite latérale. Les départs de ces deux canalisations sont positionnés 40 cm au dessus du fond du bac surélevé, pour éviter une influence de l'arrivée de l'eau depuis la pompe, qui se fait au niveau du fond (planche 8 c et planche 9 a, b).

Ces deux canalisations descendent verticalement jusqu'au niveau du bac inférieur, puis un coude démarre pour chacune un tronçon horizontal équipé d'un compteur et d'une vanne (planche 9 c et planche 10 b). Les deux tronçons horizontaux sont d'une longueur de 2,10 m du coude à la vanne. Le tronçon d'alimentation du canal est d'un diamètre 90 mm, celui alimentant la conduite d'un diamètre 50 mm. A l'aval des compteurs, chaque tronçon rejoint respectivement le canal et la conduite par des canalisations de diamètre 90 mm.

La partie de canalisation alimentant le canal est fixé à une structure rigide. Elle débouche dans le canal dans un dispositif de tranquillisation décrit plus loin.

La partie de canalisation alimentant la conduite rejoint celle-ci par une portion rigide au sol, suivie d'une portion en plastique souple (gaine pompier de diamètre 90 mm) pour permettre un ajustement de la pente de la conduite. La gaine est connectée par un T (planche 10 c), qui relie un tube vertical transparent de mise à la pression atmosphérique, et la conduite elle même. Dans le T, un dispositif de déflection de l'écoulement, maintenu par un cylindre en grille plastique, permet d'orienter l'écoulement horizontalement (planche 10 d). Cet ensemble est schématisé sur la figure 28.

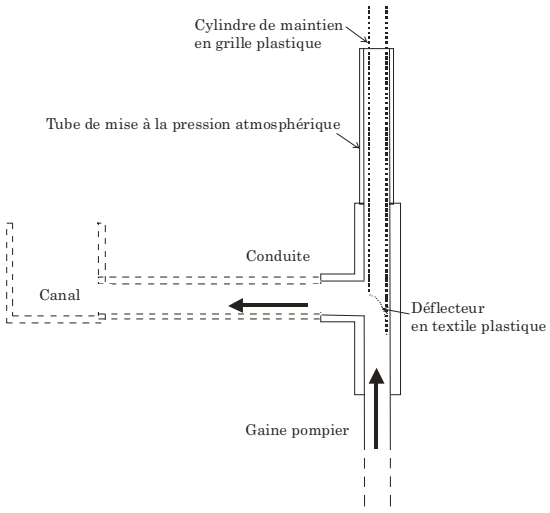


Figure 28 : schéma en coupe du dispositif d'alimentation en entrée de la conduite

Planche 9 : vues du circuit de recirculation. (a) démarrage du remplissage du bac surélevé ; on distingue au milieu la canalisation d'alimentation et la grille de tranquillisation, à droite les deux départs des conduites d'alimentation (b) détail des colonnes déversantes en cours de fonctionnement (c) pompe de recirculation en vue plongeante bas depuis le bac surélevé, dans l'axe de la conduite qui l'alimente ; on distingue à gauche le T et les vannes des canalisations d'aspiration, à droite les portions horizontales, vannes et compteurs des canalisations d'alimentation (d) pompe de recirculation, niveau de contrôle du bac au sol (tube relié au bac, contenant une balle plastique)

Planche 10 : vues des conduites d'alimentation. (a) descente depuis le bac surélevé ; on distingue à gauche la canalisation d'alimentation de la conduite, à droite celle alimentant le canal, au deuxième plan les colonnes déversantes, en fin se terminant par un tuyau jaune la canalisation de vidange du bac surélevé (b) tronçons horizontaux en pied de bac surélevé ; on distingue à droite les compteurs electro-magnétiques, à gauche les vannes papillon. La canalisation de plus gros diamètre alimente le canal, celle de petit diamètre reprend un diamètre de 90 mm, et rejoint le sol pour atteindre la conduite. (c) raccordement de la gaine pompier (en bas à droite) à la conduite (à gauche). On distingue le tube transparent vertical de mise à la pression atmosphérique, et le cylindre en grille plastique qui maintient le déflecteur face à la conduite (d) détail du déflecteur perméable et de la grille plastique, sortis du T de raccordement

2.2.2.c Canal vitré

Le canal vitré est constitué de l'alignement de trois portions en verre collé, comportant un fond, des parois verticales dans le sens de la longueur, et pour la portion de l'amont une paroi verticale dans le sens de la largeur, qui clôt cette extrémité du canal. Les portions mesurent 2 m de long chacune, pour 29,6 cm de largeur intérieure, et 32 cm de profondeur. La structure est rigidifiée par des traverses en verre collé également. L'épaisseur du verre est de 12 mm.

L'ensemble repose sur un bâti dont l'inclinaison est variable. Un vérin à vis permet d'incliner une poutre en acier supportant les cuves, autour d'un axe constitué par un tréteau métallique.

L'amont du canal reçoit les eaux de la canalisation d'alimentation. Un cylindre inox perforé posé sur le fond de la cuve, et séparé de celui-ci par un carré de mousse protecteur, prolonge l'extrémité de la canalisation, en coulissant librement le long de celle-ci. Ce cylindre guide l'eau et la tranquillise une première fois. Son coulissement prévient de la transmission au canal des vibrations de la canalisation.

Un ensemble de trois jeux de grilles complète la tranquillisation sur une distance aussi réduite que possible : 1,3 m. Le premier jeu consiste en deux rouleaux horizontaux pour freiner les tourbillons dans l'axe du canal, le deuxième en deux plaques verticales perpendiculaires à l'axe du canal (l'une plane et l'autre bombée) pour atténuer les vagues, et le troisième en deux plaques verticales dans l'axe du canal, à 1/3 et 2/3 de la largeur, pour éviter la formation d'une vague stationnaire en milieu de canal, résultat de l'influence des montants latéraux et des réflexions sur les parois (planche 11 e et f).

La portion centrale de canal présente, sur une de ses faces latérales, une ouverture de 10 cm pour permettre la jonction avec la conduite. Cette jonction se fait à travers une plaque rectangulaire en plexiglas, percée d'un orifice circulaire de diamètre 80 mm (planche 11 g). Le point le plus bas de cet orifice est positionné au niveau exact du fond du canal en verre.

Un joint Spi du diamètre extérieur de la conduite assure l'étanchéité une fois celle-ci en place, tout en permettant une modification de sa pente, et en assurant la continuité de l'écoulement à la jonction. Seul un interstice subsiste lorsque la conduite présente une pente, entre l'orifice de la plaque de jonction et l'extrémité du tube (voir page 100).

L'extrémité aval du canal présente une cloison coulissante faisant office de déversoir. Maintenue en place par des vis de serrage, elle peut s'effacer entièrement, ou imposer un déversement à une hauteur donnnée. Le déversement se fait dans le deuxième bac au sol, disposé sous l'extrémité du canal.

Afin d'augmenter le frottement de l'eau sur les parois du canal, le fond a été entièrement recouvert d'une plaque de polyéthylène haute densité, à la rugosité renforcée par des granulés plastiques fixés, répartis sur sa surface. Cette plaque, collée au fond en verre, a une épaisseur de 2,5 mm. Elle a été poncée au voisinage du point de jonction avec la conduite, le bas de celle-ci aboutissant exactement au niveau de la face en verre du canal (planche 12 d). On trouvera en 2.2.3.a des précisions sur la géométrie du fond ainsi modifié, et en 2.2.4.a sur la valeur du coefficient de Manning-Strickler obtenu grâce à cette plaque.

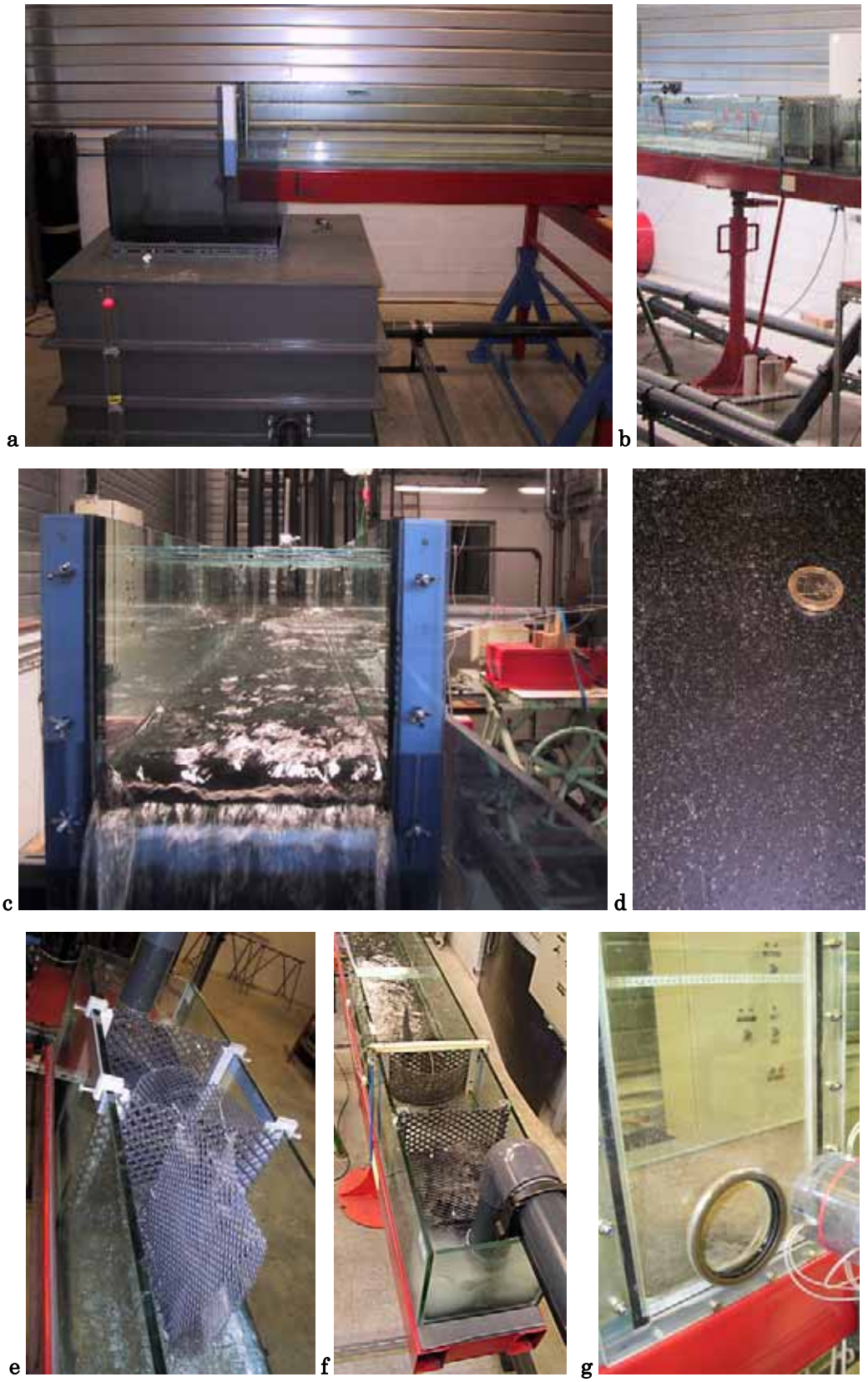


Planche 11 : vues du canal vitré. (a) Partie aval du canal, tréteau support et pivot, bac au sol du circuit de recirculation avec son niveau d'eau (b) Vérin permettant d'ajuster la pente du canal (c) déversement à l'aval du canal, dispositif de serrage de la plaque déversoir (d) détail du matériau recouvrant le fond du canal (e) grilles de tranquillisation, depuis l'aval (f) grilles de tranquillisation, depuis l'amont (g) plaque de jonction

2.2.2.d Conduite latérale

La conduite latérale est un tube en PVC transparent de diamètre 90 mm, d'une longueur de 1,20 m. Son extrémité amont repose sur une table ajustable en hauteur, afin de modifier la pente. Son extrémité aval est retenue par la plaque de jonction et le joint Spi.

Pour tranquilliser l'écoulement en entrée, après l'action du déflecteur, des tubes percés ont été disposés dans l'axe de la conduite (planche 12 b et c). Ces tubes ayant pour effet dans le cas des débits élevés, de forcer un écoulement à pleine section, un orifice d'entrée d'air est percé à l'aval immédiat des tubes (planche 12 b). Un bouchon permet d'obturer cet orifice. Le bouchon est dimensionné pour assurer la continuité de la paroi intérieure de la conduite.

Planche 12 : vues de la conduite. (a) vue dans l'axe vers le canal. On distingue au premier plan, face au ruban noir de gauche, l'orifice d'entrée d'air, débouché. (b) amont de la conduite ; on distingue les tubes guides d'écoulement et le bouchon de l'orifice d'entrée d'air. (c) aval de la conduite, vu depuis le fond du canal ; on distingue au fond les tubes guides d'écoulement (d) aval de la conduite, vue de dessus depuis le canal ; on distingue la partie poncée du fond rugueux

La conduite, libre de tout mouvement au niveau de la plaque de jonction, est maintenue plaquée contre le canal. La modification de sa pente crée un interstice au contact avec la plaque de jonction. L'extrémité de la conduite a été découpée très légèrement en biais, de sorte que le contact soit parfait pour une pente i de 0,5 %. Dans ces conditions, lorsque la conduite présente une pente i strictement supérieure à 0,5 %, le point de contact avec la plaque de jonction se situe au niveau de la génératrice supérieure de la paroi extérieure du tube. L'écart maximal avec la plaque de jonction se situe quant à lui au niveau de la génératrice inférieure extérieure. Lorsque la pente est inférieure à 0,5 %, l'inverse se produit. La valeur de l'écartement maximal est; en millimètres, 90(i - 0,005), soit pour donner un ordre de grandeur, 0,45 mm pour une pente i de 0 ou 1 %.

2.2.3 Instrumentation

L'instrumentation du modèle réduit hydraulique "FoCol" a pour objectif d'identifier, pour ce type de jonction, les caractéristiques de l'écoulement dans chacune des trois branches, au voisinage du raccordement, en vue d'établir une loi d'ouvrage pour cette jonction et de caractériser les conditions de mise en charge ou de passage à pleine section.

La loi d'ouvrage est recherchée sous une forme mono-dimensionnelle (hauteurs ou pressions pour des profils transversaux en amont et aval de la jonction, débits en entrée), le recours à des mesures locales et tri-dimensionnelles de l'écoulement est donc limité.

Des mesures plus détaillées de la topographie de la surface libre, des groupes de prises de vues de la zone de jonction, et la visualisation des principales directions d'écoulement permettent néanmoins de mettre en évidence les traits caractéristiques des phénomènes hydrauliques (recirculation, bourrelets, creusements, ou zones de transition de la surface libre, constriction, ressaut…).

Dans notre cas, les mesures s'effectuent toujours en régime permanent avec pour conditions limites, des débits amont (canal et conduite latérale) et une charge aval imposés.

L'ensemble des données tirées de l'expérimentation se rapportent au repère orthonormé défini en 1.3.2 : (O, $\vec{i_1}$, $\vec{i_2}$, $\vec{i_3}$), les coordonnées correspondantes sont notées (X_1, X_2, X_3).

La figure 29 présente l'ensemble des endroits ou sont effectuées des mesures quantitatives effectuées sur le modèle réduit "FoCol".

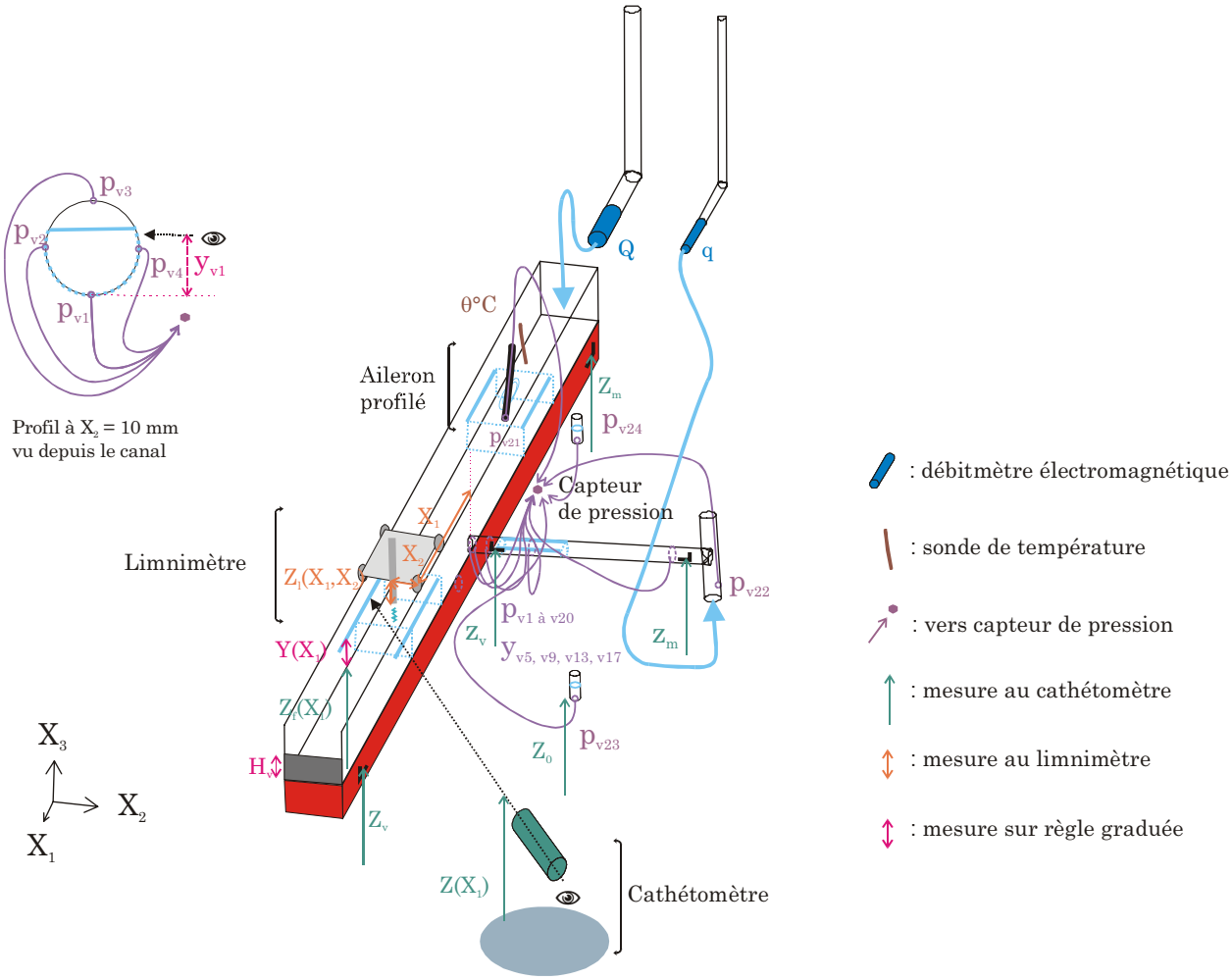


Figure 29 : Schéma présentant la nature et de la dénomination des grandeurs mesurées sur le modèle réduit "FoCol", ainsi que la localisation des points de mesure

On peut classer les méthodes de mesure en quatre grandes catégories :

1/ mesures d'altitudes au cathétomètre[1], fiables et précises. On leur associe une incertitude type de ± 0,126 mm pour un intervalle de confiance à 95 % (Pierre, 2000).

Ces mesures d'altitude peuvent porter sur des parties mobiles du canal ou de la conduite, sur la surface libre dans le canal, sur le zéro du limnimètre (voir plus bas).

Pour une mesure au cathétomètre de l'altitude de la surface libre dans une section, un papier collant repositionnable est apposé sur la paroi du canal. Son bord inférieur est aligné avec la surface de l'eau, que l'on regarde à travers la paroi suivant une horizontale. Le bord supérieur

[1] instrument de mesure optique des alititudes dans un espace de dimensions réduites : sur un tube rigoureusement vertical, équipé d'une crémaillère, est disposé un viseur coulissant. Ce viseur, rigoureusement horizontal, doit être dirigé vers le point dont on veut mesurer l'altitude. Des graduations sur le support vertical indiquent avec précision (vernier lié au support du viseur) l'altitude du viseur, et donc du point visé.

du papier est visible depuis le cathétomètre[1] et son altitude peut être mesurée. On en déduit l'altitude de la surface libre en soustrayant la hauteur du papier.

2/ mesures de pression, qui peuvent se faire en 20 points de la conduite à surface libre ou à pleine section (5 profils de 4 points, voies 1 à 20), en un point dans le canal (voie 21), en un point en amont de la conduite dans la gaine pompier (voie 22), et en deux points de référence (voies 23 et 24).

Un capteur de pression unique (modèle PDCR 1830 Druck®) est commuté hydrauliquement à l'un de ces 24 points, ce qui confère un caractère séquentiel à cette chaîne de mesures. La précision de ce capteur, indiquée par le constructeur et intégrant la non-linéarité, l'hystérésis et la répétabilité, est de ± 0,1 % de la pleine échelle de mesure. dans notre cas, la pleine échelle est de 75 mbar, soit une précision en hauteur de colonne d'eau de ± 0,76 mm.

Les vingt capillaires reliés à la conduite latérale sont terminés par des tubes inox de diamètre extérieur 1,6 mm, et dont l'extrémité arase la paroi intérieure de la conduite.

La prise de pression dans le canal est aménagée au moyen d'un aileron profilé symétriquement. Le plan de cet aileron est vertical, dans l'axe de l'écoulement. Un orifice percé sur une face latérale communique la pression au capteur par l'intermédiaire d'un capillaire intégré à l'aileron.

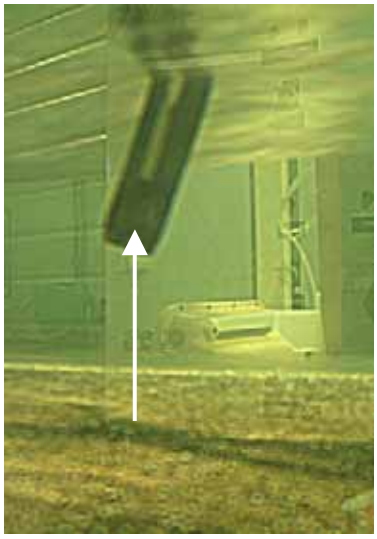
a b 

Planche 13 : vues de l'aileron de prise de pression dans le canal (voie 21) ; la flèche blanche désigne l'emplacement de l'orifice latéral

L'ensemble des mesures automatiques (température, pressions et débits) est acquis et stocké par une centrale de mesure de type CR10X Campbell®. On trouvera en annexe 11 le détail du programme de pilotage de cette station de mesure, mis au point pour cette expérience.

[1] Si le papier est visible par transparence, l'altitude n'est pas faussée par réfraction car les parois du canal sont verticales.

3/ mesures de cotes au moyen de règles graduées,

- cotes de la surface libre, ou du fond, dans le canal, par un limnimètre pour le canal, ce qui est assez fiable, mais moyennement précis,
- cotes de la surface libre dans le canal, par une règle graduée plaquée contre la paroi de celui-ci, ce qui est assez fiable, mais moyennement précis,
- cotes de la surface libre dans la conduite par des graduations établies à la main en extérieur de la conduite. Ces dernières graduations sont peu fiables, car la déformation à travers la paroi de la conduite est trop importante pour repérer avec exactitude la surface. L'information sûre acquise par cette méthode est la présence ou non d'une surface libre en une section donnée de la conduite.

Nous ferons ici une remarque relative au limnimètre, qui se déplace sur un canal incliné. Nous notons dans la suite par la lettre "Z" ou "z" les altitudes, qui diffèrent de la coordonnée X_3 par le choix arbitraire d'une altitude zéro. Cette altitude zéro est différente de celle de l'origine du repère, et fonction de la méthode de mesure. Une lettre "Z" sans indice renvoie à une mesure au cathétomètre, "Z_l" renvoie à une mesure au limnimètre. Le zéro du limnimètre varie avec la position de celui-ci au dessus du canal, tandis que le zéro du cathétomètre est fixe tant que celui-ci n'est pas déplacé. Le nivellement du zéro du limnimètre a été effectué au moyen du cathétomètre.

4/ mesures de débits, au moyen de débitmètres électromagnétiques IFC 010D Krohne®, mesures fiables et précises. Les deux modèles de débitmètres ont été choisis de diamètres différents afin de garantir la meilleure précision pour chaque gamme de débits d'alimentation (0 à 4 l/s pour la conduite latérale, 4 à 12 l/s pour le canal). La précision sur la vitesse, fournie par le constructeur, est de ± 0,55 % de la valeur mesurée si la vitesse est supérieure à 0,4 m/s, ± 0,002 m/s sinon. L'erreur sur un débit de 12 l/s est ainsi de ± 0,066 l/s.

Hager (1989), en utilisant la méthode plus simple d'une mesure par déversoir triangulaire obtient, pour une plage de débit comparable, une précision de ± 0,05 l/s. Le choix s'est toutefois porté sur un débitmètre électromagnétique pour disposer d'une mesure directe, enregistrable en continu, et occupant un espace réduit. En outre, cette méthode évite la contrainte d'une forte variation de la cote de déversement en fonction du débit.

Bien que le système étudié soit à considérer comme un domaine fluide d'un seul tenant, les difficultés de mesure rencontrées au niveau de la conduite amènent à distinguer, pour ce qui est de l'instrumentation, les domaines où sont utilisées ces différentes méthodes, et les objectifs correspondant.

2.2.3.a Instrumentation liée à la partie canal

L'instrumentation liée à la partie canal vise cinq objectifs :

1°/ Connaître la pente du canal,

2°/ Contrôler les conditions limites imposées : le débit amont et la cote aval de la surface libre, imposée par l'ajustement d'une plaque déversoir en extrémité de canal,

3°/ Contrôler la régularité des écoulements aux extrémités amont et aval de la zone d'étude,

4°/ Caractériser la topographie de la surface libre au voisinage de la jonction,

5°/ Connaître le tirant d'eau dans la zone d'écoulement régulier, en amont et en aval de la jonction.

Pour cela, les grandeurs mesurées ou les observations faites sont les suivantes : le débit amont Q, l'altitude de la surface libre affectée par la jonction, obtenue par deux méthodes distinctes $Z_l(X_1,X_2)$ et $Z(X_1)$, l'aspect visuel des écoulements

La portion de canal affectée par la jonction avec la conduite est de taille variable en fonction des débits d'entrée. L'extension de la zone de mesure est limitée à $X_1 = -2L$ à l'amont, $X_1 = 3L$ à l'aval, L désignant la largeur intérieure du canal : 29,6 cm.

Deux méthodes permettent la mesure de l'altitude de la surface libre affectée par la jonction, et le tirant d'eau.

Le limnimètre permet la mesure en tout point du domaine. Il est constitué d'un chariot et d'une tige coulissant verticalement, à l'extrémité pointue. La mesure des abscisses et ordonnées est effectuée au moyen de règles graduées fixées sur le canal et sur le chariot. La mesure de la cote verticale s'effectue par une règle graduée coulissante, en positionnant la pointe au ras de la surface de l'eau. A la longueur lue sur la règle (positive croissante lorsque la pointe descend vers le fond du canal) s'ajoute une longueur fixe correspondant la distance entre le zéro de la graduation et l'extrémité de la pointe (81,0 ± 0,5 mm).

La précision des graduations de la règle coulissante du limnimètre est de ± 0,5 mm, comme Hager (1989), plus l'incertitude sur l'estimation de la position moyenne de la surface libre.

Le tirant d'eau $Y(X_1)$ peut être déduit de l'altitude de la surface libre pour l'ensemble du profil en travers, et de l'altitude du fond aux abscisse et ordonnée correspondantes.

Contrairement à la paroi d'origine en verre, le fond surmonté d'une plaque en PEHD (voir planche 11 d, page 99), n'est pas rigoureusement plan. Nous avons du estimer la diminution de tirant d'eau occasionnée en effectuant un levé topographique du fond réel au moyen du limnimètre, en des points régulièrement espacés.

Les figures 30 et 31 montrent (à une échelle qui amplifie sensiblement les reliefs) la rehausse du fond par rapport à une surface rigoureusement plane ($Z_f - I.X_1$). Cette rehausse est très prononcée sur les côtés (en raison de bourrelets de collage qui gênent le contact de la plaque avec le verre), et visible par des succession de creux et bosses dans l'axe du canal. Le ponçage en face du débouché de la conduite se traduit par une légère dépression, visible en rose sur le devant de la vue tridimensionnelle, en $X_1 = 0$.

L'épaisseur de la plaque est de 2,5 mm mais nous avons estimé, pour simplifier, en relevant une épaisseur moyenne de 3 mm au point le plus bas (voir figure 31). La diminution du tirant d'eau est donc fixée à 3mm en toute section du canal.

Le tirant d'eau peut aussi être déduit des altitudes mesurées au cathétomètre, en repérant, sur la paroi du canal, le niveau moyen de la surface libre par un papier collant repositionnable, puis en mesurant au cathétomètre l'altitude du bord de ce papier aligné sur la surface.

Les altitudes mesurées au limnimètre (Z_l) et au cathétomètre (Z) sont reliées par les relations suivantes (lorsque les valeurs sont exprimées en cm, unité des graduations) :

(41) $$X_{3,sl}(X_1,X_2) = -Z_l(X_1,X_2) + 8{,}10 - Z_{0,l}(X_1,X_2) \; - \; (Z_0 \; + \; 19{,}98)$$

(42) $$Z(X_1,X_2) = -Z_l(X_1,X_2) + 8{,}10 - Z_{0,l}(X_1,X_2)$$

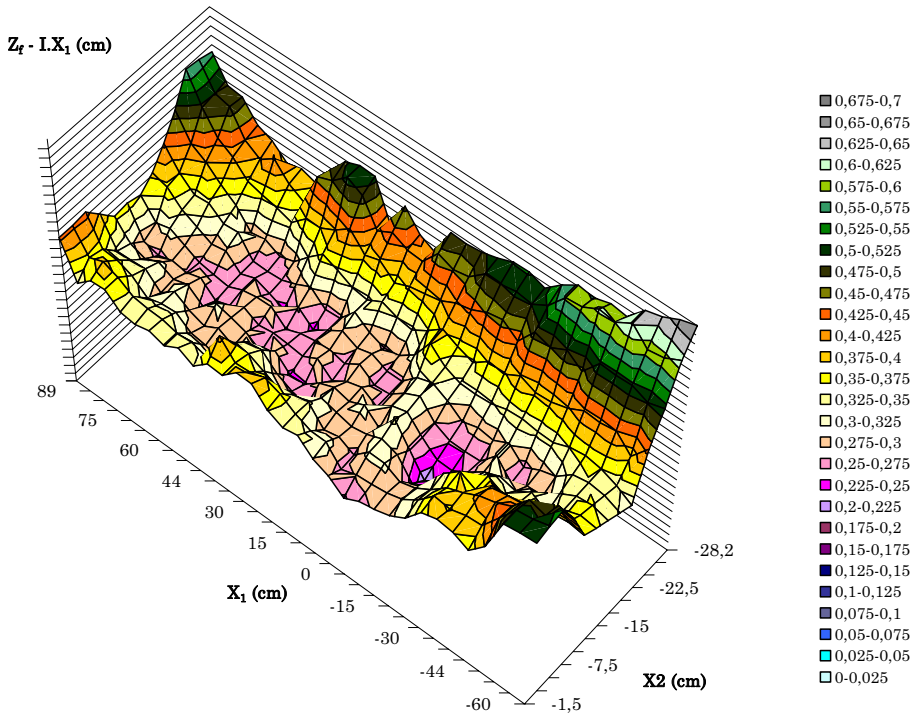


Figure 30 : vue tridimensionnelle du relief de la surface de la plaque de PEHD collée au fond du canal. En altitude, la grandeur portée est Z -I.X1, caractérisant l'épaisseur entre la paroi en verre et le fond réel. L'altitude est portée en cm. Chaque graduation correspond à 0,025 cm.

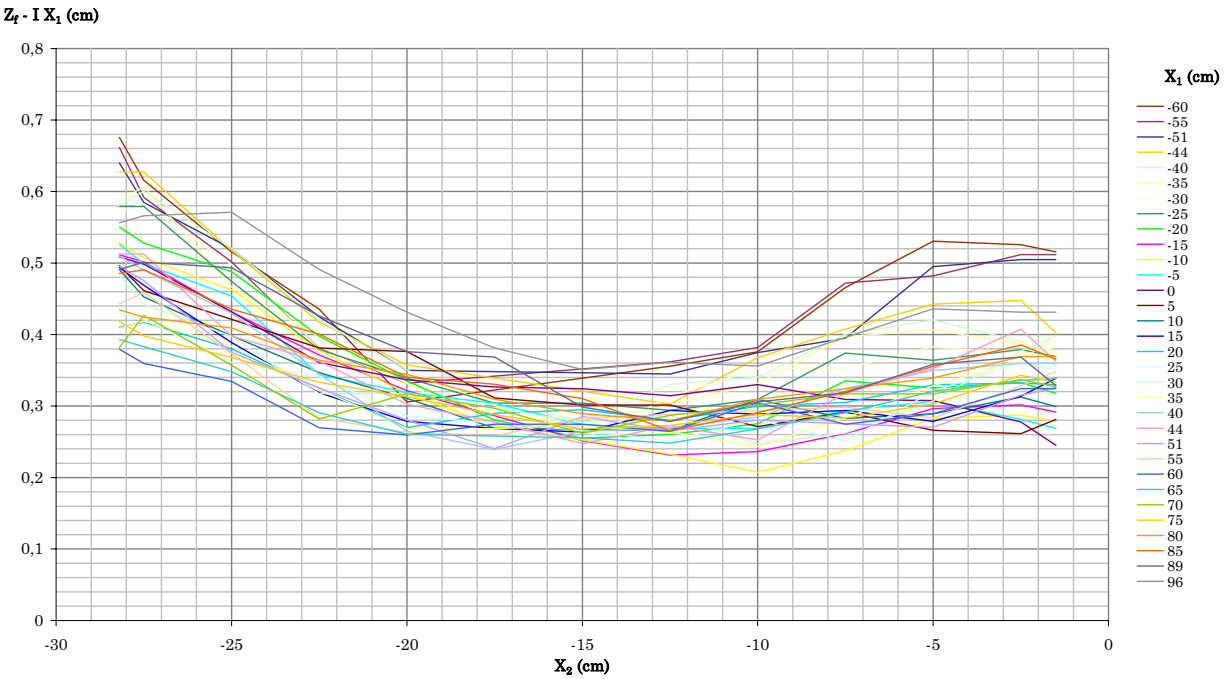


Figure 31 : profils en travers du fond pour différentes valeurs de X_1. La grandeur portée est $Z_f - I.X_1$, caractérisant l'épaisseur entre la paroi en verre et le fond réel. L'altitude est portée en cm.

L'aspect visuel des écoulements a été enregistré au moyen d'un appareil photo numérique placé à des positions fixes.

La pente du canal est calculée en mesurant au cathétomètre les altitudes Z_m et Z_v de deux points de repère, distants de 5 m, positionnés à l'angle intérieur de deux "L" noir tracés sur la poutre supportant le canal. La pente du canal, en %, est donné par la relation (pour des altitudes en cm) :

(43) $$I = \frac{Z_m - Z_v}{5}$$

La pente du canal a été maintenue à sa valeur lors de la mise en place, pendant toute la durée de cette étude. La valeur mesurée initialement est de 0,00324[1].

2.2.3.b Instrumentation liée à la partie conduite latérale

Les objectifs de l'instrumentation liée à la partie conduite latérale sont au nombre de quatre :

1°/ Connaître la pente de la conduite,

2°/ Contrôler la condition limite imposée : débit amont,

[1] $Z_m = 85,72 \pm 0,0126$ cm, $Z_v = 84,10 \pm 0,0126$ cm, $I = 0,00324 \pm 0,0000504$

3°/ Etablir la présence d'une surface libre, les pressions aux parois de la conduite, au voisinage de la zone de jonction,

4°/ Etablir le tirant d'eau, ou la pression dans la zone d'écoulement régulier en amont de la jonction.

Pour cela les paramètres mesurés sont le débit amont q et la pression en différents points de la conduite. L'existence ou non pour une section donnée d'une surface libre est estimée visuellement. La description de la forme de la surface libre sera discutée plus loin (2.2.4.c page 118).

Le débit amont est mesuré au moyen d'un débitmètre électromagnétique sur la conduite d'alimentation, toujours en charge, dans une plage de valeurs de 1 à 4 l/s.

La pression est mesurée en amont de la conduite (p_{v22}), et aux parois sur un ensemble de points de la conduite ($p_{v1 \text{ à } v20}$). Nous suivons ainsi 5 profils, chaque profil comportant une mesure de pression au bas de la conduite, au fil haut, et de part et d'autre du diamètre à la cote de l'axe de la conduite. Les abscisses des profils sont X_2 = 1 cm, 4 cm, 10 cm, 20 cm et 90 cm. Chaque point de mesure est relié par un capillaire à un unique capteur de pression. Ce capteur fournit une tension proportionnelle à la pression relative. Un calage préalable du capteur sur deux voies de référence (p_{v23} et p_{v24}) dont l'altitude a été mesurée au cathétomètre, est nécessaire pour obtenir à chaque expérimentation les hauteurs de colonne d'eau sur les voies de mesure.

La pente de la conduite est calculée en mesurant au cathétomètre les altitudes z_m et z_v de deux points de repère, distants de 1 m, positionnés à l'angle intérieur de deux "L" noir tracés sur la conduite. La pente de la conduite, en %, est donnée par la relation (pour des altitudes en cm) :

(44) $$i = z_m - z_v$$

2.2.4 Caractéristiques générales des observations

Les analyses faites à partir des diverses conditions limites imposées au système expérimental se décomposent en des observations visuelles, donc qualitatives, et en une exploitation de données mesurées, sous la forme de hauteurs d'eau ou de pressions.

Différents protocoles expérimentaux ont été prospectés à partir de trois conditions limites principales :

- Q : débit du canal,
- q : débit de la conduite,
- H_v : hauteur de déversement à l'aval du canal.

Une quatrième condition modifie également les observations : la possibilité ou non pour l'air de pénétrer par l'amont de la conduite (voir 2.2.4.c).

Deux options peuvent guider le choix des conditions limites pour réduire ou structurer l'ensemble de combinaisons à explorer en régime permanent :

1°/ des campagnes de mesure à débit total (canal + conduite) constant : à une hauteur de déversoir à l'aval du canal correspond une même hauteur aval pour la jonction, quelle que soit la paire de débit introduits,

2°/ des campagnes à ratio des débits constant, ce qui ne rend pas univoque la signification de la hauteur du déversoir à l'aval du canal. En revanche, cela se rapproche d'une hypothèse envisageable pour les valeurs de terrain en associant simplement les débits proportionnellement aux superficies drainées à l'amont, à tout instant. Cette approche est sommaire mais n'est pas irréaliste dans le cas de "PZ1" en tête de fossé (voir plus loin).

Les mesures en régime permanent ont été effectuées suivant deux modes opératoires, selon que l'air peut pénétrer à l'amont de la conduite (bouchon retiré) ou non (bouchon en place).

Cette partie présente, sans les interpréter, les traits caractéristiques principaux de l'écoulement, dans les gammes de conditions limites testées.

2.2.4.a Conditions d'observation d'un écoulement turbulent correctement développé

L'expérimentation sur modèle réduit hydraulique et la définition de conditions limites aux frontières d'un domaine plus restreint que le fossé ou le collecteur réel, implique que soient reconstituées au mieux les conditions naturelles en ces frontières. Cette reconstitution concerne les vitesses, les pressions, et la position de la surface libre.

Afin de donner aux conditions limites en modèle réduit des caractéristiques proches de celle d'un écoulement en canalisation, fossé ou cours d'eau réel, c'est la longueur de ce modèle réduit qui garantit l'établissement d'un profil des vitesses et un niveau de turbulence réalistes. Nous avons comparé les dimensions du modèle réduit "FoCol"à des expériences portant sur des phénomènes analogues.

A l'amont, les modèles de jonction de canaux à surface libre présentent des branches dont la longueur varie entre 3 m environ (Hsu *et al.*, 1998b) et 6 m (Hsu *et al.*, 1998a ; Weber *et al.*, 2001) pour des largeurs respectives de 15 cm (Hsu *et al.*, 1998a ; Hsu *et al.*, 1998b) et 91 cm (Weber *et al.*, 2001). Dans le premier cas (Hsu *et al.*, 1998b), les débits maximaux sont de l'ordre de 5 l/s., et 6 l/s dans le deuxième (Hsu *et al.*, 1998a). Dans le troisième cas (Weber *et al.*, 2001), les débits maximaux sont de l'ordre de 15 l/s. Au regard de ces dimensions, l'expérimentation "FoCol" comporte une branche de canal et une conduite latérale relativement courtes. Raju et al. (2000) présentent une investigation spécifique de la longueur d'établissement d'un régime turbulent correctement établi en amont de canaux à surface libre. Dépendante d'une rugosité relative K/Y et du rapport L/Y de la largeur du canal au tirant d'eau, la longueur d'établissement varie selon

ces auteurs entre 40 et 100 fois le tirant d'eau voulu (en pratique le tirant d'eau normal Y_n en l'absence d'influence). Pour des tirants d'eau caractéristiques de l'ordre de 5 cm, la longueur d'établissement serait comprise entre 2 m et 5 m. Le besoin de longueurs importantes se confirme au regard des critères proposés par les auteurs traitant d'écoulements mixtes ou de jonctions en conduites. Knight et Sterling (2000) mentionnent une canalisation d'une longueur au moins égale à 60 fois le diamètre, ou 60 fois le rayon hydraulique multiplié par 4 en cas d'écoulement à surface libre. Ce critère correspondrait à une longueur de canal de 9 m pour un tirant d'eau de 5 cm.

Pour le canal, l'accent a été mis sur le guidage, la tranquillisation et l'homogénéisation des écoulements, au moyen de grilles en matière plastique (planche 11 e). Une vérification visuelle de la régularité et de l'homogénéité de l'écoulement est effectuée en entrée du modèle.

Pour la conduite, le critère de Knight et Sterling (2000) correspondrait ici à une conduite d'une longueur de 4,8 m. Serre et al. (1994) étudient un modèle de jonction de conduite pour lequel la longueur de la branche amont est de 35 fois le diamètre, soit une correspondance pour "FoCol" de 2,8 m.

La longueur insuffisante de la conduite latérale pour obtenir un écoulement homogène, a été compensée par la mise en place d'un déflecteur et de guides d'écoulement (planche 10 d, planche 12 b) pour régulariser et homogénéiser l'écoulement amont. Etudiant la bifurcation de deux canalisations en charge, Sierra-Espinosa et al. (2000) présentent une expérimentation conçue pour obtenir des écoulements turbulents correctement établis deux diamètres de canalisation en amont de la jonction, mais sans préciser le mode de conception et l'extension de la portion amont. La mesure détaillée des vitesse par le recours à l'anémométrie Laser Doppler permet toutefois dans cette étude de valider le caractère correctement établi de l'écoulement turbulent.

La difficulté réside ici dans la présence d'un écoulement amont à pleine section favorisé par les guides d'écoulement. Le retour à la surface libre influence celle-ci sur une demi longueur de conduite au pire des cas (forts débits q), par une série amortie d'ondulations de la surface (2.2.4.c page 118). Les résultats sont retenus lorsque cette influence n'est plus visible dans la moitié de conduite proche de la jonction.

En matière d'observation de phénomènes d'écoulements mixtes dans la conduite (parties à pleine section), nous disposons de la référence de l'expérience ancienne de Wiggert (1972). Wiggert a réalisé des expériences de propagation d'une onde de passage en charge dans un tunnel de 10 m de long, de section rectangulaire. Ce tunnel, incorporé au milieu d'un canal de 30 m de long, de largeur 51 cm et de hauteur 14,8 cm était parcouru par un débit de l'ordre de 15 l/s[1].

[1] Ce débit est déduit des vitesses indiquées par l'auteur, aucune valeur des débits expérimentaux n'étant fournie.

Validée par une application sur un système réel de section bien plus importante, aucun critère relatif à la pertinence de l'échelle du modèle réduit n'a été proposé par l'auteur.

Des modèles de dimensions plus réduites existent, et sont constitués en redirigeant, au sein d'un canal de largeur suffisante, l'écoulement séparé en deux flux destinés à se rejoindre (Hager, 1989 ; Biron *et al.*, 1996). La longueur de la branche latérale devient alors respectivement, après séparation et orientation, de l'ordre de 20 cm et 30 cm, pour une largeur de 10 cm environ dans les deux cas. L'utilisation effective de modèles d'aussi petites dimensions permet d'attribuer une certaine validité aux observations issues d'un modèle aux dimensions intermédiaires.

La longueur de la branche aval conditionne le lien entre le contrôle effectué en sortie de canal, par un déversoir de hauteur réglable, et l'aval immédiat de la zone d'étude.

Des mesures de tirant d'eau ont été effectuées pour valider l'analogie entre le comportement de cette branche du modèle physique, et celui d'un canal auquel peut s'appliquer l'équation de Manning-Strickler. Nous avons vu en 2.2.1 que le seuil de Reynolds de 4000 n'est pas franchi dans nos conditions d'expérimentation. En revanche, l'application de l'équation de Manning-Strickler indépendamment du nombre de Reynolds suppose l'écoulement turbulent rugueux. Dans le cas d'une conduite, cette hypothèse est satisfaite lorsque le nombre de Reynolds vérifie la condition de Moody (Carlier, 1972) :

(45) $$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} < \frac{\mathrm{Re}}{260}\frac{\mathrm{k'}}{\mathrm{d}}$$

Cette relation devient pour le canal et un tirant d'eau uniforme, en utilisant (2), en supposant l'équation de Manning-Strickler satisfaite, et en assimilant d à $4R_h$:

(46) $$\frac{260\sqrt{2}\mathrm{K}R_h^{7/6}}{\mathrm{k'}\sqrt{g}} < \mathrm{Re}$$

Il est difficile de pousser plus loin l'analogie entre le canal et la conduite, les parois du canal n'étant pas toutes de même nature ni rugosité. A titre indicatif, nous proposons une transcription numérique de (46) en choisissant $k' = 0{,}1$ mm, $Y_n = 5$ cm, $K = 80\ m^{1/3}s^{-1}$, suivant le calage ci-après :

(47) $$\mathrm{Re}_{cn} > 2.10^6$$

Les plages de valeurs présentées sur la figure 25 montrent que le nombre de Reynolds expérimental est inférieur à ce seuil d'une à deux puissances de dix, ce qui situerait plutôt l'expérience dans la zone de transition et non dans le cadre d'un écoulement turbulent rugueux.

Le coefficient de Manning-Strickler du canal a tout de même été calé en réalisant des mesures de tirant d'eau, pour différentes valeurs du débit Q, sans rejet par la conduite. Les mesures de tirant d'eau ont été faites au point (-2L, -L/2), c'est à dire en amont du point de rejet,

et au milieu du canal. Pour cela nous avons utilisé le limnimètre, et rapporté les altitudes de la surface libre au point le plus bas du fond dans la section concernée.

Les résultats de ce calage sont présentés sur la figure 32. Sur cette figure sont portées le débit adimensionnel $Q/\sqrt{gd^5}$ en ordonnée, et Y/d en abscisse. La courbe du débit correspondant à $Y = Y_c$ permet de s'assurer que l'écoulement est fluvial.

La pente du canal, fixée pour toute cette étude, est de 0,0324 % (voir le calcul en 2.2.3.a page 104).

Trois courbes théoriques ont été portées, en utilisant les valeurs de 75, 80 et 85 pour le coefficient de Manning-Strickler.

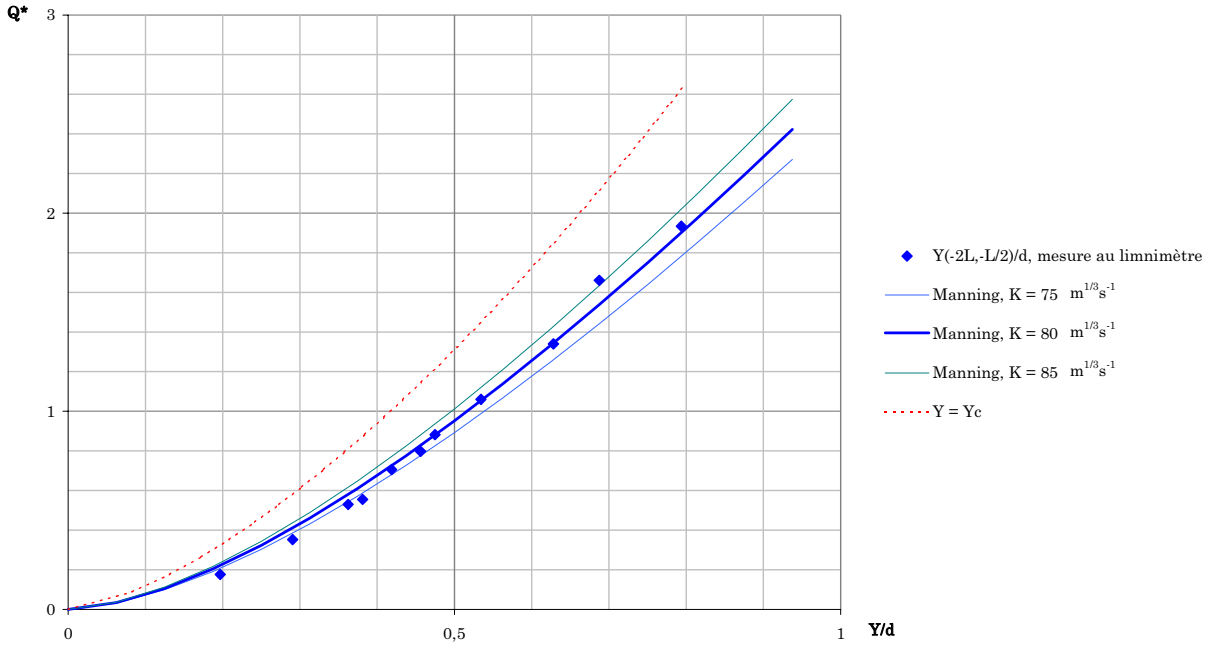


Figure 32 : graphe du calage du coefficient de Manning-Strickler du canal ; Q* en fonction de Y/d. données expérimentales et courbes théoriques pour K = 75, 80, et 85 $m^{1/3}s^{-1}$

Malgré les réserves formulées précédemment sur les valeurs du nombre de Reynolds, desquelles peut être rapprochée l'irrégularité de l'alignement des points expérimentaux, ce calage se révèle globalement satisfaisant, pour une estimation de K à 5 unités près. Nous pouvons à partir de ces observations, retenir pour l'ensemble des calculs théoriques de courbe de remous une valeur de K de 80 $m^{1/3}.s^{-1}$.

2.2.4.b Observations visuelles du régime permanent dans le canal, typologie des écoulements

Les paires de prises de vues en emplacement et direction fixes ont permis de classer visuellement les formes de la surface libre dans le canal et dans la conduite en fonction de la

condition limite aval et des débits. Ce classement repose sur les caractéristiques de zones de l'écoulement couramment décrites dans le cas des jonctions à surface libre (Biron *et al.*, 1996 ; Weber *et al.*, 2001), auxquelles s'ajoutent des zones ou motifs spécifiques du rejet de conduite circulaire (Montes, 1997).

Le tronçon de canal situé deux largeurs à l'amont de la jonction est, dans tous les cas où le débit du canal n'est pas nul, le siège d'un écoulement à l'aspect régulier en surface. Lorsqu'elle est observée dans le plan d'une section droite, la surface reste toujours horizontale. Lorsque le débit du canal est nul, une zone de recirculation se forme en amont de la jonction, et peut occasionner des ondulations de surface permanentes.

Le tronçon de conduite présente visuellement deux formes d'écoulement : à surface libre d'une part et à pleine section d'autre part. Compte tenu des faibles vitesses d'écoulement, de l'eau comme de l'air, il n'y a pas de circulation de mélange eau-air. En régime permanent, les deux types d'écoulement peuvent coexister dans l'ensemble de la conduite, sans ordre prédéterminé entre l'amont et l'aval.

Dans les conditions de passage d'un écoulement à pleine section vers un écoulement à surface libre au débouché de la conduite, on observe que les filets liquides se contractent 2 cm environ avant la traversée du plan d'entrée dans le canal, puis forment au fil des modifications des conditions limites une cavité remontant rapidement l'ensemble de la conduite après de très faibles variations de débit (Montes, 1997) ou de hauteur d'eau du canal.

Ceci amène à définir à l'entrée dans le canal des eaux de la conduite, une "hauteur d'écoulement à pleine section", différente du diamètre de la conduite. Pour un rejet débouchant avec une chute ($H > 0$), cette hauteur a été étudiée en détail (Smith, 1962 ; Blaisdell *et al.*, 1963 ; Montes, 1997 ; Dey, 1998). Pour des raisons pratiques, nous avons défini cette hauteur à la verticale du point $X_1 = 0$, $X_2 = 1$ cm, obtenues par la mesure de la pression de la voie 1.

la figure 33 montre la relation entre une mesure directe au limnimètre du tirant d'eau à la verticale du point (0, 1cm) et la hauteur de colonne d'eau déduite de la mesure de pression en ce point au fond de la conduite (voie 1), pour différentes combinaisons de conditions limites (tableau des conditions limites et valeurs mesurées en annexe 4 page 342). La différence s'explique notamment par la déformation importante de la surface en ce point, et l'impossibilité de supposer hydrostatique la répartition des pressions.

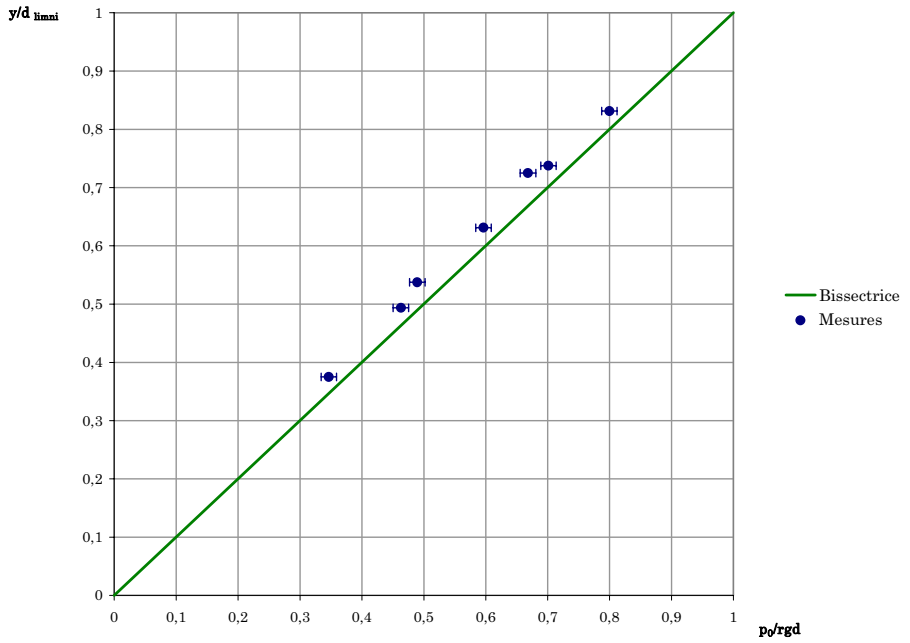


Figure 33 : relation entre une mesure directe au limnimètre du tirant d'eau relatif à la verticale du point (X_1 = 0, X_2 = 1 cm) et la hauteur de colonne d'eau déduite de la mesure de pression en ce point au fond de la conduite, divisée par le diamètre (voie 1). Les cercles pleins représentent les mesures faites, les barres d'erreur correspondent à une incertitude sur la pression mesurée, en colonne d'eau, de ± 1 mm.

La transition entre l'écoulement à surface libre et celui à pleine section, dans la conduite, est détaillé plus loin (2.2.4.c). Nous décrivons dans un premier temps les observations relatives à l'allure de la surface libre dans le canal.

Dans le canal, le franchissement de la jonction se manifeste différemment selon les conditions limites. Nous pouvons distinguer cinq formes de franchissement.

1°/ amont en situation d'équilibre (EQ, planche 14 a), au sens où il n'y a pas de contribution du canal en débit. Seule une pression amont permet l'équilibre du rejet et son orientation vers l'aval du canal.

2°/ jonction noyée (NY). Les hauteurs d'eau à l'amont et à l'aval immédiat de la jonction sont supérieures à la hauteur d'écoulement à pleine section en aval de la conduite.

3°/ franchissement de seuil (FS). La hauteur de l'eau à l'amont immédiat de la jonction est supérieure à la hauteur d'écoulement à pleine section en aval de la conduite, la hauteur de l'eau à l'aval immédiat lui est inférieure.

4°/ jonction à surface libre avec dépression aval partielle (SL). La conduite est entièrement à surface libre au point de rejet. Le creusement de la surface libre à l'aval immédiat de la jonction n'atteint pas le fond du canal.

5°/ jonction à surface libre avec dépression aval totale (SLT) . La conduite est entièrement à surface libre au point de rejet. Le creusement de la surface libre à l'aval immédiat de la jonction

atteint le fond du canal, et la face aval du rejet est donc quasiment entièrement en contact avec l'air.

Ces cinq catégories sont illustrées sur les montages photographiques de la planche 14, établis pour une ensemble de conditions limites fixes pour Q et q, variable pour H_v. Leurs caractéristiques hydrodynamiques seront précisées dans la partie suivante.

Lorsque le débit de la conduite est important, l'observation de tourbillons ou d'un sillage de vagues en surface, laisse supposer l'existence d'un panache se prolongeant jusqu'à la sortie du canal vitré. Le comportement du rejet peut être apparenté à celui d'un jet entrant dans un courant transversal. Ce phénomène fait l'objet d'une littérature spécifique, souvent pour des écoulements d'air , mais aussi pour des fluides incompressibles (Higuera et Martinez, 1993 ; Huq et Dhanak, 1996 ; Kelso *et al.*, 1996 ; Lim *et al.*, 2001). Une étude plus approfondie des champs de vitesse serait nécessaire pour pousser plus loin et préciser l'analogie, car le domaine d'écoulement transversal est ici d'une extension bien plus réduite. Le cas où l'eau du canal passe au dessus du rejet de la conduite (jonction "noyée" selon la nomenclature ci-dessus) serait probablement le moins différent. La différence serait encore moindre dans le cas d'une conduite débouchant sensiblement plus haut que le fond du canal.

On retiendra de ces descriptions du jet dans un courant transversal, la possibilité de formation de structures tourbillonnaires internes au rejet, et de tourbillons perpendiculaires au plan d'entrée, à l'aval du rejet.

a
Amont
en
équilibre
(EQ)

b
Jonction
noyée
(NY)

c
Franchissement
de seuil
(FS)

d
Surface libre,
dépression aval
partielle
(SL)

e
Surface libre,
dépression aval
totale
(SLT)

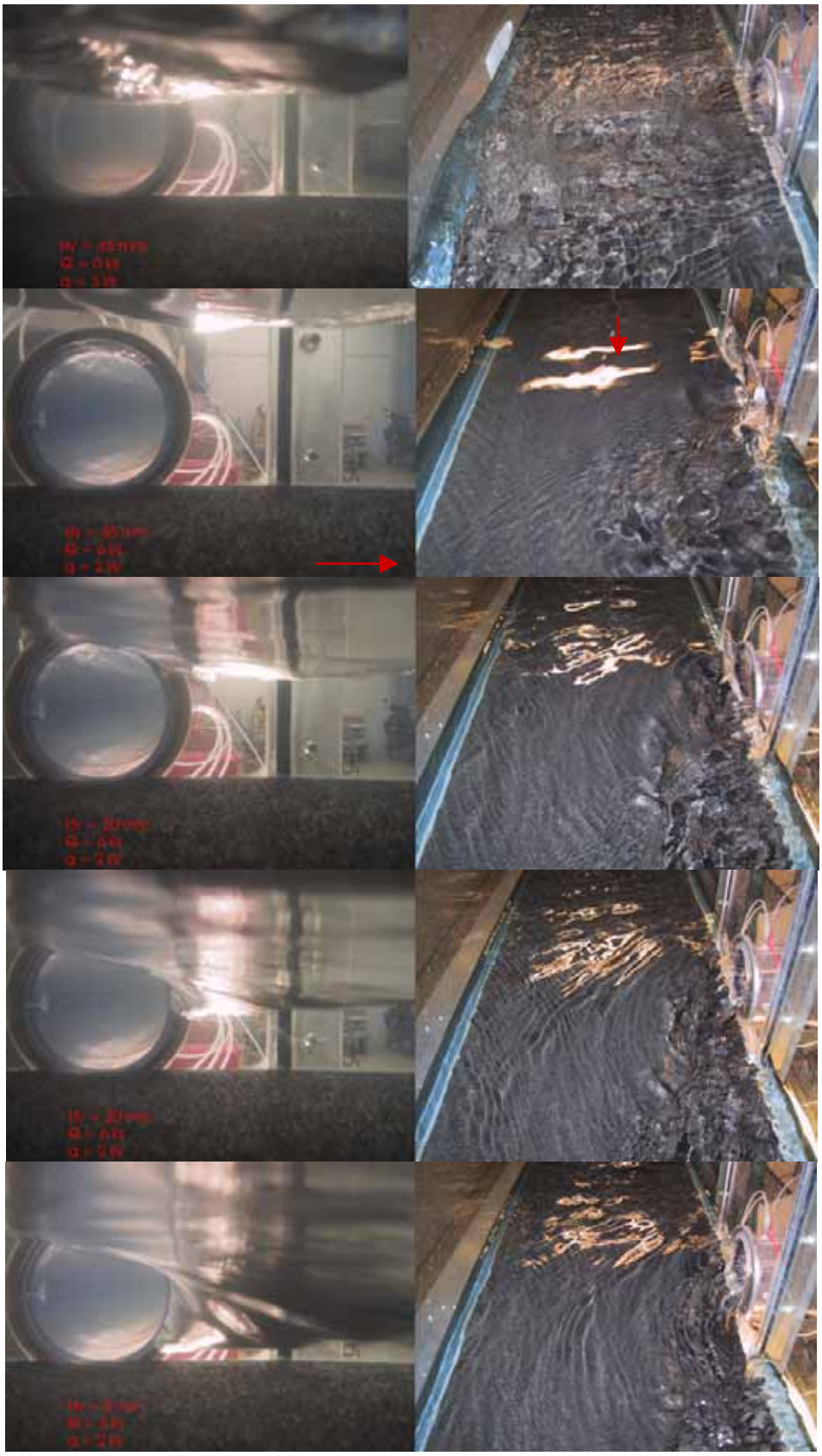


Planche 14 : vues et dénominations des différents types d'écoulement observés dans le canal

Pour résumer, nous présentons des schémas des phénomènes décrits dans la littérature : jonctions de canaux et jet dans un courant transversal. A partir de ces schémas et des observations sur le modèle réduit "FoCol", nous avons proposé ensuite un ensemble de schémas de différents modes d'écoulement cités précédemment.

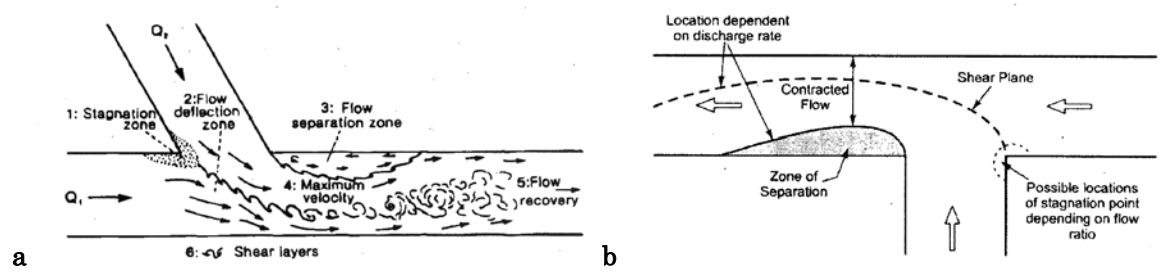


Figure 34 : les éléments caractéristiques de l'écoulement au voisinage d'une jonction de canaux à surface libre (a) d'après Biron et al. (1996) ; (b) d'après Weber et al. (2001)

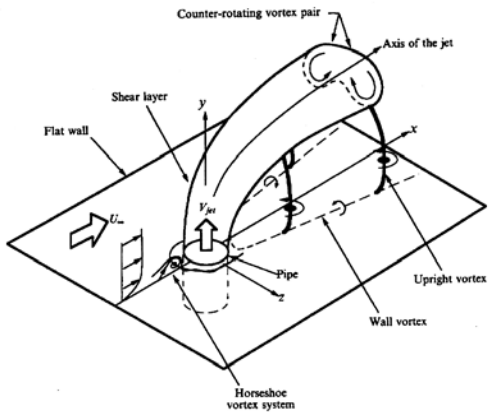


Figure 35 : les éléments caractéristiques de l'écoulement au voisinage d'un jet entrant dans un courant transversal, d'après Kelso et al. (1996)

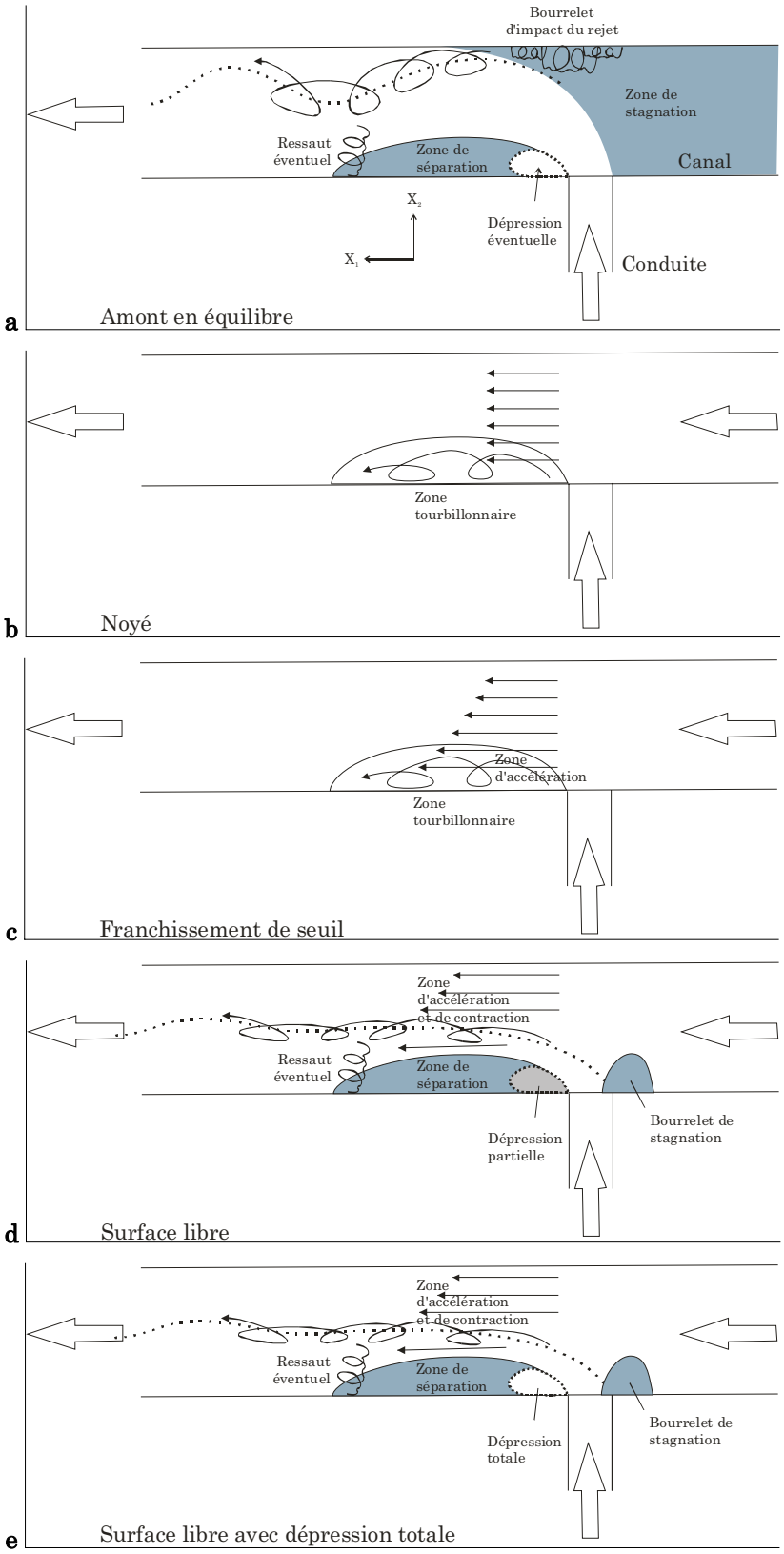


Figure 36 : vues dans un plan horizontal des éléments caractéristiques de l'écoulement au voisinage d'une jonction de canaux à surface libre, pour les différentes situations de la planche 14.

Cette description des formes d'écoulement dans le canal est destinée à fournir des éléments qui permettraient d'expliquer des variations dans le comportement du rejet. Nous verrons dans le chapitre 3 relatif à la modélisation, que nous n'avons pas mis en évidence de telles variations, ni eu à expliciter de ce fait de critères de passage d'une forme à une autre. En revanche, il serait pertinent dans une étude s'intéressant au volume d'eau en mouvement au voisinage de la jonction, de préciser ces critères de passage. Cela serait notamment important pour déterminer le champ des vitesses de frottement V*, manifestement susceptibles d'être élevées dans le cas d'une dépression aval totale.

Nous présentons dans le paragraphe suivant les caractéristiques de l'écoulement dans la conduite latérale, qui ont pour facteur discriminant essentiel la présence ou non d'air au dessus de l'eau.

2.2.4.c Observations visuelles de la transition entre une conduite à surface libre et une conduite à pleine section

Dans la conduite, la transition locale entre un écoulement à surface libre et un écoulement à pleine section peut se produire dans trois cas, éventuellement simultanés : une variation de la cote de la surface libre dans le canal au droit de la jonction, une variation du débit du rejet, ou le passage d'un flot mixte issu de la dynamique interne du réseau de collecteurs.

De nombreux auteurs ont étudié des systèmes hydrauliques présentant des écoulements mixtes, que ceux-ci touchent à l'assainissement pluvial, le transport de produits pétroliers, ou les procédés industriels (Stevanovic et Studovic, 1995 ; Motiee, 1996 ; Reinauer et Hager, 1996 ; Grolman et Fortuin, 1997a ; Grolman et Fortuin, 1997b ; Lorencez *et al.*, 1997 ; Nordsveen et Bertelsen, 1997 ; Wang *et al.*, 1997 ; Masella *et al.*, 1998 ; Li et McCorquodale, 1999 ; Newton *et al.*, 1999 ; Trajkovic *et al.*, 1999 ; Woods et Hanratty, 1999 ; Lyapidevskii, 2000 ; Meknassi *et al.*, 2000 ; Woods *et al.*, 2000 ; Zhou *et al.*, 2002 ; Coleman et Garimella, 2003 ; Oddie *et al.*, 2003 ; Soleimani et Hanratty, 2003 ; Dyment et Boudlal, 2004). L'ensemble des natures d'écoulement, est néanmoins plus vaste que celui des situations auxquelles nous nous intéressons, il est en particulier axé autour des flots mixtes, plus que de phénomènes locaux. En outre les vitesses des fluides sont généralement importantes. Nous nous limiterons donc à deux cas à l'origine de modification du mode d'écoulement : une variation de la cote de la surface libre dans le canal au droit de la jonction, une variation du débit du rejet.

Sur un tel dispositif, comme souligné par Montes (1997), la transition se produit différemment selon que l'air a la possibilité ou non de circuler depuis l'amont de la conduite. Le dispositif est conçu de telle sorte que les tubes guidant l'écoulement en amont de la conduite occasionnent une perte de charge importante. Il en découle une déconnexion entre l'air dans la conduite elle même, et celui du T d'entrée dans la conduite. Pour permettre de recréer une

possibilité pour l'air de rentrer ou sortir librement à l'amont de la conduite, un orifice, muni d'un bouchon, a été percé à l'aval des tubes guides d'écoulement.

L'expérimentation de terrain a montré la particularité d'une conduite de pente forte (2.1.3.b). Nous faisons ici référence dans une première approche à une conduite de pente faible, dans laquelle il n'y a pas d'écoulement torrentiel.

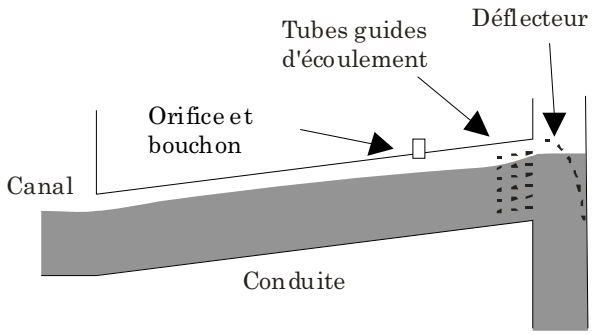


Figure 37 : schéma de la conduite, présentant le déflecteur, les tubes guides d'écoulement et l'orifice d'entrée d'air

De la même manière que nous avons distingué cinq types d'écoulement dans le canal, nous distinguons pour la conduite trois types d'écoulement mixtes.

1°/ Cavité amont (CM). Le passage de l'écoulement à surface libre à celui à pleine section peut se faire par l'emprisonnement d'air. Ce cas survient lors d'une élévation de l'eau dans le canal.

L'air est emporté par l'écoulement si l'orifice en amont de la conduite est obturé et si l'amont des tubes guides d'écoulement reste en charge. Dans le cas contraire, la zone à pleine section remonte vers l'amont jusqu'à parvenir au niveau de l'orifice ou des tubes guides.

Le retour à un écoulement à surface libre peut se faire par l'introduction d'air à l'amont de la conduite. Ce cas survient lors d'une diminution du débit de la conduite sans variation importante du niveau de la surface dans le canal. Cela n'est possible que si l'orifice en amont de la conduite est ouvert, ou si le débit de la conduite est suffisamment faible pour limiter la perte de charge à travers les tubes guides d'écoulement. Ce phénomène est lié au fait que la pente de la conduite n'est pas nulle.

2°/ Cavité aval (CV). Le passage de l'écoulement à surface libre à celui à pleine section peut aussi se faire par la terminaison à pression atmosphérique d'une zone d'écoulement à pleine section. Cette terminaison prend la forme d'une cavité plus ou moins longue, selon le débit de la conduite. La cavité, à partir d'une certaine longueur, peut présenter des oscillations stationnaires de la surface en aval du point de séparation (Montes, 1997).

Ce cas se rencontre lors d'une augmentation du débit de la conduite sans variation importante du niveau de la surface dans le canal.

Le retour à un écoulement à surface libre se produit naturellement par la remontée de la cavité vers l'amont de la conduite, jusqu'à modification complète de l'écoulement sur toute sa longueur. Montes (1997) a plus précisément étudié ce cas lorsque le débouché de la conduite se fait avec chute dans le vide. Ce phénomène, qui peut s'observer pour une conduite horizontale, est directement lié à l'accès à la pression atmosphérique d'un écoulement confiné.

3°/ Surface de transition (TR). Nous avons observé dans nos conditions expérimentales deux formes de surface de transition : une surface libre mais très déformée. Cette forme est instable, et tend vers une alternance stationnaire de bulles non entraînées, et de tronçons à pleine section.

Une autre forme est une alternance de bulles et de tronçons à pleine section, mais non stationnaire : le déplacement des bulles vers l'aval correspond à un faible flux d'air, possible lorsque l'orifice est débouché.

Ces trois formes d'écoulement mixte sont présentées sur les photographies suivantes, puis résumées sous forme de schémas.

La correspondance entre ces situations et le fonctionnement des collecteurs sur le terrain est difficile à établir vis-à-vis de la possibilité de circulation de l'air dans les collecteurs enterrés. Cette circulation d'air est théoriquement possible si le réseau de drains n'est pas en charge dans son ensemble, présente des regards sur son cours, et si le réseau de collecteur ne présente pas en interne des sections d'écoulement à pleine section ne permettant pas l'entraînement de l'air.

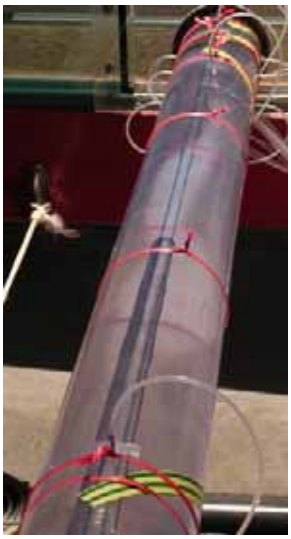
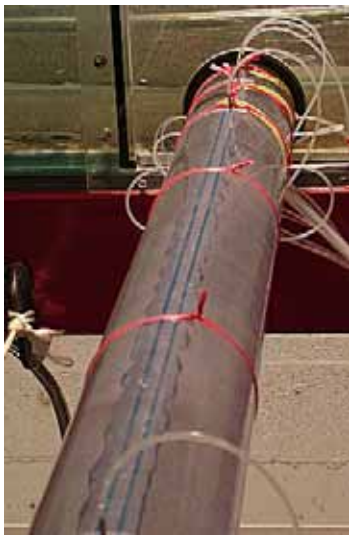
a CM  b CV c TR 

Planche 15 : vues et dénominations des trois types d'écoulement mixtes observés dans la conduite. (a) Cavité amont occupant une demi longueur de conduite (b) Cavité aval. on distingue les oscillations stationnaires de la surface libre. (c) Surface libre de transition déformée.

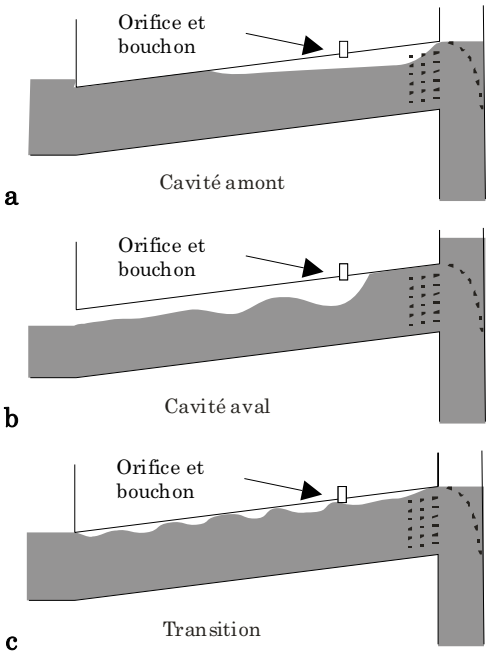


Figure 38 : vues dans un plan vertical des éléments caractéristiques de l'écoulement de transition pleine section / surface libre dans la conduite

2.2.4.d Topographie de la surface libre et profils de pression

L'observation de deux situations qui encadrent le passage d'un écoulement de type franchissement de seuil et jonction à surface libre est la plus intéressante, car bien que relevant du régime permanent, elle aide à caractériser deux états proches en termes de niveau de l'eau, mais séparés par une transition complexe.

Elle met également en lumière la difficulté d'accès au niveau réel de l'eau dans la conduite.

Nous avons donc mis en œuvre l'ensemble des outils de mesure à notre disposition pour caractériser de manière quantitative les deux écoulements, tester la cohérence de mesures redondantes, et valider le choix de l'extension du domaine d'étude.

Dans les deux cas une topographie de la surface libre dans le canal a été réalisée, sur une grille de points distants (à quelques exceptions près[1]) de 5 cm dans la direction de l'axe OX_1, et 2,5 cm dans la direction de l'axe OX_2.

La représentation de la surface libre à partir de ces deux levés topographiques est portée en figures 39 et 40. Chaque tranche d'altitude, par pas de 1 mm, est représentée par une couleur. L'échelle des couleurs est commune aux deux figures. Les trois coordonnées sont portées en cm.

[1] Les traverses du canal demandaient un décalage d'un cm suivant l'axe OX1pour certaines mesures, et il était impossible de s'approcher de moins de 1,5 cm des parois du canal.

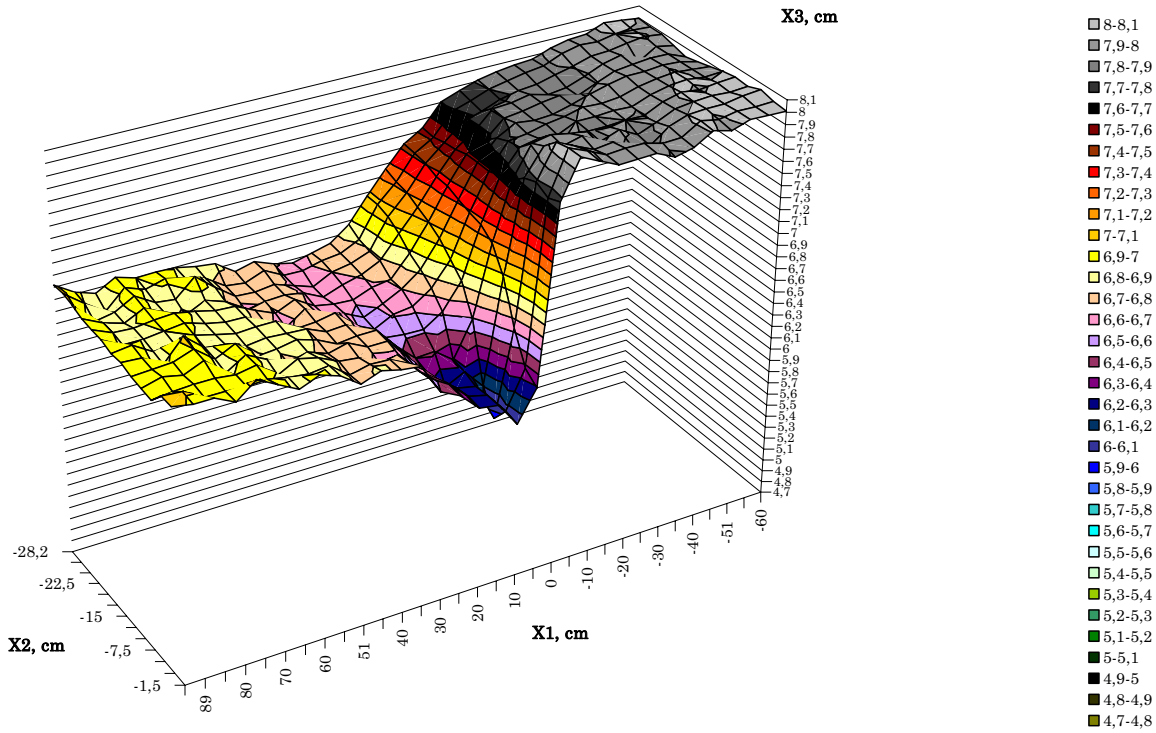


Figure 39 : topographie de la surface libre d'après un levé au limnimètre (Q=6 l/s soit Q*=1,06 ; q=2 l/s soit q*=0,35 ; Hv=30 mm)

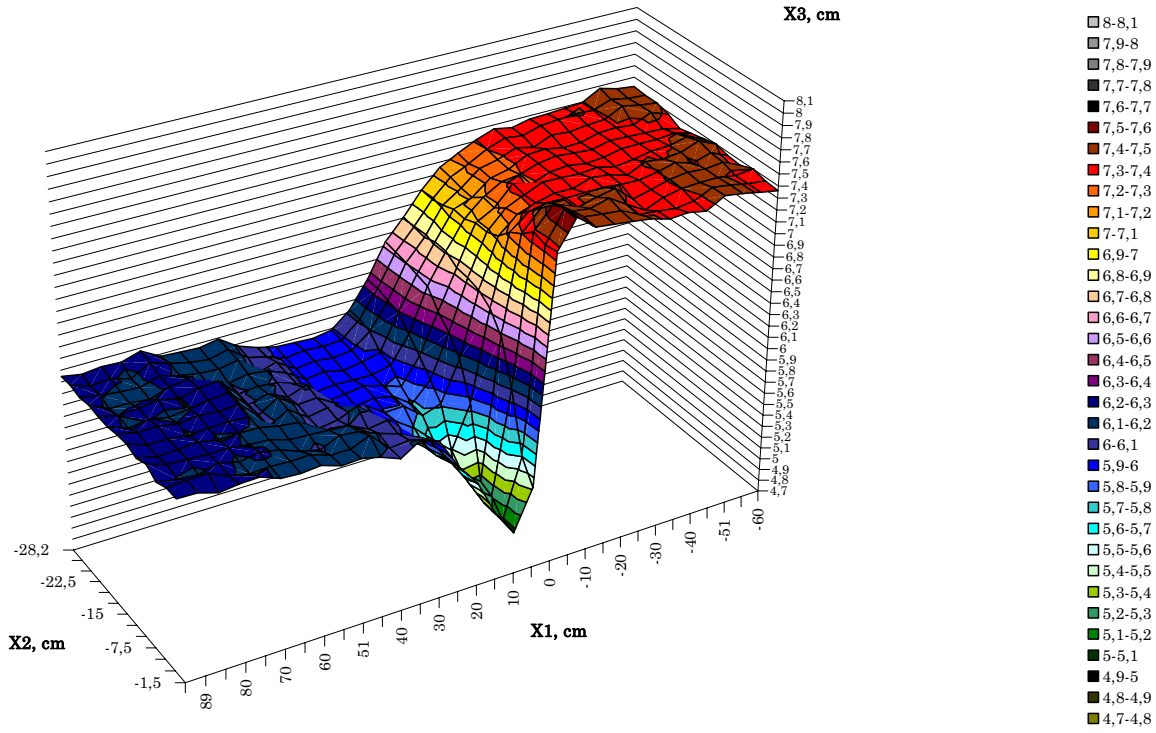


Figure 40 : topographie de la surface libre d'après un levé au limnimètre (Q=6 l/s soit Q*=1,06 ; q=2 l/s soit q*=0,35 ; Hv=25 mm)

On relèvera sur ces deux graphiques la présence du bourrelet de stagnation à l'amont immédiat de la jonction et de la dépression à l'aval. On peut noter que la dépression est plus

creusée dans le cas de la condition aval la plus basse. Cette différence pourrait être expliquée par la différence entre les vitesses d'écoulement selon que la conduite est à surface libre ou à pleine section (2.2.4.c page 2.2.4.c).

Les mesures de pression, quant à elles, permettent d'une part de conforter les mesures manuelles de niveau de la surface libre dans le canal, et permettent en outre de constater, dans la conduite, l'allure de la surface de l'eau, lorsque l'écoulement est à surface libre, et la répartition des pressions, lorsque la surface a disparu.

Pour comparer le niveau de la surface de l'eau dans le canal, mesuré manuellement, et les pression mesurées automatiquement, nous pouvons nous appuyer sur les voies 21 (aileron placé dans le canal, voir 2.2.3, la figure 29 page 101, et les photographies de la planche 13 page 102) et celles du profil de pression le plus proche du débouché (voies 1, 2, 4, voir la figure 29 page 101).

Dans les deux cas présentés ici, nous obtenons les observations suivantes. Sur les deux profils en long qui suivent, relatifs au canal, l'ordonnée portée est le tirant d'eau Y. Des lignes pointillées tracées pour un ensemble d'altitudes espacées de 5 mm, permettent de repérer l'horizontale.

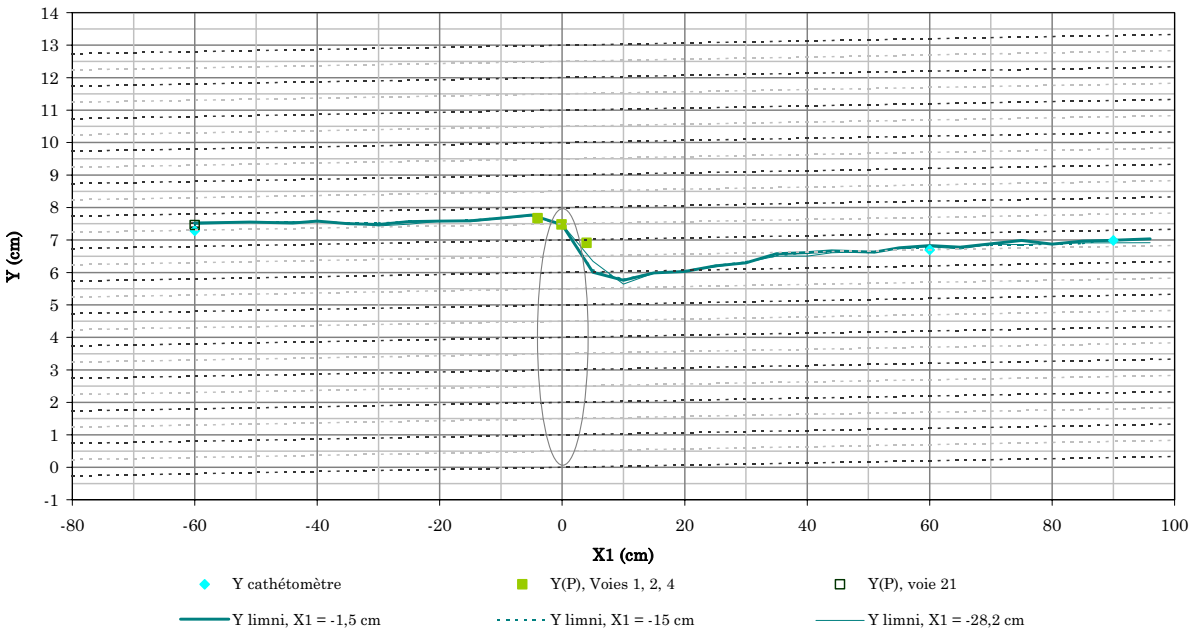


Figure 41 : profil en long du canal d'après un levé au limnimètre, complété de mesures de pression (voies 1 à 4 et 21), et de mesures de tirant d'eau au cathétomètre (Q=6 l/s soit Q*=1,06 ; q=2 l/s soit q*=0,35 ; Hv=30 mm)

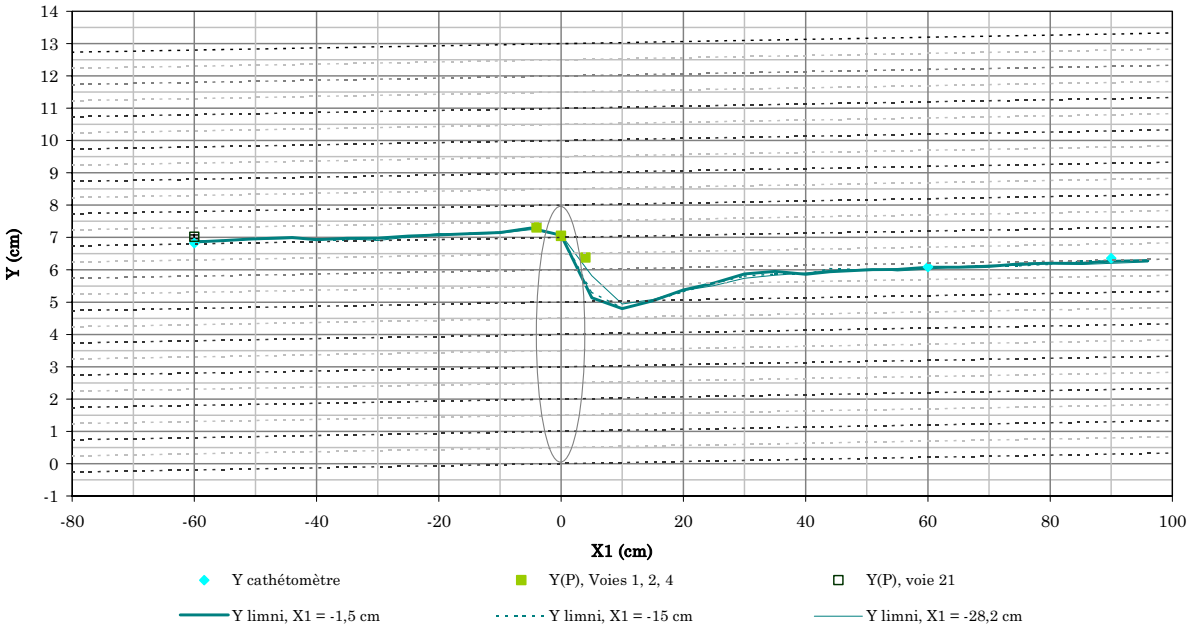


Figure 42 : profil en long du canal d'après un levé au limnimètre, complété de mesures de pression (voies 1 à 4 et 21), et de mesures de tirant d'eau au cathétomètre (Q=6 l/s soit Q*=1,06 ; q=2 l/s soit q*=0,35 ; Hv=25 mm)

Les figures 41 et 42 nous montrent la bonne cohérence entre les mesures de tirant d'eau et les pressions exprimées en hauteur de colonne d'eau, dans les domaines d'écoulement à surface libre. En revanche, la figure 41 laisse entrevoir une hauteur de colonne d'eau inférieure au diamètre de la conduite, alors que celle-ci s'écoule à pleine section dans ces conditions.

Cette discordance est confirmée par le profil en long suivant, représentant les pressions dans la conduite, en hauteur de colonne d'eau. En aucun point cette hauteur, qui caractérise un point à pression atmosphérique, ne se situe au dessus de la conduite, ce qui témoigne d'une pression inférieure à la pression atmosphérique au point haut de la section. Cet aspect sera étudié plus loin (3.4.2 page 175).

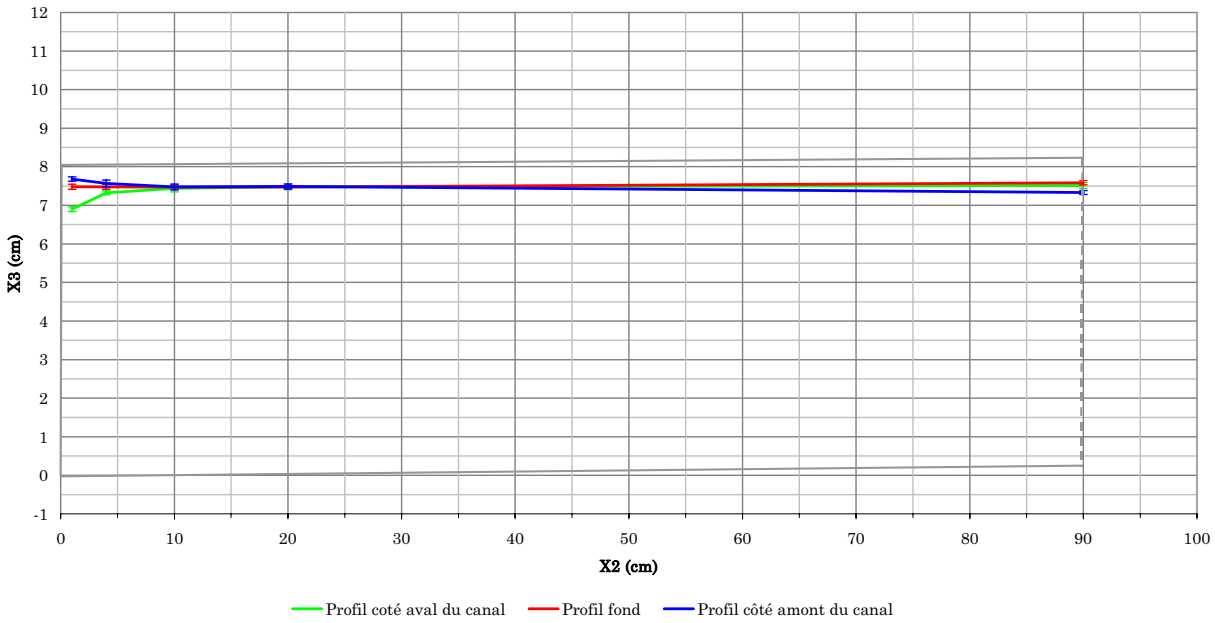


Figure 43 : Profil en long des pressions, traduites en altitude du sommet de la colonne d'eau (même origine que X_3). La pression est donnée en cm. Trois profils sont présentés : l'un résulte des données des voies placées au fond de la conduite (voies 1, 5, 9, 13 et 17), les deux autres sont tirés des pressions enregistrées aux voies situées sur les axes médians respectivement côté aval (voies 4, 8, 12, 16 et 20), et côté amont du canal (voies 2, 6, 10, 14 et 18).

Nous pouvons observer sur ces profils que les points représentés, à la pression atmosphérique, se positionnent sur une horizontale, à une distance de 5 mm environ du sommet de la conduite, soit d/16.

Sur une longueur comprise entre 1 et 2 d, nous observons dans la partie aval de la conduite une différenciation sensible des pressions entre le côté amont du canal, et son côté aval. Cette différenciation est caractéristique de la contribution des forces de pression contre les parois de la conduite à la déviation du rejet pour qu'il s'aligne dans l'axe du canal (Ramamurthy et Zhu, 1997).

Les profils en long dans le canal, ainsi que les vues du relief de la surface libre, nous montrent, pour cette combinaison particulière de conditions limites, que l'extension du domaine d'étude, 2L à l'amont et 3L à l'aval, inclut des zones d'écoulement régulier peu perturbées par la jonction. Les extrémités du profil en long sont sensiblement horizontales, ce qui correspond bien aux lignes d'eau théoriques pour ce débit et cette gamme de tirant d'eau.

Pour vérifier si cette absence de perturbation est généralisable, nous avons comparé les tirants d'eau observés en X_2 = 2L aux tirants d'eau théoriques calculés à partir d'une courbe de remous, pour différentes valeurs de Q, q et H_v. La courbe de remous est calculée en utilisant une loi de Manning-Strickler, avec un coefficient de 80 $m^{1/3}s^{-1}$. Le graphique suivant permet cette comparaison : les points représentent les données expérimentales et les courbes continues les tirants d'eau théoriques.

Les mesures ont porté sur des combinaisons de 2 hauteurs de déversoir [prévoir des mesures avec d'autres hauteurs], 3 valeurs de q, et 3 à 5 valeurs de Q. Les valeurs expérimentales sont comparées au calcul d'une courbe de remous par le logiciel CANAL9 (Leblois et Moreau, 1998). La ligne d'eau a été calculée en utilisant la géométrie du canal et un coefficient de Manning-Strickler de 80 $m^{1/3}s^{-1}$. La condition limite aval imposée au canal est ici la somme de la hauteur Hv et du tirant d'eau critique pour le canal (les formules classiques de déversoir ne se sont pas révélées applicables dans ce contexte[1]).

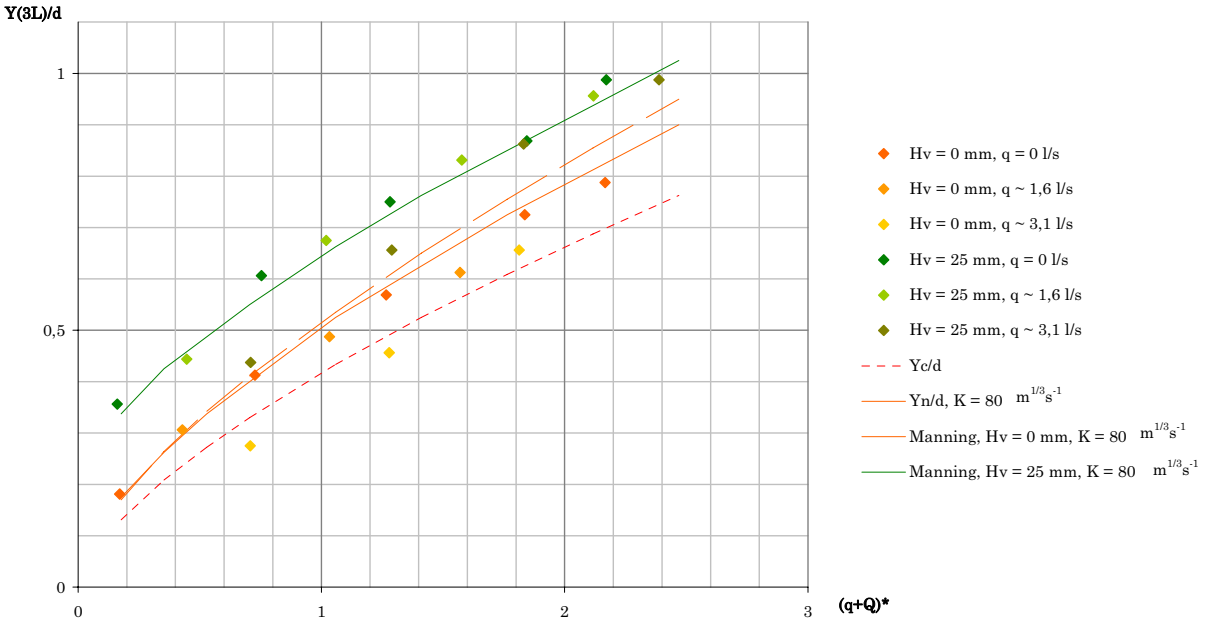


Figure 44 : relation entre le tirant d'eau en X_1 = 3L et le débit total, pour différentes hauteurs de déversoir. La couleur des points de données est modulée suivant la valeur de q. Les données pour q = 0 l/s sont comparées à des tirants d'eau issus de courbes de remous théoriques

On peut observer sur ce graphique que les forts débits de rejet (points de couleur orange clair d'une part, et brun-vert d'autre part) influencent l'écoulement jusqu'au point aval de la zone d'étude, en le rendant torrentiel dans deux cas. L'exploitation des données mesurées sera donc limitée aux rejets modérés vis-à-vis du débit du canal, et aux hauteurs de déversoir suffisamment importantes, ou discutées si des mesures de tirant d'eau aval ont été effectuées dans de telles conditions.

D'une manière générale, si le débit du rejet reste modéré, la branche aval de canal est assez correctement modélisée par les équations classiques de calcul de courbe de remous en régime permanent, et l'on peut considérer l'aval de la zone d'étude comme peu perturbé par la jonction à partir de H_v = 25 mm, et jusqu'à q = 2,0 l/s, soit q* = 0,35.

---

[1] Ce fait pourrait s'expliquer par des valeurs insuffisantes du nombre de Reynolds. Nous avons vu en 2.2.4.a que l'expérimentation ne se situait pas dans le cas d'un écoulement turbulent rugueux, et ne permet donc probablement pas d'appliquer les formules classiques de calcul de ligne d'eau. La répartition des profils de vitesses à l'approche du déversoir pourrait s'effectuer de manière bien plus stratifiée qu'en présence d'un lit très rugueux.

2.3 Conclusion du chapitre 2

Nous avons dans ce chapitre présenté deux types d'observations susceptibles d'étayer la connaissance de la loi de comportement recherchée pour le rejet du collecteur enterré au fossé d'assainissement : des observations de terrain effectuées sur un bassin versant agricole fortement drainé (photographie 4), et des observations en laboratoire sur un modèle réduit de jonction (planche 8), permettant de préciser le rôle des dimensions et paramètres caractéristiques du système, sur son comportement. Ce modèle réduit permet de s'affranchir de la complexité et de la difficulté d'acquisition des données, caractéristiques des situations rencontrées sur le terrain.

Les observations de terrain montrent le rôle important que joue le niveau de l'eau de l'émissaire, dans l'organisation des courbes de décharge, en fonction de la configuration du milieu (figure 23). Nous avons pu distinguer des cas de très faible influence, des cas au contraire d'influence forte, y compris pour de faibles débits. Entre les deux, l'influence du niveau de l'eau de l'émissaire prend une importance croissante, puis apparaît une limitation des débits au delà de la mise en charge.

Ces données de terrain montrent donc ce rôle particulier joué par le passage en charge du collecteur, qui s'accompagne, sans que la causalité soit montrée à ce stade, d'un plafonnement des débits. Cependant, la nature même des pressions mesurées sur le terrain, se révèle insuffisante à l'examen des écoulements dans des conditions comparables sur le modèle réduit.

Les observations sur modèle réduit nous apportent plus d'information sur les écoulements. D'un côté le comportement du rejet, dans la partie du canal expérimental, s'apparente bien au prolongement d'une surface libre classique de canal prismatique à l'aval, par les structures d'écoulement connues dans le cas de la jonction de canaux à surface libre, au niveau du rejet et vers l'amont. Nous retrouvons en particulier des zones de stagnation ou de recirculation, et une zone de contraction au niveau du rassemblement des deux écoulements. La possibilité pour l'eau du fossé de passer au dessus du rejet augmente toutefois l'éventail des structures d'écoulement observables.

Nous avons délimité une zone d'étude au voisinage du point de rejet, s'étendant à l'aval sur trois largeurs de canal, et à l'amont sur deux largeurs, aux limites de laquelle, sous réserve de modérer les débits de rejet, nous pouvons associer des conditions limites pour prolonger les branches du canal.

D'un autre côté, le mode d'écoulement dans la conduite, et la transition de la surface libre vers la pleine section, sont d'une complexité que le seul recueil des pressions ne peut expliquer.

Il ressort en effet des expérimentations que l'analyse visuelle de l'allure de la surface libre dans la conduite est essentielle. En outre, le rejet présente des allures différentes selon que l'air

peut ou non circuler dans la conduite. Cette condition sera très difficile à relier aux conditions réelles du terrain.

Ces observations, et un ensemble de données acquises sur le modèle de laboratoire, vont être utilisées dans le chapitre suivant pour étayer une approche de la loi de comportement du rejet, et investiguer le débit limite caractéristique de la mise en charge du collecteur, évoqué précédemment.

Chapitre 3 : Modèle d'interaction entre collecteur enterré et fossé à ciel ouvert

Nous allons dans ce chapitre exploiter les résultats expérimentaux présentés au chapitre 2 pour proposer une modélisation du processus d'interaction entre l'écoulement en conduite et l'écoulement en canal à ciel ouvert.

Nous discuterons dans une première partie les choix de modélisation qui se présentent à nous, en retenant une approche nodale, c'est à dire ne permettant pas la description précise des volumes d'eau en mouvement au sein même de la jonction.

Dans une deuxième partie, nous présenterons une explication simple des tendances observées sur les données de terrain, à partir de considérations géométriques, et d'un fonctionnement du fossé dicté par une loi de Manning-Strickler.

Dans une troisième partie, nous proposerons un modèle de la jonction tenant compte de l'apport de quantité de mouvement au fossé par le rejet du collecteur. Ce modèle permet notamment de préciser l'influence du rejet sur la ligne d'eau dans le fossé et sur la pression en débouché de collecteur.

Dans une quatrième et dernière partie, nous introduirons la possibilité pour l'écoulement dans le collecteur de se produire à surface libre ou à pleine section, ce qui peut avoir des conséquences importantes sur la dynamique du rejet et son évolution dans le temps.

3.1 Options de modélisation

Il existe plusieurs manières d'aborder la modélisation du système étudié. Au delà de l'observation du modèle physique, une modélisation à des fins d'ingénierie repose sur une description mono-dimensionnelle des branches en relation avec le domaine étudié. Pour la jonction proprement dite, recourir à une résolution numérique des équations de la mécanique des milieux continus est plus proche du processus réel. Mais cette méthode se heurte à l'existence d'écoulement mixte dans la conduite, complexe à modéliser. L'approche retenue ici se limite à une modélisation "nodale" de cette jonction, qui ne représente alors que les propriétés d'un point à l'intersection des branches de réseau. Après l'examen des conséquences de la correspondance géométrique entre les deux réseaux connectés, nous présentons cette modélisation résultant de bilans de masse et de quantité de mouvement. Elle inclut toutefois nécessairement une modélisation particulière de l'écoulement mixte pouvant se produire dans la conduite.

Au delà d'une modélisation physique telle que l'expérimentation "FoCol" décrite précédemment, la modélisation de l'interaction au point de rejet peut ressortir de deux types d'approche :

1/ le recours à des résolutions numériques des équations aux dérivées partielles, décrivant les lois locales de la mécanique des fluides appliquées en tout point du volume d'eau en mouvement,

2/ la formulation de modèles plus simples qui ne vont pas au delà de la description monodimensionnelle des branches se rejoignant, et réduisent le système à un simple "nœud" sans dimension.

Pour préciser la pertinence de l'une ou l'autre des approches, examinons des systèmes comparables ou apparentés d'un point de vue hydraulique (jonctions, passage surface libre - conduite en charge), qui en ont fait l'objet.

3.1.1 Modélisation du volume fluide

La première méthode consiste à modéliser l'ensemble du volume fluide en mouvement dans la jonction. Cette approche repose sur une résolution numérique, qui doit d'une part résoudre les équations de Navier-Stokes, en incorporant un modèle de turbulence, et d'autre part caractériser la position de la surface libre, lorsque celle-ci existe.

La résolution des équations de Navier-Stokes et l'adoption d'un modèle de turbulence valide sont des questions auxquelles répondent de multiples méthodes et outils numériques. Le choix du modèle de turbulence est crucial et varie selon les conditions d'écoulement, notamment en raison de l'existence d'une zone de séparation, ou d'une forte courbure. Cela concerne autant les écoulements à surface libre (Bradbrook *et al.*, 1998), que ceux en conduites en charge (Sierra-Espinosa *et al.*, 2000 ; Rumsey *et al.*, 2001).

Dans l'étude d'une bifurcation de conduite en charge, Sierra-Espinosa et al. (2000) montrent expérimentalement et numériquement le caractère dissymétrique de l'écoulement en amont de la jonction, dans la branche principale. Cette dissymétrie se produit en anticipation des zones de séparation présentes dans les deux branches, pour ce type de jonction. Une atténuation sensible de la turbulence est constatée, comme cela l'est également observé pour des conduites présentant une forte courbure. Il ressort de travaux sur l'effet de ces fortes courbures sur la turbulence que les modèles classiques de turbulence doivent être adaptés, et validés sur des données expérimentales précises, incluant les fluctuations de la vitesse (Sierra-Espinosa *et al.*, 2000 ; Rumsey *et al.*, 2001).

Les conditions limites aux entrées sont introduites sous formes de champs de vitesses et de paramètres caractéristique de la turbulence. Pour reconstituer les champs de vitesse induits par

le frottement sur de grandes longueurs de rivière ou de fossés, un champ de vitesses uniforme peut être introduit en amont d'une grande longueur de branche. Pour éviter un nombre de mailles de calcul trop important à l'intérieur même du modèle de jonction, le profil peut être déterminé à part sur un simple tronçon de canal, de grande longueur (Bradbrook *et al.*, 1998).

Les conditions limites aux parois sont classiquement définies localement, reliant la vitesse de l'eau à la vitesse de frottement (1.3.2.e page 55). Elles ne sont donc pas directement liées aux lois de frottement couramment utilisée à l'échelle de la conduite ou du canal entiers (1.3.2.c page 49). Là encore les relations donnant les caractéristiques de la turbulence aux parois est dépendante des conditions d'écoulement et peuvent être adaptées à l'existence d'une zone de séparation (Bradbrook *et al.*, 1998).

La définition de conditions limites pour la surface libre est plus délicate, selon que sa position est considérée ou non comme connue. Si la position est assimilée à une frontière rigide, c'est la pression en cette frontière qui en détermine une éventuelle surélévation (pression supérieure à 0) ou creusement (pression inférieure à 0) (Shettar et Murthy, 1996 ; Wang et Cheng, 2000). Cette simplification fausse le bilan massique et l'estimation des vitesses. Bradbrook et al. (1998 ; 2001) introduisent des mailles de surface poreuses, pour une estimation du flux réel dans une géométrie néanmoins fixe. Les vues de la surface libre telle qu'elle peut être observée dans le canal (planche 14), ou l'observation de pressions de l'eau parfois négatives sur la partie haute de la conduite, montrent que cette hypothèse simplificatrice serait probablement prise en défaut.

Une solution peut être de traiter l'écoulement comme un écoulement diphasique, notamment dans la partie du domaine en conduite. Des modèles susceptibles de simuler la surface libre dans le cas spécifique d'une conduite fermée circulaire (Meknassi *et al.*, 2000) ou rectangulaire (Nordsveen, 2001) existent, mais sont liés à des conditions limites pour une forme d'écoulement spécifique, et qui donnent une grande importance au flux de gaz. Ils sont difficiles d'application lorsque cette conduite n'est qu'une partie d'un domaine de géométrie complexe.

Pour étudier un écoulement diphasique dans un domaine plus général, il est possible d'envisager le recours à la résolution des équations de Navier-Stokes complétée par la méthode VOF[1] qui affecte à chaque maille du modèle une répartition entre les différentes phases en présence (ici eau et air). Combinée à un maillage adaptatif cette méthode pourrait se révéler appropriée (Jeong et Yang, 1998).

La modélisation reposant sur la résolution des équations de Navier-Stokes permet de représenter dans le détail les écoulements en jeu, et permet surtout une adaptation à d'autres géométries voisines de celle du cas étudié. L'ayant réalisée dans le cas de jonction de deux canaux

[1] Volume Of Fluid

à surface libre, Huang et al. (2002) ont montré, après une validation expérimentale d'une jonction à angle droit, l'influence de l'angle d'incidence du canal latéral. L'existence d'une zone de séparation par exemple (2.2.4.b page 111) n'est effective dans leur modèle que pour des angles de jonction Φ supérieurs à 30°. Ils montrent également que la rehausse du tirant d'eau amont du fait de la jonction s'atténue sensiblement à mesure que l'angle Φ diminue.

Bradbrook et al. (1998) ont étudié la confluence de deux canaux co-axiaux (Φ = 0°), et notamment les circulations secondaires induites par le raccordement des courants. Les différentes combinaisons de vitesses et de profondeur des branches ont montré l'importance de la discordance des lits entre deux bras de la jonction.

La difficulté de cette modélisation dans le cas présent réside en grande partie dans l'existence simultanée d'un écoulement mixte dans la conduite et d'une géométrie d'ensemble complexe.

Nous n'avons pas retenu l'approche par la résolution numérique des équations de Navier-Stokes pour trois raisons : la difficulté du traitement de la surface libre lorsqu'elle est très déformée ou au contact du haut de la conduite d'une part, et la complexité du choix des modèles de turbulence en présence de zones de l'écoulement particulières (forts tourbillons, zones de séparation), l'indisponibilité de méthodes de mesures précises du champ des vitesse (Anémométrie ou vélocimétrie Laser Doppler).

Une approche ultérieure de notre problème, en se donnant pour objectif une modélisation fine de l'écoulement de la masse fluide, peut être l'application d'une méthode de type Lattice-Boltzmann adatée au remplissage par le fluide d'un domaine, ce domaine pouvant être clos (Ginzburg et Steiner, 2003). Les avantages de cette méthode sont notamment l'absence de discrétisation des équations différentielles associées aux équations de conservation, l'exactitude de ces équations de conservation à l'échelle des quantités microscopiques prises en charge par l'équation d'évolution, l'absence de recours à une solution hypothétique initiale, et enfin l'accroissement linéaire de l'effort de calcul en fonction de le résolution spatiale. Des auteurs ont montré la possibilité d'application de cette méthode au remplissage par le fluide d'espaces confinés (Ginzburg et Steiner, 2003) et à la modélisation en 2 dimensions d'écoulements de faible profondeur (Ghidaoui et Gray, 2004).

3.1.2 Modélisation par bilan local

La seconde méthode introduit des simplifications qui font abstraction de l'extension du volume fluide et du détail des phénomènes qui s'y déroulent.

Les modèles qui introduisent le plus de simplifications répondent à des besoins d'ingénierie, et décrivent la jonction des trois branches de systèmes mono-dimensionnels en la réduisant à un point nodal sans dimension (Cunge *et al.*, 1980 ; Serre *et al.*, 1994 ; Hsu *et al.*, 1998a ; Hsu *et al.*,

1998b). Les relations entre les écoulements des trois branches résultent alors d'équations de bilan, accompagnées d'hypothèses proposées en ayant analysé en détail le comportement du système.

Dans tous les cas le bilan de masse s'applique : dans notre situation, le débit de la branche aval du fossé est la somme du débit amont Q du fossé et du débit q du collecteur, moins une éventuelle variation très locale de volume, se traduisant dans l'équation (25) page 59 par des variations de Z_{sl} et z_{sl}, soit en se référant à l'équation (35) page 62, de F_v, $\bar{Y}$ et $p_{0,m}$.

La simplification la plus poussée amène à considérer le niveau de l'eau ou la pression en hauteur de colonne d'eau, identique(s) pour les trois branches (Cunge *et al.*, 1980). La relation **(25)** peut alors par exemple être formulée de la manière suivante :

(48)
$$f_1(...) = (z_{sl,m} - Z_{sl,m})^2 + (z_{sl,m} - Z_{sl,v})^2 + (Z_{sl,m} - Z_{sl,v})^2$$

Cela revient à considérer Z_{sl} et z_{sl} (1.3.2.d page 52) comme des variables uniformes dans l'espace. Les caractéristiques des écoulements découlent alors directement du seul bilan de masse. Nous verrons en 3.2 page 135 que cette simple hypothèse permet d'expliquer certaines tendances des observations du terrain.

Une autre hypothèse simplificatrice peut être de réduire les conditions limites amont et aval à une seule dimension, et de supposer l'égalité de charges entre les trois branches de la jonction (Cunge *et al.*, 1980). L'équation (25) devient alors, en introduisant, outre les vitesses moyennes, les tirants d'eau plutôt que les cotes de la surface libre :

(49)
$$f_1(...) = (y_m + \alpha_m \frac{v_m^2}{2g} - (Y_m + A_m \frac{V_m^2}{2g}))^2 + (y_m + \alpha_m \frac{v_m^2}{2g} - (Y_v + A_v \frac{V_v^2}{2g}))^2 + (Y_m + A_m \frac{V_m^2}{2g} - (Y_v + A_v \frac{V_v^2}{2g}))^2$$

Il est alors nécessaire d'introduire les coefficients d'énergie α_m, A_m et A_v, découlant de profils de vitesse non uniformes.

Cette hypothèse d'égalité des charges apparaît lorsqu'on estime comme simultanément satisfaits à la jonction le bilan de masse et le bilan d'énergie.

Dans le cas le plus général, l'hypothèse d'égalité des charges entre les trois branches de la jonction peut se révéler invalide car la jonction de deux écoulements engendre une perte de charge singulière (Serre *et al.*, 1994 ; Hsu *et al.*, 1998a).

Le système doit toutefois satisfaire en priorité l'équilibre d'un troisième bilan : celui des forces et de la variation de quantité de mouvement entre l'entrée et la sortie du système. Cette variation de quantité de mouvement résulte d'une part de la modification éventuelle des modules des vitesses moyennes, et d'autre part de la modification de la direction des écoulements.

Lorsque ce bilan est satisfait, le bilan d'énergie doit comporter un terme de perte de charge, du à la dissipation de l'énergie par les phénomènes de turbulence et de frottement (Serre *et al.*, 1994 ; Ramamurthy et Zhu, 1997 ; Hsu *et al.*, 1998a ; Hsu *et al.*, 1998b). L'observation visuelle des formes d'écoulement, remous et ressauts éventuels, observables sur l'expérimentation "FoCol", incitent à prévoir effectivement une absence de conservation de l'énergie entre l'amont et l'aval de la jonction.

Compte tenu de l'utilisation prévue des résultats de l'expérimentation, à savoir la modélisation à des fins d'ingénierie des réseaux d'assainissement agricole et de drainage par tuyaux enterrés, une approche mono-dimensionnelle de la formulation du problème est privilégiée, pour laquelle certaines grandeurs définies auparavant sont déjà adaptées. Le système sera alors étudié autour des variables intégrées sur chaque section droite, dépendantes de la position de cette section sur l'axe de la conduite, ou sur l'axe du canal.

Nous nous attacherons donc ici à construire en priorité un modèle "nodal" du système, en nous limitant à l'application de bilans de masse et de quantité de mouvement. Pour tenir compte du cas spécifique de la conduite, et de ses trois modes d'écoulement, à surface libre, à pleine section, ou mixte, la modélisation des écoulements mixtes doit pouvoir se traduire dans la description du processus, en définissant par exemple plusieurs états pour ce point nodal.

3.2 Conséquences des caractéristiques géométriques du système et de lois simples

---

Les observations de terrain montrent qu'une modification des conditions d'écoulement dans le fossé transforme les relations entre les variables hydro-dynamiques, au niveau du débouché du collecteur : augmentation de la vitesse moyenne du rejet, décroissance de celle-ci en fonction du tirant d'eau, lorsque le fossé est approfondi. Au voisinage de la mise en charge, certaines de ces transformations sont expliquées par des caractéristiques géométriques du rejet, et la facilité d'écoulement dans le fossé. Le calcul des variables hydrodynamiques est effectué en faisant varier la hauteur du rejet, et en faisant deux hypothèses classiques pour l'aménageur : l'écoulement dans le fossé est uniforme, et la surface de l'eau n'est pas déformée au passage du point de rejet. Le débit de chaque branche de la jonction est en outre supposé proportionnel à la superficie desservie. Ce modèle simple traduit bien les observations, en deçà d'une limite pour le débit, à partir du moment où la conduite s'écoule à pleine section.

En examinant les variations relatives d'un certain nombre de grandeurs hydro-dynamiques (débit, vitesse moyenne, hauteur relative, nombre de Froude -étendu aux conduites en charge-, nombre d'Euler) mesurées au niveau du rejet, aux points de mesure "PZ1" et "PZ5", on observe des relations locales qui semblent suivre des tendances régulières (2.1.3.b page 80).

En outre, ces relations dépendent manifestement, dans le cas de "PZ1", situé en tête de bassin, de l'état de l'émissaire à l'aval immédiat. Ce dernier a en effet subi des approfondissements successifs, et la suppression d'une buse de franchissement (point "PZ2"). Ces modifications touchent ainsi à la géométrie du point de rejet, et au comportement hydraulique de l'émissaire.

Nous voulons montrer dans cette partie, en se limitant au cas d'un rejet en régime fluvial, dans quelle mesure la géométrie de la jonction et l'encombrement du fossé peuvent expliquer ces observations, en se limitant à des hypothèses très simplificatrices. Les observations qui ne correspondent pas à ces explications pourront ainsi être identifiées, et reliées à d'autres phénomènes, comme notamment le passage à l'écoulement à pleine section.

3.2.1 Ecriture des équations

Nous introduisons les hypothèses simplificatrices suivantes :

1/ **la surface libre de l'eau est horizontale** : elle ne présente pas de différences de cote entre les trois branches de la jonction aux limites amont et aval du domaine d'écoulement,

2/ l'écoulement dans le collecteur est fluvial, ce qui garantit que le niveau de l'eau dans le collecteur peut être imposé par celui dans le fossé,

3/ le niveau de la surface libre dans le fossé est régi par une loi de Manning-Strickler, appliqué à une section rectangulaire,

4/ le débit du rejet est à tout moment proportionnel au débit du fossé.

La relation de proportionnalité entre les débits du collecteur et du fossé, qui constitue l'hypothèse 4, a une origine hydrologique. Elle traduit l'hypothèse simplificatrice de proportionnalité des apports à la superficie drainée. On suppose ainsi qu'à tout instant au cours d'un épisode de crue, le débit spécifique ne dépend ni de la superficie, ni de la nature, du bassin qui produit un écoulement en un point donné. Cette hypothèse est abusive si les origines de l'eau sont différentes, ou si les dynamiques des deux bassins sont très différentes. Nous considérons néanmoins ici que nous pouvons la faire, notamment parce que les eaux proviennent quasiment exclusivement de réseaux de drainage, et parce que les superficies desservies ne sont pas disproportionnées.

Nous nous appuyons ici sur le cas de "PZ1". Nous noterons les superficies des zones d'alimentation SD1 pour "PZ1", SD1bis pour l'autre collecteur alimentant le fossé, "PZ1bis" (voir la dénomination et la localisation des collecteurs en 2.1.1 page 68).

Nous nous intéressons au tirant d'eau dans le fossé et le collecteur, au niveau de son débouché. Le tirant d'eau dans le fossé est donc évalué en $X_1 = 0$. Dans le collecteur, il est évalué en $X_2 = 0$. Nous faisons ici abstraction de l'angle entre les axes du collecteur et du fossé, en pratique proche de 0.

L'hypothèse 1 se traduit par (on note ici Y(0) sous la forme Y, et y(0), sous la forme y) [1] :

$$\frac{y}{d} = \frac{Y - H}{d} \tag{50}$$

L'hypothèse 3 s'écrit :

$$Q(Y) = KS(Y)Rh(Y)^{2/3}I^{1/2} \tag{51}$$

L'hypothèse 4 s'écrit, en considérant que les deux collecteurs sont les seuls apports d'eau au fossé :

[1] la pente du fossé est ici supposée faible : H n'est théoriquement pas mesurée dans le plan d'une section droite mais dans un plan vertical.

$$q(y) = Q(H+y)\frac{SD1}{SD1+SD1bis} \tag{52}$$

Nous pouvons déduire de ces équations les expressions de plusieurs grandeurs hydrodynamiques en fonction du tirant d'eau relatif y/d. Ces grandeurs pourront être comparées aux observations de terrain :

$$q^*(y/d) = \left(\frac{1}{\sqrt{gd^5}}\right)\frac{KLI^{1/2}SD1(H+y)\left(\frac{L(H+y)}{L+2(H+y)}\right)^{2/3}}{SD1+SD1bis} \tag{53}$$

$$v(y/d) = \begin{cases} \dfrac{4KLI^{1/2}SD1(H+y)\left(\frac{L(H+y)}{L+2(H+y)}\right)^{2/3}}{(SD1+SD1bis)\left(2\sqrt{y(d-y)}(2y-d)+\text{ArcCos}(1-2y/d)\right)} & \text{si } y \le d \\ \dfrac{4KLI^{1/2}SD1(H+y)\left(\frac{L(H+y)}{L+2(H+y)}\right)^{2/3}}{\pi d^2(SD1+SD1bis)} & \text{si } y > d \end{cases} \tag{54}$$

En application de **(19)** page 57, le nombre de Froude étendu s'écrit :

$$FE(y/d) = \begin{cases} \dfrac{KLI^{1/2}SD1(H+y)\left(\frac{L(H+y)}{L+2(H+y)}\right)^{2/3}}{(SD1+SD1bis)\sqrt{gdy^4}} & \text{si } y \le d \\ \dfrac{KLI^{1/2}SD1(H+y)\left(\frac{L(H+y)}{L+2(H+y)}\right)^{2/3}}{\sqrt{gd^5}} & \text{si } y > d \end{cases} \tag{55}$$

En application de **(21)** et **(22)** page 58, et de (54), le nombre d'Euler s'écrit :

$$Eu_{cd}(y/d) = \begin{cases} \dfrac{gd^4(SD1+SD1bis)^2y\left(2\sqrt{\frac{y(d-y)}{d^2}}\left(2\frac{y}{d}-1\right)+\text{ArcCos}\left(1-2\frac{y}{d}\right)\right)^2}{16IK^2L^2SD1^2(H+y)^2\left(\frac{L(H+y)}{2H+L+2y}\right)^{4/3}} & \text{si } y \le d \\ \dfrac{\pi gd^4(SD1+SD1bis)^2y}{16IK^2L^2SD1^2(H+y)^2\left(\frac{L(H+y)}{2H+L+2y}\right)^{4/3}} & \text{si } y > d \end{cases} \tag{56}$$

A partir de ces relations, nous allons confronter leur résultats aux courbes montrant la relation entre ces grandeurs hydrodynamiques et le tirant d'eau apparent mesuré sur le terrain, au point "PZ1", afin d'expliquer l'origine de certains aspects du comportement du rejet.

3.2.2 Résultats, comparaison aux données de terrain

Sur les graphes 45 à 47 qui reprennent les grandeurs hydrodynamiques précédentes, les observations au point "PZ1" ont été complétées par des abaques établies à partir de deux valeurs de K différentes. Pour chaque graphe, les abaques sont respectivement tracées à partir des équations (53), (55) en ce qui concerne les deux premiers. Le tracé du troisième graphe est paramétrique, déduit de (55) et (56).

Pour chacune de ces valeurs de K, 3 valeurs de H régulièrement réparties de part et d'autre de 0 (trois positives, trois négatives) sont utilisées.

La valeur réelle du tirant d'eau y n'est pas mesurée. La méthode du bulle à bulle (2.1.2.b page 73) fournit une pression. Nous assimilons ici le tirant d'eau à la pression mesurée, convertie en hauteur de colonne d'eau. Nous montrerons en 3.4.2 que procéder ainsi aboutit à commettre une erreur sur l'état réel de l'écoulement dans le collecteur sur une plage de pressions proches du passage en charge. Les conséquences de cette erreur sont faibles sur l'estimation des tirants d'eau réels, nous verrons qu'elles sont importantes pour la dynamique du rejet du collecteur.

La pente et la largeur moyennes du fossé ont été fixées à partir des levés topographiques. Dans le cas particulier de "PZ1", situé en tête de fossé, la pente du fossé est établie à partir de son cours aval uniquement. Ainsi, I est estimée à 0,002[1] (voir 1.3.2.b page 43).

La géométrie du fossé au point "PZ1" est complexe, comme nous l'avons présenté en 2.1.1.a page 67. Ce sont les levers topographiques effectués sur plusieurs dizaines de mètres de fossé à l'aval qui ont permis d'en évaluer la largeur. Avec cette méthode, L est estimée à 1 m.

Les combinaisons de valeurs utilisées pour tracer les abaques sont les suivantes :

K ($m^{1/3}s^{-1}$)	25							35						
H (cm)	-30	-20	-10	0	10	20	30	-30	-20	-10	0	10	20	30

[1] 0,6 m de dénivelée pour 300 m de cours de fossé

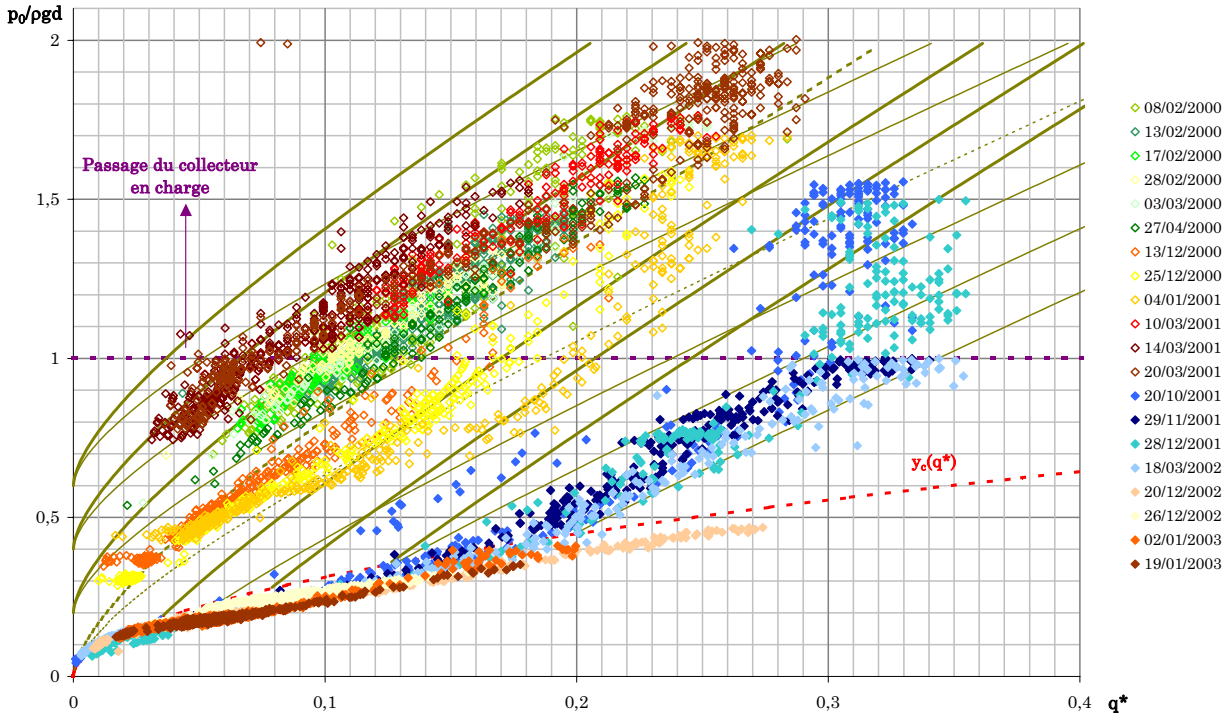


Figure 45 : Pression d'eau relative au débouché du collecteur, en fonction du débit adimensionnel, pour 20 épisodes de crue en "PZ1" (tête de bassin), tracé des abaques du modèle simplifié.
Abaques en pointillé : H = 0 ; ΔH = 10 cm entre deux abaques pour un même K, abaques fines : K = 35 $m^{1/3}/s$, abaques épaisses : K = 25 $m^{1/3}/s$.

Les abaques sont en pointillés pour une dénivelée H nulle. Les plus épaisses correspondent au coefficient de Manning-Strickler le plus élevé. La courbe pointillée rouge correspond à la limite entre le régime fluvial et le régime torrentiel (F = 1, FE ≅ 1). La courbe en pointillés violets correspond au passage en charge ($p_0/\rho gd = 1$)

D'autres graphes montrent la bonne concordance entre le modèle simplifié et les observations. Le nombre de Froude étendu en fonction du nombre d'Euler ne conduit pas à des abaques facilement discernables, il est en revanche un indicateur très sensible aux changements d'état du fossé, comme le montre la figure 47. Tous les épisodes antérieurs à l'automne 2001 s'appuient sur la branche de droite de la droite de tendance générale en échelle logarithmique, les épisodes postérieurs s'appuient sur la branche de gauche.

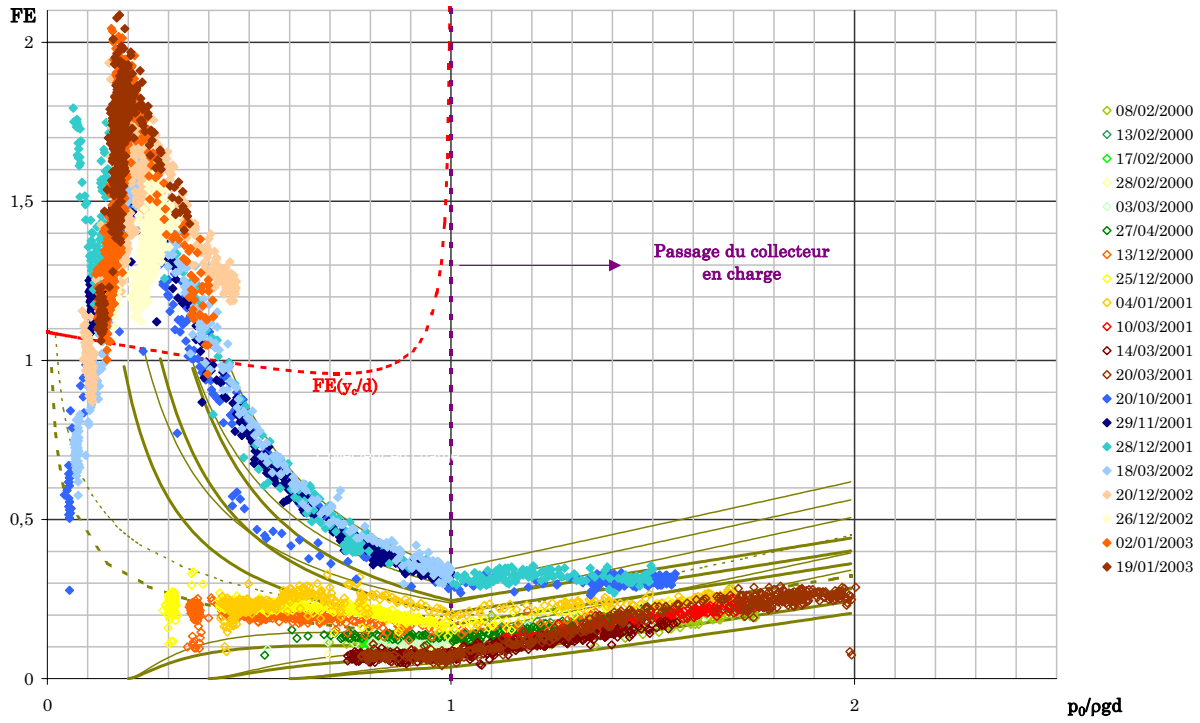


Figure 46 : Nombre de Froude étendu en fonction de la pression relative, mesuré pour 20 épisodes de crue en "PZ1" (tête de bassin), tracé des abaques du modèle simplifié.
Abaques en pointillé : H = 0 ; ΔH = 10 cm entre deux abaques pour un même K, abaques fines : K = 35 $m^{1/3}/s$, abaques épaisses : K = 25 $m^{1/3}/s$.

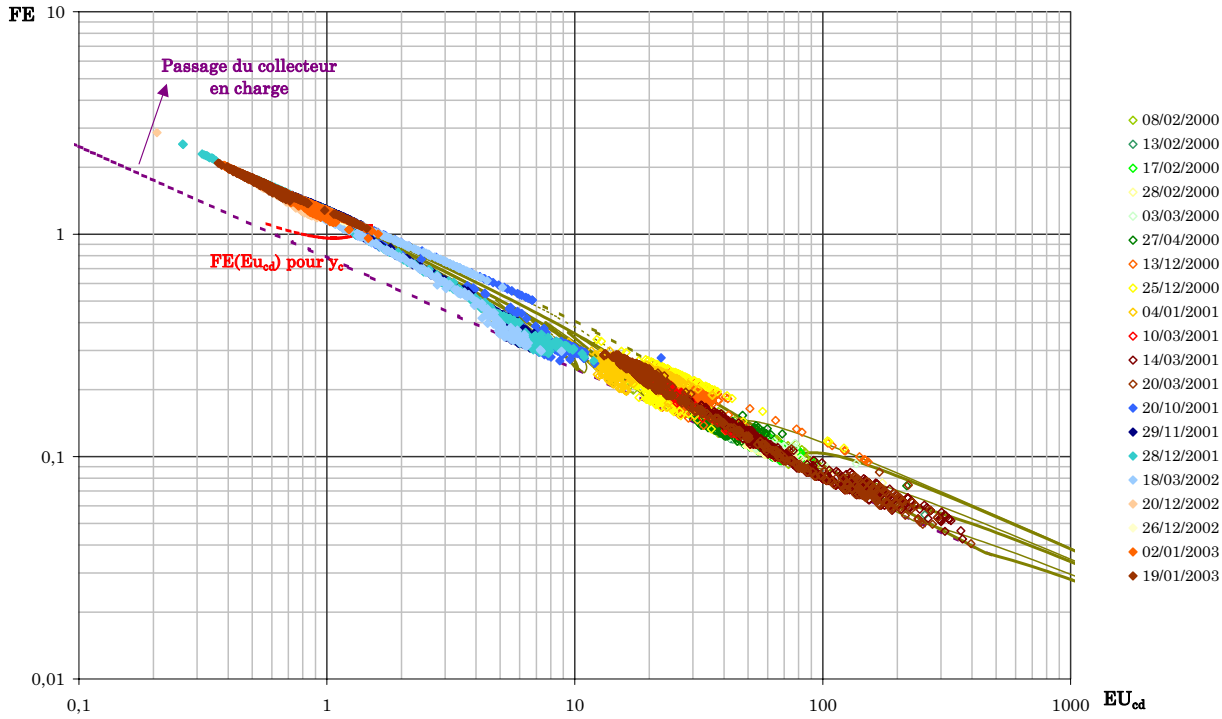


Figure 47 : Nombre de Froude étendu en fonction du nombre d'Euler, pour 20 épisodes de crue en "PZ1" (tête de bassin), tracé des abaques du modèle simplifié.
Abaques en pointillé : H = 0 ; ΔH = 10 cm entre deux abaques pour un même K, abaques fines : K = 35 $m^{1/3}/s$, abaques épaisses : K = 25 $m^{1/3}/s$.

Les valeurs de H permettant le calage (-30 à -10 cm pour le fossé encombré, et 30 cm pour le fossé approfondi), correspondent à une variation totale de profondeur de 40 à 60 cm. Les levers topographiques montrent que l'approfondissement du fossé, est de 55 cm entre le niveau de la bosse observée en 2000 ($H < 0$) et son niveau général en 2002, et de 20-25 cm, réparti d'une manière plus uniforme entre 2001 et 2002 (voir figure 13 page 71).

De la figure 45 nous pouvons déduire que les tendances présentées en figure 23 page 83 sont assez bien expliquées par le simple raccordement des géométries (branches A, B et D de la figure 23), avec des hypothèses simples sur la surface de l'eau et l'écoulement dans le fossé. La géométrie et la hauteur de rejet en particulier, explique notamment la séparation entre les branches A et B.

En revanche, un phénomène de limitation des débits au delà de la mise en charge est également révélé par la figure 45.

Au passage à un écoulement en charge, le débit du collecteur "PZ1bis" continue d'augmenter, occasionnant la poursuite de la hausse du niveau de l'eau. Les points bleus auraient dû s'aligner sur les segments croissants avec les hauteurs, mais le débit du collecteur "PZ1" n'augmente plus. C'est l'étude du passage à pleine section de l'écoulement en conduite qui nous apportera des explications complémentaires.

3.3 Modélisation tenant compte du bilan de quantité de mouvement

L'expérimentation en laboratoire montre qu'un rejet au débit suffisamment élevé est susceptible de déformer la surface de l'eau au voisinage du débouché de la conduite, et d'induire une modification des tirants d'eau vers l'amont. L'hypothèse simplificatrice précédente n'est plus valable. Pour estimer cette modification des tirants d'eau, un bilan des quantités de mouvement est calculé, en tenant compte de la pente du canal, des frottements sur les parois, et d'un angle d'incidence du rejet différent de l'angle de jonction. Cet angle est déduit des mesures de pression dans la conduite. Le modèle donne des prédictions satisfaisantes, en restant peu sensible aux paramètres introduits, à l'exception de la pente. Reprenant des connaissances tirées de l'étude des jonctions à surface libre, le modèle ne peut pas suffisamment bien rendre compte de la transition vers un écoulement à pleine section dans la conduite.

L'hypothèse d'une surface de l'eau horizontale et non déformée, telle que nous l'avons posée dans le raisonnement précédent, ne convient pas à toutes les conditions de rejet. Les observations sur modèle réduit hydraulique montrent une différence, parfois sensible, entre les niveaux d'eau à l'aval et à l'amont de la jonction. Cette différence s'explique notamment par l'écoulement dans le canal de deux débits différents entre l'amont et l'aval de la conduite, donc des flux de quantité de mouvement également différents. En outre, en raison du frottement sur le lit du fossé, une surface de l'eau même presque plane peut ne pas être horizontale.

Nous nous intéressons ici à un écoulement en régime permanent. Nous supposons les écoulements fluviaux dans le canal et la conduite.

Nous nous plaçons dans la suite dans le cas $\Phi = 90°$.

3.3.1 Ecriture des équations

L'étude mono-dimensionnelle des jonctions repose en général sur trois bilans : les conservations de la masse, de la quantité de mouvement, et de l'énergie (Hager, 1987 ; Hager, 1989 ; Gurram *et al.*, 1997 ; Hsu *et al.*, 1998a ; Hsu *et al.*, 1998b).

Reprenant les conventions de Hsu et al. (1998b), le domaine contenant l'écoulement est borné par des sections de contrôle, qui ont été positionnées pour l'ensemble des calculs aux abscisses suivantes : $X_1 = -2L$ pour BCC'B' (amont de la jonction pour le canal), $X_1 = 3L$ pour CDD'C' (aval de la jonction pour le canal). Nous avons par ailleurs fixé $X_2 = 10d$ pour l'amont de la jonction pour la conduite (cercle de diamètre GH sur la figure 9).

Dans ce domaine, nous avons vérifié au cours des expérimentations que nous nous situions au delà des zones très perturbées caractéristiques des modes d'écoulement avec dépression aval (planche 14 d et e, page 115)

Le bilan de masse s'écrit simplement en régime permanent, en identifiant au débit sortant la somme des débits entrant dans le système (nous nous appuierons sur les notations de la partie "Description géométrique").

(57) $$Q(3L) = Q(-2L) + q(10d) = Q + q$$

En tenant compte de ce bilan de masse, nous établissons un bilan de quantité de mouvement, projeté sur les axes $(O, \vec{i}_1)$ et $(O, \vec{i}_2)$, appliqué au volume d'eau en mouvement.

Le tronçon de canal est assimilé à deux blocs amont et aval de longueurs respectives 2L et 3L, à la surface sensiblement horizontale mais à des niveaux différents. Entre ces deux blocs la jonction opère une transition sur une longueur considérée comme faible, et que nous ne détaillerons pas (figure 48).

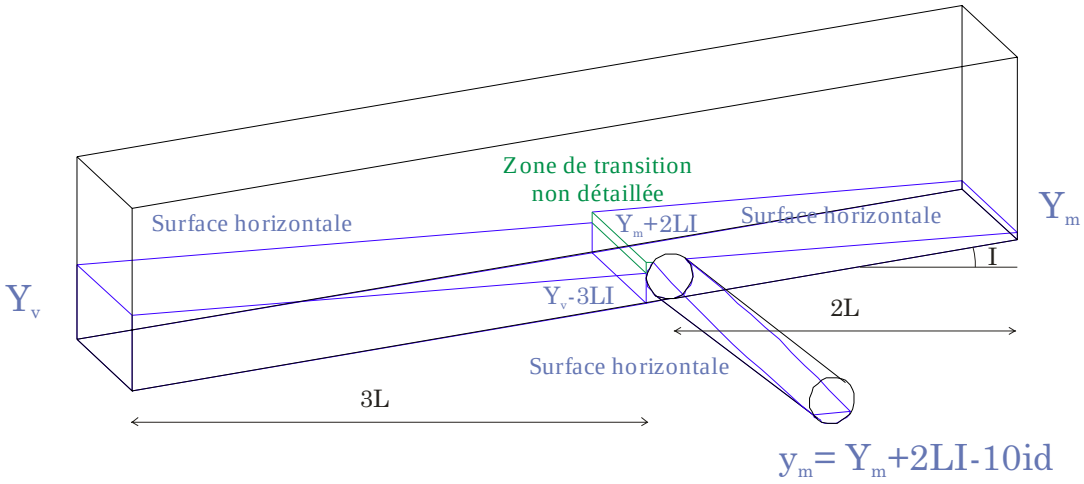


Figure 48 : schéma de principe des hypothèses simplificatrices pour positionner la surface de l'eau

Le choix de ce découpage en deux sous-volumes de surface horizontale, repose sur l'observation de telles surfaces, en amont comme en aval de la jonction, dans la majorité des cas pour lesquels le débit de la conduite n'est pas prépondérant, ni le tirant d'eau trop faible. Les levers topographiques de la surface libre qui ont été réalisés sur le modèle réduit "FoCol" montrent bien ces zones quasiment horizontales (figures 39 et 40). Les deux modes d'écoulement respectant quasiment entièrement cette hypothèse simplificatrice sont l'écoulement à jonction noyée et l'écoulement en franchissement de seuil (planche 14 b et c page 115 , figure 36 b et c page 117).

Cette hypothèse convient parce que le tirant d'eau normal du canal est faible par rapport aux tirants d'eau imposés généralement lors des expériences. En outre, le nombre de Reynolds est bien plus faible que dans la réalité (voir 2.2.1 et 2.2.4.a). Dans un cas qui présenterait un coefficient de Manning Strickler ou une pente plus faibles, ou un nombre de Reynolds plus élevé, il pourrait être nécessaire de supposer la surface de l'eau parallèle au fond.

Q (l/s)	Q*	Y_n (cm)	Y_n/d	Y_c (cm)	Y_c/d
1	0,18	1,36	0,17	1,05	0,13
2	0,35	2,11	0,26	1,67	0,21
4	0,71	3,29	0,41	2,64	0,33
6	1,06	4,28	0,54	3,47	0,43
8	1,41	5,20	0,65	4,20	0,53
10	1,76	6,04	0,76	4,87	0,61
12	2,12	6,84	0,86	5,50	0,69

Tableau 8 : tirants d'eau normal et critique dans le canal, rapportés au diamètre d de la conduite, pour différentes valeurs de Q, un coefficient de Manning-Strickler de 80 $m^{1/3}/s$ (1.3.2.c page 49), et une pente de 0,00324 (définition en 1.3.2.b page 43, calcul en 2.2.3.a page 104)

Les moyennes temporelles des vitesses aux extrémités du volume d'écoulement sont supposées parallèles entre elles. Leur profil est supposé pouvoir être traduit dans l'expression de la quantité de mouvement totale sur la section, par un coefficient correcteur *B*.

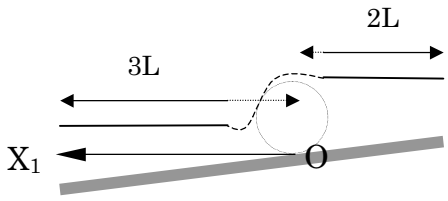


Figure 49 : représentation schématique en coupe suivant (O, $\vec{i}_1$) du volume de canal auquel s'applique le bilan de quantité de mouvement

Le tronçon de conduite est supposé présenter lui aussi une surface plane en dehors du voisinage de la jonction, lorsque l'écoulement est à surface libre. Nous supposons à ce stade que le profil des vitesses à l'amont du volume de contrôle est également suffisamment régulier pour introduire un coefficient correcteur β. La figure 38 page 121 et la planche 15 page 120 montrent que cette hypothèse est très grossière, et cela sera confirmé en 3.4.2 page 175 : la surface libre et le profil des vitesses peuvent présenter de fortes irrégularités au voisinage du passage à pleine section.

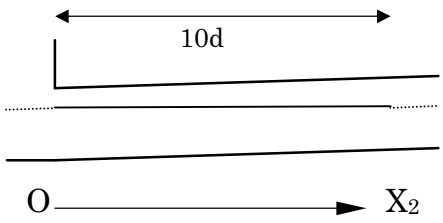


Figure 50 : représentation schématique en coupe suivant (O, $\vec{i}_2$) du volume de conduite auquel s'applique le bilan de quantité de mouvement

Nous écrivons en premier lieu la projection du bilan de quantité de mouvement sur l'axe $(O, \vec{i}_1)$.

Nous incluons dans le bilan des forces :

1/ la pression exercée par le fond du canal, en réaction au poids du volume d'eau (figure 51).

2/ les forces de frottement sur les parois du canal. Ces forces de frottement sont évaluées à partir d'une formule de Manning-Strickler. Toutefois, la simplification géométrique précédente du volume d'eau ne conduit pas à une forme simple de la force de frottement globale.

La forme retenue est un volume d'eau à l'aval de la jonction de tirant d'eau uniforme Y(3L), s'écoulant avec le débit Q+q, et de superficie de contact 3L(L+2Y(3L)). Une deuxième partie du volume à l'amont de la jonction est de tirant d'eau uniforme Y(-2L), s'écoulant avec un débit Q, et de superficie de contact 2L(L+2Y(-2L)).

L'expression retenue ici pour la force de frottement, compte tenu de ces hypothèses, est donc :

(58) $$T_0(Q,Y) = \rho g R_h(Y) J(Q,Y)$$

avec

(59) $$J(Q,Y) = \frac{Q^2}{K^2 (LY)^2 R_h(Y)^{4/3}}$$

Les forces de frottement non estimées *a priori*, qui s'exercent sur le fond et les parois verticales, notamment en vis-à-vis du rejet, peuvent toutefois être négligées à tort, car les vitesses d'écoulement peuvent être localement élevées. Une généralisation des résultats du modèle validés plus loin doit donc être prudente, notamment si le lit du fossé est très rugueux au droit du rejet.

3/ les forces de pression exercées par les volumes d'eau à l'amont et à l'aval du volume d'écoulement (figure 51). Le calcul de la résultante de pression hydrostatique pour une section rectangulaire est classique (Carlier, 1972). L'hypothèse d'écoulements aux vitesses parallèles entre elles aux frontières du domaine d'écoulement est ici nécessaire pour appliquer ce calcul.

Les flux de quantité de mouvement sont d'une part les flux entrant et sortant du canal, et d'autre part une composante suivant $(O, \vec{i}_1)$ du flux sortant de la conduite, caractérisée par un angle moyen de déviation δ à l'entrée dans le canal. Définie par un certain nombre d'auteurs pour la jonction de canaux à surface libre ou de conduites en charge (Gurram *et al.*, 1997 ; Ramamurthy et Zhu, 1997 ; Hsu *et al.*, 1998a ; Hsu *et al.*, 1998b), nous reprenons cette notion pour une application à des écoulement mixtes.

Sur les schémas ci-dessous, les résultantes des forces de pression sont figurées sur le premier graphique, les flux de quantités de mouvement sur le second, avant leur projection.

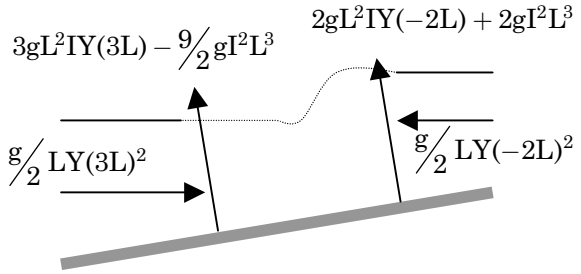


Figure 51 : forces de pression exercées sur le volume en mouvement dans le canal

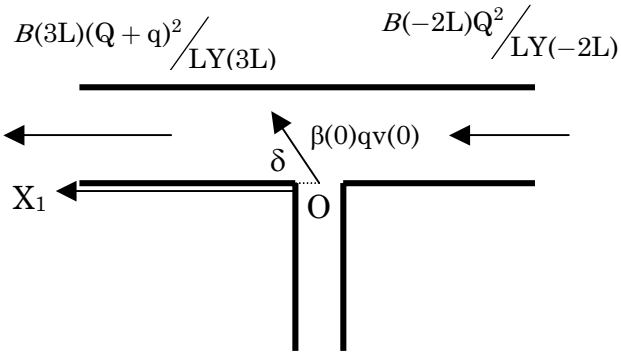


Figure 52 : flux de quantité de mouvement entrant et sortant du volume d'eau en mouvement dans le canal

La projection suivant $(O, \vec{i}_1)$ du bilan de quantité de mouvement s'écrit finalement :

$$\begin{aligned} &\tfrac{g}{2}LY(-2L)^2 + B(-2L)Q^2/LY(-2L) + \beta(0)qv(0)Cos(\delta) + 3gL^2IY(3L) + 2gL^2IY(-2L)) - \tfrac{5}{2}gI^2L^3 \\ &= \tfrac{g}{2}LY(3L)^2 + B(3L)(Q+q)^2/LY(3L) \\ &+3L(L+2Y(3L))\tfrac{1}{\rho}T_0(Q+q, Y(3L)) + 2L(L+2Y(-2L))\tfrac{1}{\rho}T_0(Q, Y(-2L)) \end{aligned} \quad (60)$$

Dans l'équation (60), nous avons introduit les coefficients correcteurs de la quantité de mouvement pour une section droite : $B(-2L)$, $B(3L)$ pour le canal, $\beta(0)$ pour la conduite.

Nous écrivons en second lieu la projection du bilan de quantité de mouvement sur l'axe $(O, \vec{i}_2)$.

Nous n'incluons ici dans le bilan que les forces de pression exercés par les volumes d'eau à l'amont et à l'aval du volume d'écoulement. Le calcul de la résultante de pression hydrostatique pour une section circulaire aboutit au résultat porté sur la figure 54, comme cela a également été établi par Smith (1962). L'hypothèse d'écoulements aux vitesses parallèles entre elles aux frontières du domaine d'écoulement est également ici nécessaire pour appliquer ce calcul.

Les expériences réalisées avec le modèle réduit "FoCol" montrent que lorsque la surface libre est clairement visible dans la conduite, et lorsque le tirant d'eau est compris entre 0,5 d et environ 0,8 d, le profil en long des pressions est quasiment horizontal (figure 43 page 125). Si le débit augmente, le tirant d'eau se rapproche de d, et la surface est trop complexe pour être modélisée ainsi, y compris en s'éloignant de la jonction vers l'amont de la conduite. On suppose donc que la surface de l'eau dans la conduite est un plan horizontal, jusqu'à atteindre le haut de la section droite.

Introduisons pour caractériser la position de la surface de l'eau dans la conduite, la variable angulaire θ représentative du niveau de l'eau ans la conduite. Cet angle est défini entre le rayon qui joint le centre de la section au point de contact de la conduite avec la surface libre, et le rayon vertical descendant.

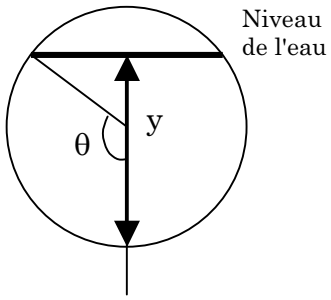


Figure 53 : schéma de correspondance entre l'angle θ et le tirant d'eau y

On peut alors écrire lorsque l'écoulement en conduite est à surface libre (y<d) :

(61) $$\theta = \pi - 2\mathrm{ArcCos}(\sqrt{\frac{y}{d}})$$

Le tirant d'eau est étendu à la pression en hauteur de colonne d'eau lorsque la conduite est en charge. Dans ce cas on utilise :

(62) $$\theta = \pi$$

Les deux équations précédentes peuvent être regroupées dans la formulation suivante, somme de deux fonctions échelon unitaires (la fonction échelon unitaire est notée u(x). u(x) = 0 si x<0, u(x) = 1 si x ≥ 0) :

(63) $$\theta = (1 - u(y - d))(\pi - 2\mathrm{ArcCos}(\sqrt{\frac{y}{d}})) + u(y - d)\pi$$

Sur les schémas ci-dessous, les résultantes des forces de pression sont à nouveau figurées sur le premier graphique, les flux de quantités de mouvement sur le second, avant leur projection.

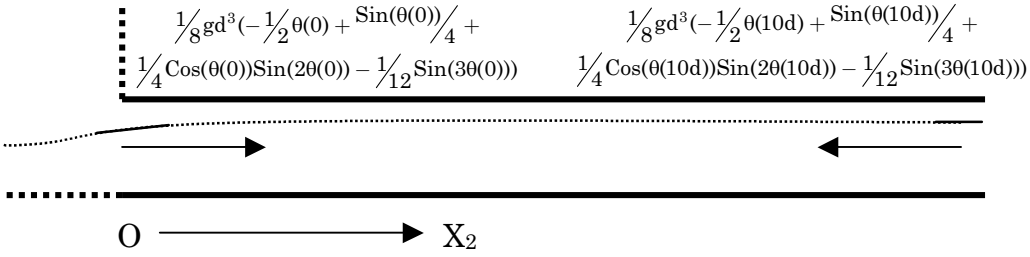


Figure 54 : forces de pression exercées sur le volume en mouvement dans la conduite, par les volumes d' aval et amont

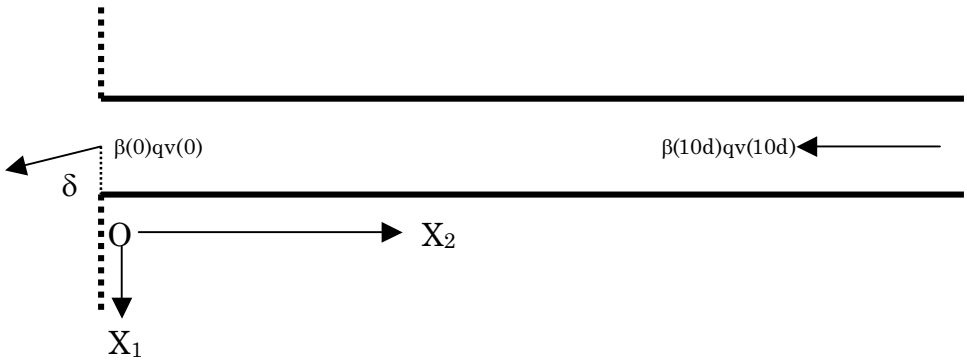


Figure 55 : flux de quantité de mouvement entrant et sortant du volume d'eau en mouvement dans la conduite

La projection suivant $(O, \vec{i}_2)$ du bilan de quantité de mouvement s'écrit finalement, avec la convention de (63) :

$$\begin{aligned}&\tfrac{1}{8}gd^3\left(-\tfrac{1}{2}\theta(10d)+\tfrac{\mathrm{Sin}(\theta(10d))}{4}+\tfrac{1}{4}\mathrm{Cos}(\theta(10d))\mathrm{Sin}(2\theta(10d))-\tfrac{1}{12}\mathrm{Sin}(3\theta(10d))\right)\\&\qquad+\tfrac{4\beta(10d)q^2}{d^2(\theta(10d)-\mathrm{Sin}(\theta(10d))\mathrm{Cos}(\theta(10d)))}\\&\qquad=\\&\tfrac{1}{8}gd^3\left(-\tfrac{1}{2}\theta(0)+\tfrac{\mathrm{Sin}(\theta(0))}{4}+\tfrac{1}{4}\mathrm{Cos}(\theta(0))\mathrm{Sin}(2\theta(0))-\tfrac{1}{12}\mathrm{Sin}(3\theta(0))\right)\\&\qquad+\beta(0)qv(0)\mathrm{Sin}(\delta)\end{aligned} \tag{64}$$

Dans l'étude d'une jonction de deux canaux à surface libre, Hsu et al. (1998b) introduisent une constante C_t, qui serait définie par, en respectant l'analogie :

$$y(0) = C_t y(10d) \tag{65}$$

Cette constante Ct correspond à une légère contraction (Ct < 1) de l'écoulement, observée expérimentalement par Hsu et al. (1998b). Cette constante est sensiblement proche de 1, et n'était pas prise en compte précédemment dans les travaux de Ramamurthy et al. (1988).

Dans notre modèle nous nous tenons en première approximation à des tirants d'eau vérifiant les hypothèses géométriques formulées en préalable (figure 48 page 143) : la surface dans le canal est découpée en deux plans horizontaux, la surface dans la conduite est horizontale. Nous supposons en outre que le niveau de la surface de l'eau au débouché de la conduite est le même que celui de la partie de surface la plus élevée dans le canal.

La détermination des coefficients correcteurs de quantité de mouvement est une question délicate. Knight et Sterling (2000) ont montré une modification importante des profils de vitesse et des forces de frottement aux parois entre un écoulement en conduite à surface libre, et l'écoulement à pleine section. Les coefficients β correspondants doivent donc varier en conséquence, selon le niveau de remplissage de la conduite. Nous ferons toutefois ici l'hypothèse de coefficients uniformes et invariants sur l'ensemble des sections d'écoulement. Cette hypothèse est discutable dans le cas du passage à pleine section, et nécessite d'étudier plus avant en seconde approche les coefficients correcteurs. Nous pouvons notamment remarquer sur les représentations de la surface libre (figures 39 et 40 page 122) une variation plus importante de niveau d'eau entre les deux états, au niveau du creusement. Le fait que cette variation de niveau soit spécialement prononcée à un endroit où la vitesse de l'écoulement dans la conduite se manifeste de manière bien visible, conduit à penser qu'il s'est produit une modification du profil de ces vitesses en raison du passage à pleine section. La seule mesure de hauteur ne permet toutefois pas de le démontrer, des mesures de vitesses seraient indispensables pour cela.

Rappelons la définition du ratio $\overline{Y}$ par :

$$\overline{Y} = \frac{Y_m}{Y_v} = \frac{Y(-2L)}{Y(3L)} \tag{66}$$

L'élimination de y et du coefficient correctif de quantité de mouvement pour l'aval de la conduite, β(0) dans le système constitué par (60) et (64) donne une équation en $\overline{Y}$. La forme générale en est :

$$\mathrm{EqY}(\overline{\mathrm{Y}}, \mathrm{Y}(3\mathrm{L}), \mathrm{q}, \mathrm{Q}) = 0 \tag{67}$$

Même en recourant à la formulation donnée en (63), la fonction EqY[1] est complexe. Son obtention au moyen du logiciel *Mathematica* (Wolfram, 1999) et son expression détaillée sont données en annexe 5 page 359.

Les paramètres de ce modèle reposant sur des hypothèses non validées *a priori*, contrairement aux paramètres géométriques et physiques classiques, sont les suivants :

- l'angle δ de déviation de l'écoulement de la conduite, à l'entrée dans le canal

- les coefficients correcteurs de quantité de mouvement aux limites du système *B*(-2L), *B*(3L), β(10d)

Par ailleurs le modèle peut se montrer sensible à des paramètres physiques ou géométriques globaux qui ne représentent la réalité que d'une manière intégrée, et peuvent être entachés d'erreur :

- I la pente du canal

- L la largeur du canal

- K le coefficient de Manning-Strickler du canal.

La solution obtenue ne conduit pas à un bilan d'énergie conservatif dans la zone de contrôle : ce bilan doit comporter un paramètre de perte d'énergie, noté K_e (Hsu *et al.*, 1998b) :

$$\mathrm{Q}.(\mathrm{Y}(-2\mathrm{L}) + 2\mathrm{LI} + \frac{A(-2\mathrm{L})\mathrm{Q}^2}{2\mathrm{gL}^2\mathrm{Y}(-2\mathrm{L})^2}) + \mathrm{q}.(\mathrm{y}(10\mathrm{d}) + \frac{\alpha(10\mathrm{d})\mathrm{q}^2}{2\mathrm{g}(\frac{\mathrm{d}^2}{4}(\theta(10\mathrm{d}) - \sin(\theta(10\mathrm{d}))\cos(\theta(10\mathrm{d})))^2}) = (\mathrm{Q}+\mathrm{q})(\mathrm{Y}(3\mathrm{L}) - 3\mathrm{LI} + \frac{A(3\mathrm{L})(\mathrm{Q}+\mathrm{q})^2}{2\mathrm{gL}^2\mathrm{Y}(3\mathrm{L})^2})(1+\mathrm{K_e}) \tag{68}$$

Nous avons introduit dans l'équation précédente les coefficients correcteurs de l'énergie : α(10d), *A*(-2L) et *A*(3L).

3.3.2 Résultats, comparaison aux observations en laboratoire

L'équation établie précédemment a été résolue pour des cas d'écoulements observés sur l'expérimentation en laboratoire "FoCol", dans les conditions suivantes :

[1] pour "Equation en Y"

1/ un ensemble dispersé de quelques combinaisons de débits q et Q, pour des hauteurs de déversoir à l'aval du canal de 0 et 25 mm,

2/ trois paires de débits q et Q fixés à débit total identique, pour différentes hauteurs de déversoir à l'aval du canal :

- q = 1 l/s et Q = 7 l/s ($\overline{\overline{Q}} = 7$)

- q = 2 l/s et Q = 6 l/s ($\overline{\overline{Q}} = 3$)

- q = 3 l/s et Q = 5 l/s ($\overline{\overline{Q}} = 5/3 \cong 1{,}67$)

3/ des hauteurs de déversoirs fixées à l'aval du canal, pour des débits q et Q en proportion constante. Les expériences ont été menées dans les deux premiers cas ci-dessus : $\overline{\overline{Q}} = 3$ et $\overline{\overline{Q}} = 7$.

La résolution de l'équation (67) est effectuée au moyen du solveur de l'application Microsoft Excel. La vérification des expressions portées dans les cellules de calcul a été effectuée sur 5 cas traités à l'identique par le logiciel Mathematica, avec lequel l'équation a été établie. Les différences entre les résultats des deux modes de calcul se sont révélés négligeables, et sont dus à la précision interne des calculs pour chaque application.

La comparaison du modèle aux observations porte d'une part sur la qualité de la simulation du tirant d'eau amont, et d'autre part sur la qualité de la simulation de la pression en débouché de conduite.

Un problème important réside dans la nécessité d'évaluer l'angle δ de déviation à l'entrée dans le canal. Des études de jonctions à surface libre montrent que cet angle peut être relié au rapport des débits entrants (Hsu *et al.*, 1998b) ou au rapport des vitesses moyennes correspondantes (Serre *et al.*, 1994).

Nous avons cherché à établir une estimation de cet angle à partir des différences de pression entre les profils de pression amont et aval de la conduite, par rapport au sens d'écoulement du canal. En effet, la connaissance des profils de pression sur chaque face d'un canal rectangulaire, ou d'une conduite rectangulaire, rejoignant un autre canal ou une autre conduite rectangulaire, permet d'établir une valeur moyenne de l'angle δ (Gurram *et al.*, 1997 ; Ramamurthy et Zhu, 1997 ; Hsu *et al.*, 1998a ; Hsu *et al.*, 1998b). Ces déterminations sont toutes effectuées sur des parois verticales, ce qui simplifie l'évaluation de la force globale de pression. Dans le cas de FoCol, une seule valeur de pression latérale est mesurée (au niveau de l'axe de la

conduite), et la force globale exercée de chaque côté ne peut être déduite simplement. Nous avons fait une hypothèse très simplificatrice en assimilant chaque face à une paroi verticale sujette à cette pression mesurée, et en reprenant le bilan des forces tiré des auteurs précédents. Notamment, en reprenant les notations de Ramamurthy et Zhu (1997) :

$$P_d - P_u = \rho Q_3 V_3 \cot(\delta) \tag{69}$$

Dans (69), P_d et P_u désignent l'intensité des forces exercées sur l'eau en mouvement par les parois du canal latéral, aval et amont respectivement en se référant à l'écoulement principal. Ces intensités sont toutes deux négatives.

Suivant nos notations, en désignant par Σ_m et Σ_v les surfaces de la paroi de la conduite tournées respectivement vers l'amont et l'aval du canal, et $\vec{n}$ le vecteur unitaire normal à la paroi en (X_1, X_2, X_3) tourné vers l'intérieur de la conduite :

$$\int_{\Sigma_v} P(X_1,X_2,X_3)\vec{i}_1.\vec{n}(X_1,X_2,X_3)d\sigma(X_1,X_2,X_3) - \int_{\Sigma_m} P(X_1,X_2,X_3)\vec{i}_1.\vec{n}(X_1,X_2,X_3)d\sigma(X_1,X_2,X_3) = \rho q v \cot(\delta) \tag{70}$$

Ne disposant que de la pression latérale à mi-hauteur de la conduite, nous avons choisi d'appliquer cette méthode à des parties des surfaces Σ, réduites à deux bandes de faible hauteur ε et de longueur l. La vitesse moyenne correspondante est supposée identique à la vitesse moyenne de l'ensemble de la conduite : q/s, où s désigne la section mouillée de l'écoulement global dans la conduite. Le débit entrant dans le canal à hauteur de ces bandes devient $\varepsilon dq/s$. On choisit l de sorte qu'au delà, la différence de pression entre les deux faces ne soit plus perceptible.

Il en découle un angle moyen représentatif, par les forces qu'elle occasionne, de la déviation de l'écoulement sur un diamètre horizontal, à une hauteur d/2. Cet angle moyen est donné par :

$$\cot(\delta)\rho \not\in dq^2/s^2 = \not\in \int_0^{l\cos(\Phi)} (p_m(X_2) - p_v(X_2))dX_2 \tag{71}$$

Nous supposons ici que cet angle reste représentatif de la moyenne de la déviation de l'écoulement sur l'ensemble de la section mouillée de la conduite. Cette hypothèse très forte demande des vérifications expérimentales, qui nécessitent des moyens de mesure qui n'ont pas été mis en œuvre dans le cadre de ce travail.

Le schéma suivant montre la méthode d'évaluation au moyen des cinq valeurs de pression mesurées, en s'appuyant sur un exemple de profil en long obtenu expérimentalement. Dans le cas de l'expérimentation "FoCol", Φ est nul. l correspond à l'abscisse du quatrième profil.

L'intégrale de l'équation (71) devient une sommation par trapèzes entre les valeurs mesurées aux profils 1 à 5, plus la valeur du profil 1 (X_2 = 1 cm), considérée comme constante jusqu'à l'entrée dans le canal (X_2 = 0 cm). En notant $X_{2,i}$ l'abscisse, le long de la conduite, du profil i, l'expression est :

$$\cot(\delta)\rho dq^2/s^2=$$

(72) $$X_{2,1}(p_m(X_{2,1})-p_v(X_{2,1}))+\sum_{i=1}^{3}\frac{(p_m(X_{2,i+1})-p_v(X_{2,i+1}))+(p_m(X_{2,i})-p_v(X_{2,i}))}{2}(X_{2,i+1}-X_{2,i})$$

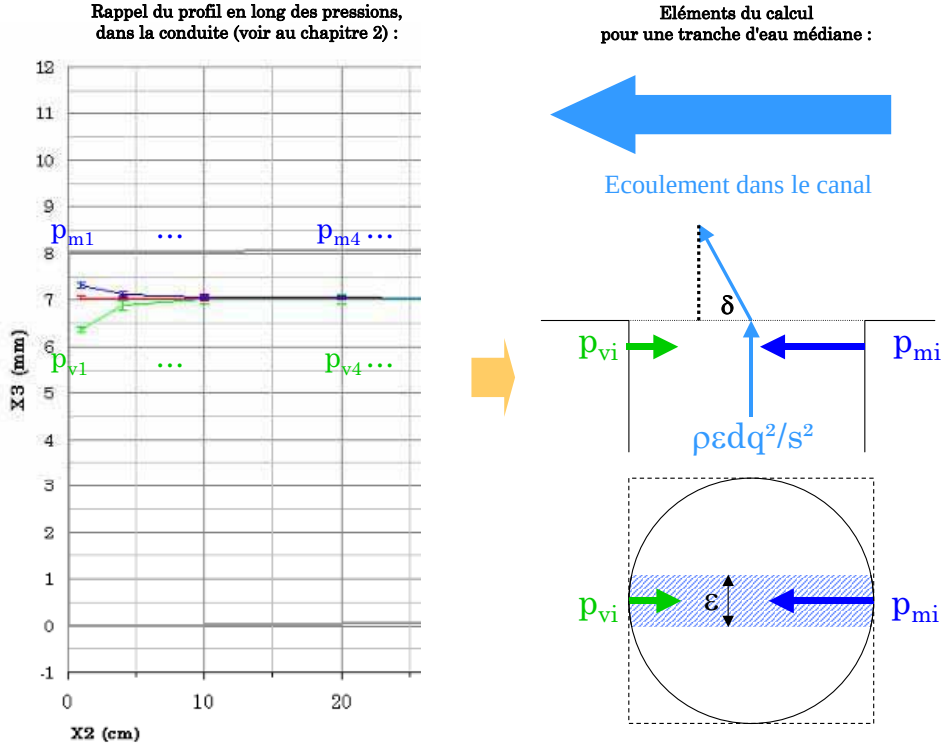


Figure 56 : représentation schématique de la méthode de calcul de l'angle δ de déviation de l'écoulement de la conduite à l'entrée dans le canal.

Ramamurthy et al. (1988) proposent pour des canaux à surface libre une relation simple entre tg(δ) et $\bar{\bar{Q}}$, qui découle en fait d'une relation entre tg(δ) et v/V, car les deux canaux se rejoignant sont rectangulaires et de même largeur :

(73) $$tg(\delta)=\frac{q}{Q}=\frac{v}{V}$$

En théorie, la deuxième égalité ne peut rester une relation indépendante de la hauteur d'eau si l'on prend en compte une géométrie circulaire pour l'un des apports. Nous avons pour tenter de conserver cette simplicité, essayé d'appliquer cette relation à un canal rectangulaire, de même section que la conduite pour un tirant d'eau égal au diamètre de celle-ci, et d'une largeur fictive que nous noterons l. Nous avons pour cela :

(74) $$\frac{\pi d^2}{4}=ld$$

et

(75) $$\frac{v}{V}=\frac{4Lq}{\pi dQ}$$

Il vient alors, à partir de (73) et (75) :

(76) $$\mathrm{tg}(\delta) = \frac{4Lq}{\pi d\bar{\bar{Q}}}$$

Hsu et al. (1998b) proposent une relation légèrement différente, postérieure aux travaux de Ramamurthy et al. (1988) :

(77) $$\cos(\delta) = 0{,}149 + 0{,}912\left(\frac{1}{1 + q/\bar{\bar{Q}}}\right)$$

Si l'on applique à nouveau l'adaptation géométrique traduite par (74), il vient :

(78) $$\cos(\delta) = 0{,}149 + 0{,}912\left(\frac{1}{1 + \frac{4Lq}{\pi d\bar{\bar{Q}}}}\right)$$

Serre et al. (1994) proposent pour deux conduites circulaires :

(79) $$\cot(\delta) = 0{,}18\frac{V_v}{v} = 0{,}18\frac{(Q+q)/LY}{q/s}$$

Le tableau 9 donne les résultats obtenus pour trois jeux de conditions limites pour lesquels la surface de l'eau arrive juste au niveau du sommet de la conduite (Y ≅ 7 cm à l'aval immédiat de la jonction, déduit des mesures de pression sur le côté de la conduite -voir la figure 43 page 125- ; la conduite s'écoule à pleine section dans chacun des cas). Nous y comparons les valeurs trouvées expérimentalement, aux angles donnés par les formulations générales examinées.

Hv (mm)	q (l/s)	Q (l/s)	$\bar{\bar{Q}}$	Y (cm)	δ déduit des mesures, (72) (°)	δ théorique, d'après (76) (°)	δ théorique, d'après (78) (°)	δ théorique, d'après (79) (°)
30	1	7	7	7	62	34	46	71
30	2	6	3	7	75	58	60	80
30	3	5	1,67	6,5	80	71	67	83

Tableau 9 : estimations de l'angle δ de déviation de l'écoulement de la conduite à l'entrée dans le canal, pour trois jeux de conditions limites, et comparaison au cas de la jonction de deux canaux rectangulaires

Les équations (76) et (78) établies pour la géométrie rectangulaire ne conviennent manifestement pas pour notre cas.

L'équation (79) donne un angle sensiblement plus important que (72), mais reste dans des valeurs très comparables, ce qui est intéressant compte tenu de la différence entre les deux systèmes physiques.

Pour préciser la comparaison, nous avons porté sur un graphique la relation entre δ et $\bar{\bar{Q}}$ à partir du tableau précédent. Malgré l'imprécision de la méthode d'évaluation, et le faible nombre

de points, nous y observons une bonne relation linéaire pour les deux équations (approximation seulement pour (79)).

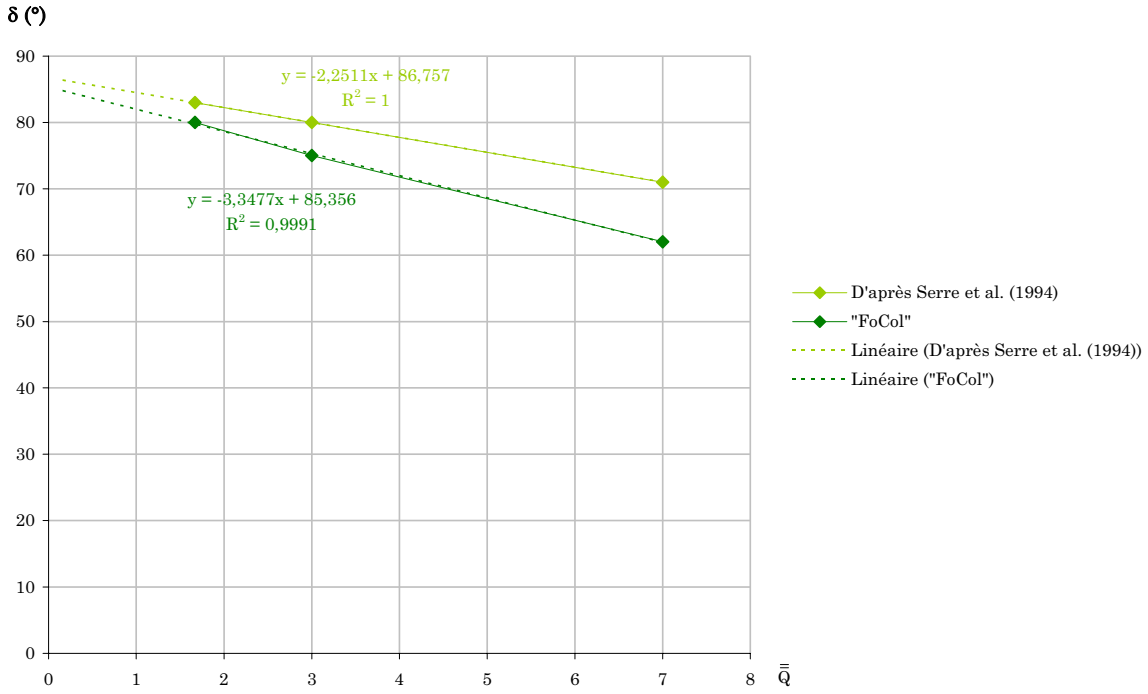


Figure 57 : relation entre angle δ de déviation du rejet à l'entrée dans le canal, et ratio $\overline{\overline{Q}}$ entre les débits amont. Données du tableau 9.

Cette relation linéaire sera reprise pour la proposition d'un premier outil de modélisation de l'interaction (4.1 page 191).

Afin de tester l'hypothèse d'un angle δ variant peu avec $\overline{\overline{Q}}$, nous avons appliqué (72) à des séries de mesures pour plusieurs valeurs de q*, une hauteur de déversoir aval du canal fixée à 50 mm, et deux valeurs de $\overline{\overline{Q}}$: 3 (5 valeurs pour q*) et 7 (7 valeurs de q*). Si l'on rejette les séries de valeurs pour lesquelles l'écart maximal de pression entre le côté amont du canal, et le côté aval, est supérieur à 1 mm de colonne d'eau, il ne reste que quatre jeux de données exploitables pour $\overline{\overline{Q}} = 3$. L'exploitation aboutit au graphe suivant :

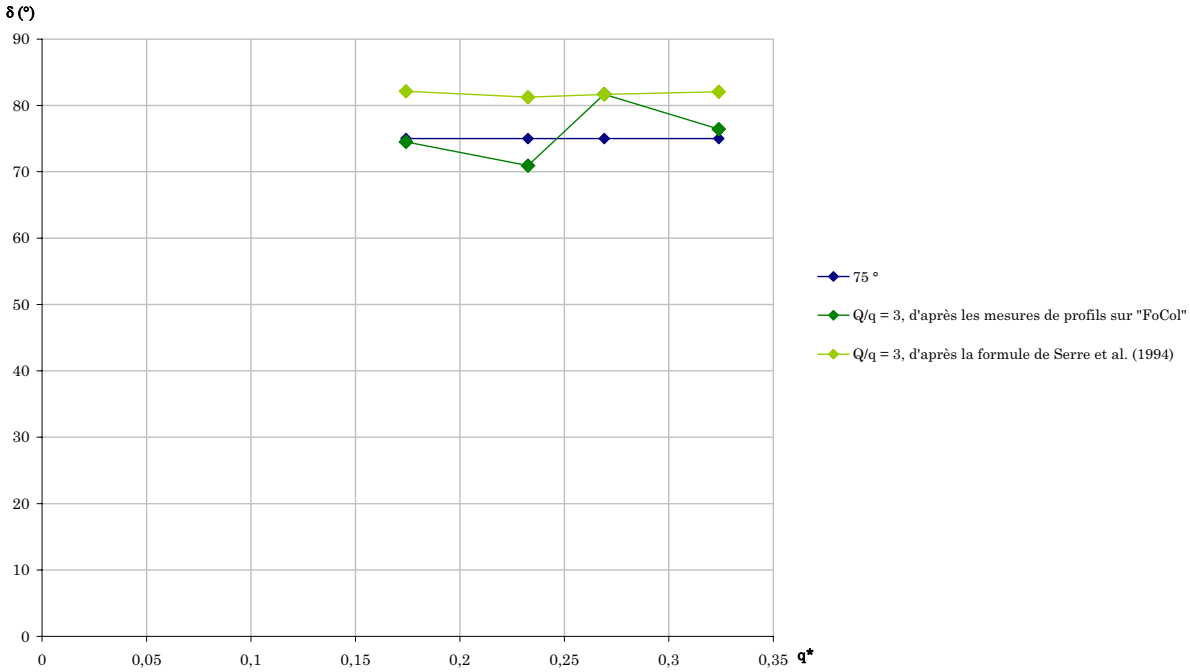


Figure 58 : comparaison de l'angle de déviation, calculé pour 4 valeurs de q*, une hauteur de déversoir aval du canal de 50 mm, et un rapport de débits $\overline{\overline{Q}} = 3$, d'une part à partir des profils expérimentaux sur FoCol (72), et d'autre part à partir de Serre et al. (1994) (79).

Ces résultats (notamment la proportion de valeurs rejetées) montrent le caractère très approximatif de l'établissement de l'angle δ à partir des profils de pression, et la nécessité d'études plus poussées de cette déviation : mesures plus précises et complètes des pressions, mesure directe des directions des vitesses à l'entrée dans le canal.

Nous appliquerons par la suite le modèle en utilisant les valeurs de la sixième colonne du tableau 9 pour chaque gamme de valeur de $\overline{\overline{Q}}$. Par ailleurs, une analyse de sensibilité du modèle à ce paramètre sera faite à partir des simulations à proportion de débits constante (3.3.2.c).

L'autre ensemble d'hypothèses fortes est le choix des coefficients correcteurs de quantité de mouvement β. Des références existent présentant des expérimentations donnant accès à des profils de vitesse en conduite partiellement pleine (Ead *et al.*, 2000 ; Knight et Sterling, 2000). Nous avons toutefois retenu pour une première approche de leur donner la valeur 1, et d'étudier la sensibilité du modèle à ces paramètres, là encore à partir des simulations à proportion de débits constante.

Nous allons ainsi dans la suite détailler les trois applications du modèle présentée en introduction de cette partie 3.3, pour délimiter une plage d'utilisation, définir les conditions

d'influence de la hauteur d'eau à l'aval du canal, et enfin valider le modèle et analyser sa sensibilité.

3.3.2.a Application du modèle à un ensemble de quelques conditions limites : définition des conditions de pertinence du modèle ; délimitation d'une plage d'utilisation

L'application du modèle à un ensemble de débits parcourant les plages accessibles par l'expérimentation FoCol, pour deux hauteurs de déversoir à l'aval du canal, a donné pour le tirant d'eau amont les résultats donnés dans le tableau 10. La figure 71 en est une représentation graphique. Chaque losange plein représente une donnée expérimentale, acquise au moyen du limnimètre, en 3L pour l'aval, -2L pour l'amont. Les barres d'erreur associées représentent une erreur de 1 mm sur le tirant d'eau (incertitude de la mesure au limnimètre, voir 2.2.3.a page 104). Chaque losange creux est relié à un losange plein, et représente le tirant d'eau relatif amont calculé par le modèle pour le même tirant d'eau relatif aval. Les débits correspondants sont portés à côté des deux points. La couleur dépend de la hauteur de déversoir à l'aval du canal.

q (l/s)	q*	Q (l/s)	Q*	H_v (mm)	Y_v/d	$F_{cn,v}$	Y_m/d simulé	Y_m/d mesuré	Ke (/ Y_m simulé)	Ke (/ Y_m mesuré)	$Re_{cn,m}$	$\%Y_m$ (simulé-mesuré) /mesuré
0	0,000	0,91	0,161	25	0,36	0,20	0,30	0,29	0,019	0,007	8725	1,48 %
0	0,000	0,97	0,171	0	0,18	0,60	0,17	0,18	0,304	0,324	11527	-3,50 %
0	0,000	4,12	0,727	0	0,41	0,74	0,42	0,43	0,130	0,138	46519	-1,89 %
0	0,000	4,27	0,753	25	0,61	0,43	0,56	0,53	0,038	-0,002	38821	6,40 %
0	0,000	7,27	1,282	25	0,75	0,53	0,71	0,72	0,042	0,048	67642	-0,96 %
0	0,000	10,46	1,845	25	0,87	0,61	0,84	0,86	0,046	0,054	95018	-1,59 %
0	0,000	12,31	2,171	25	0,99	0,60	0,96	0,90	0,038	0,008	101762	6,55 %
1,51	0,266	0,92	0,162	0	0,31	0,26	0,39	0,44	1,033	0,953	14490	-12,21 %
1,55	0,273	4,23	0,746	25	0,68	0,36	0,70	0,72	0,089	0,109	43730	-2,41 %
1,57	0,277	10,44	1,841	25	0,96	0,53	1,02	1,02	0,052	0,052	96716	-0,04 %
1,6	0,282	0,93	0,164	25	0,44	0,15	0,46	0,51	0,554	0,560	11336	-10,55 %
1,67	0,295	7,27	1,282	25	0,83	0,46	0,89	0,88	0,067	0,063	70386	0,47 %
1,73	0,305	4,13	0,728	0	0,49	0,58	0,63	0,66	0,203	0,236	55320	-4,19 %
3,08	0,543	7,2	1,270	0	0,66	0,64	0,92	0,96	0,192	0,227	93257	-4,05 %
3,09	0,545	0,92	0,162	0	0,28	0,30	0,60	0,63	1,305	1,251	21224	-5,59 %
3,1	0,547	4,15	0,732	0	0,46	0,64	0,77	0,83	0,373	0,424	70335	-6,93 %
3,1	0,547	4,21	0,743	25	0,66	0,38	0,78	0,88	0,279	0,368	51629	-11,24 %
3,11	0,549	0,91	0,161	25	0,44	0,15	0,57	0,68	1,313	1,147	13961	-17,04 %
3,11	0,549	7,27	1,282	25	0,86	0,43	0,98	1,03	0,131	0,181	75259	-5,33 %
3,11	0,549	10,43	1,840	25	0,99	0,50	1,13	1,17	0,104	0,134	102020	-3,43 %

Tableau 10 : comparaison des tirants d'eau relatifs mesurés et simulés à l'amont de la jonction, en écart relatif, pour différentes combinaisons de conditions limites.

Dans ces simulations, les coefficients correcteurs de quantité de mouvement sont pris égaux à 1, et l'angle δ est tiré du tableau 9, avant dernière colonne.

La pente du canal est fixée à la valeur de 0,00324 (définition en 1.3.2.b page 43, calcul en 2.2.3.a page 104). La pente de la conduite, pour cette partie 3.3.2, est fixée à 0,0023[1]. Cette pente, régulièrement vérifiée, fluctue légèrement d'une expérience à l'autre, car le joint d'étanchéité à la jonction peut se déformer selon le poids de l'eau dans la conduite. La faible modification de pente induite n'a pas été corrigée expérience par expérience.

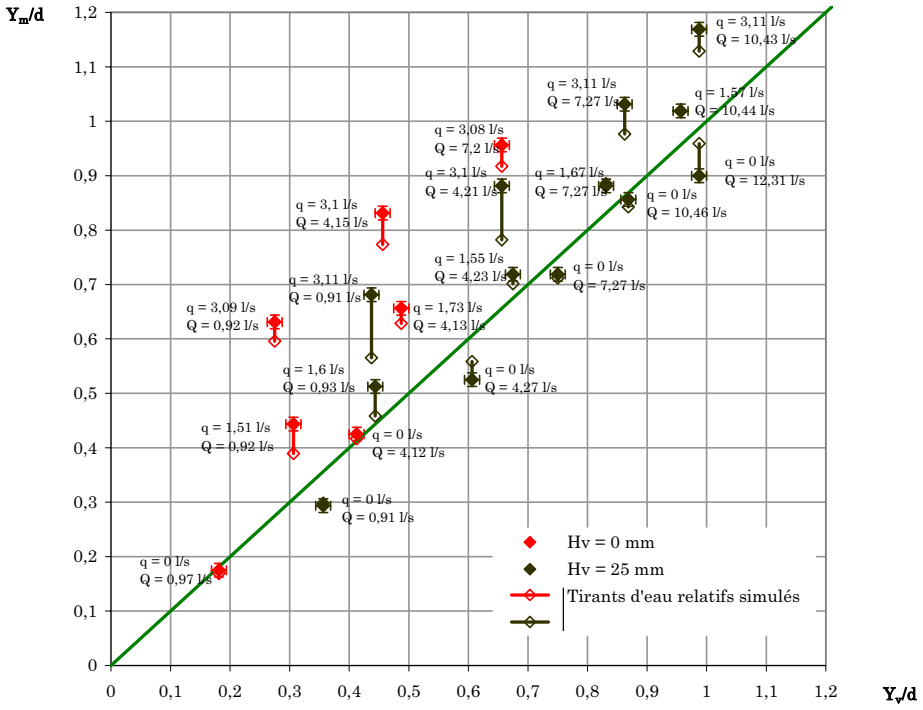


Figure 59 : représentation graphique de la comparaison des tirants d'eau relatifs mesurés et simulés à l'amont de la jonction, en écart relatif, pour différentes combinaisons de conditions limites (données du tableau 10).

Ce balayage rapide de plusieurs combinaisons de conditions limites permet de constater une relativement bonne adéquation du modèle (erreur relative inférieure à 6 %) lorsque le débit du canal est supérieur au double du débit de la conduite, et pour des débits de conduite sensiblement inférieurs à 3 l/s. La mauvaise adéquation en dehors de cette plage de débits est, entre autres causes, liée à l'erreur importante sur le tirant d'eau aval, car la surface reste irrégulière sur une plus grande distance à l'aval de la jonction.

[1] $z_m = 101,96 \pm 0,0063$ cm, $z_v = 101,73 \pm 0,0063$ cm, $i = 0,0023 \pm 0,000126$

La figure 60 précise la justification de cette plage de validité, en montrant les contours de l'écart relatif (dernière colonne du tableau 10) à partir d'une extrapolation, en courbure minimale, des données expérimentales (Logiciel Surfer, Smith *et al.*, 1996). Cette extrapolation permet un bon examen global de l'organisation des données, tout en faisant ressortir d'éventuelles anomalies. On peut constater une irrégularité du modèle pour les très faibles valeurs du débit de rejet. Ainsi, la discordance entre deux mesures pour des conditions limites très proches fait apparaître une plage rouge au voisinage de l'axe q = 0. Une des erreurs aux deux points concernés ets toutefois acceptable : -1,89 %, contre 6,40 % pour le point le moins satisfaisant.

A l'observation lors des expériences, la présence de la conduite, en l'absence de rejet, s'est révélée susceptible de perturber sensiblement le tirant d'eau du canal pour certains des débits introduits. De la même façon un débit du canal supérieur à 12 l/s conduit à une mauvaise simulation.

Nous verrons dans le paragraphe 3.3.2.b suivant que les hauteurs de déversoir aval examinées ici placent le modèle dans les conditions les plus défavorables.

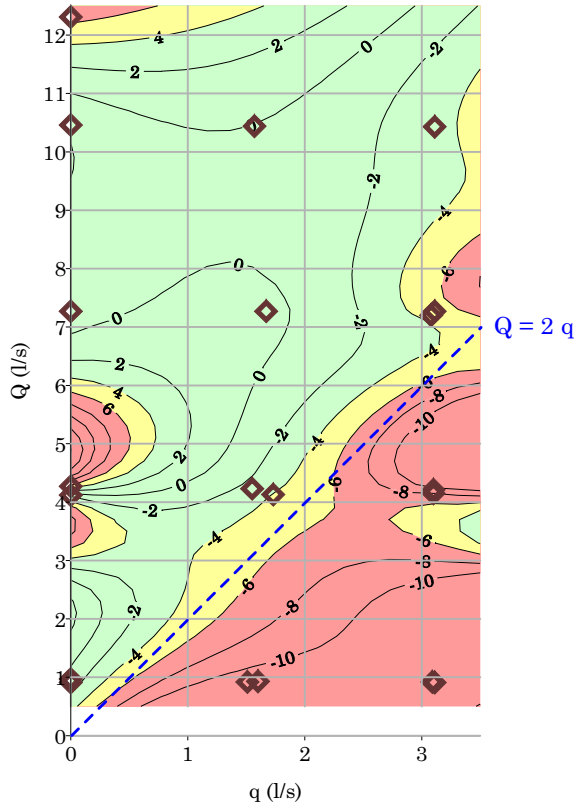


Figure 60 : contours de l'écart relatif %(Simulé-Mesuré)/Mesuré, en fonction des débits de la conduite et du canal, à partir d'une extrapolation des données expérimentales (losanges marrons), en surface de courbure minimale.

Nous retiendrons donc pour le modèle de bilan de quantité de mouvement la plage d'utilisation suivante :

(80) $$q > 0{,}5 \text{ l/s} \quad (q^* > 0{,}09)$$

(81) $$Q > 2q \quad (\bar{\bar{Q}} > 2)$$

(82) $$Q > 0 \text{ l/s} \quad (Q^* > 0)$$

(83) $$Q < 12 \text{ l/s} \quad (Q^* < 2{,}12)$$

3.3.2.b <u>Application du modèle à trois combinaisons de débits q et Q fixés pour un débit total commun, et différentes hauteurs de déversoir à l'aval du canal : conditions d'influence du niveau d'eau à l'aval du canal sur la rehausse occasionnée par la jonction</u>

Le modèle a été appliqué à trois combinaisons de débits d'alimentation fixées, en effectuant des mesures pour différentes hauteurs du déversoir à l'aval du canal. ces combinaisons ont été choisies de sorte que le débit total q + Q en sortie de canal soit commun aux séries de mesures. Chaque hauteur du déversoir à l'aval du canal constitue ainsi une même condition limite aval pour la jonction dans les séries de mesures.

Les résultats des mesures sont portés dans les tableaux 11 à 14 et sur la figure 64 . Les mesures d'altitude de la surface libre ont été effectuées au moyen du cathétomètre et ont été transformées en tirant d'eau par mesure de l'altitude du point le plus bas au fond, également au moyen du cathétomètre.

Bien qu'étant en dehors de la plage de validité du modèle (voir les équations (80) et (81)), les cas q = 0 l/s d'une part, et q = 3 l/s, Q = 5 l/s ($\bar{\bar{Q}} = 1{,}67$) d'autre part, ont été traités.

q (l/s)	q*	Q (l/s)	Q*	H_v (mm)	Y_v/d	$F_{cn,v}$	Y_m/d simulé	Y_m/d mesuré	Ke (/ Y_m simulé)	Ke (/ Y_m mesuré)	$Re_{cn,m}$	$\%Y_m$ (simulé-mesuré) /mesuré
0	0,000	8	1,411	75	1,51	0,20	1,45	1,45	0,004	0,002	58100	0,12 %
0	0,000	8	1,411	70	1,44	0,22	1,38	1,38	0,004	-0,002	59042	0,61 %
0	0,000	8	1,411	65	1,38	0,23	1,32	1,31	0,005	-0,002	60096	0,68 %
0	0,000	8	1,411	60	1,32	0,25	1,26	1,26	0,006	0,008	61500	-0,25 %
0	0,000	8	1,411	55	1,24	0,28	1,18	1,18	0,008	0,003	62679	0,45 %
0	0,000	8	1,411	50	1,19	0,29	1,13	1,12	0,009	-0,001	63392	1,09 %
0	0,000	8	1,411	45	1,11	0,32	1,06	1,06	0,012	0,010	65212	0,09 %
0	0,000	8	1,411	40	1,04	0,36	0,99	0,98	0,015	0,012	66683	0,28 %
0	0,000	8	1,411	35	0,96	0,41	0,91	0,91	0,021	0,026	69072	-0,89 %
0	0,000	8	1,411	30	0,88	0,46	0,83	0,83	0,028	0,022	70192	0,73 %
0	0,000	8	1,411	25	0,79	0,54	0,76	0,74	0,040	0,024	71546	2,71 %
0	0,000	8	1,411	20	0,72	0,62	0,69	0,66	0,057	0,036	73409	4,41 %
0	0,000	8	1,411	15	0,63	0,76	0,64	0,58	0,084	0,056	75619	10,42 %
0	0,000	8	1,411	10	0,61	0,79	0,63	0,58	0,090	0,063	77213	9,98 %
0	0,000	8	1,411	5	0,61	0,79	0,63	0,58	0,090	0,063	77213	9,98 %
0	0,000	8	1,411	0	0,61	0,79	0,63	0,58	0,090	0,063	77213	9,98 %

Tableau 11 : comparaison des tirants d'eau relatifs mesurés et simulés à l'amont de la jonction, en écart relatif, pour q = 0 l/s, Q = 8 l/s, et différentes hauteurs de déversoir à l'aval du canal.

q (l/s)	q*	Q (l/s)	Q*	H_v (mm)	Y_v/d	$F_{cn,v}$	Y_m/d simulé	Y_m/d mesuré	Ke (/ Y_m simulé)	Ke (/ Y_m mesuré)	$Re_{cn,m}$	$\%Y_m$ (simulé-mesuré) /mesuré
1	0,176	7	1,235	75	1,49	0,18	1,44	1,43	0,006	-0,001	51247	0,81 %
1	0,176	7	1,235	70	1,40	0,20	1,36	1,36	0,007	0,007	52784	0,11 %
1	0,176	7	1,235	65	1,35	0,21	1,31	1,29	0,008	0,000	53332	1,02 %
1	0,176	7	1,235	60	1,27	0,23	1,23	1,23	0,010	0,006	54808	0,52 %
1	0,176	7	1,235	55	1,20	0,25	1,16	1,14	0,012	-0,002	55748	1,77 %
1	0,176	7	1,235	50	1,14	0,28	1,11	1,09	0,015	0,004	57075	1,28 %
1	0,176	7	1,235	45	1,07	0,30	1,04	1,04	0,018	0,012	58652	0,76 %
1	0,176	7	1,235	40	1,00	0,33	0,98	0,98	0,022	0,021	60431	0,23 %
1	0,176	7	1,235	35	0,92	0,38	0,91	0,90	0,028	0,019	61991	1,31 %
1	0,176	7	1,235	30	0,82	0,44	0,83	0,83	0,041	0,039	65628	0,36 %
1	0,176	7	1,235	25	0,77	0,50	0,79	0,75	0,051	0,018	65944	5,00 %
1	0,176	7	1,235	20	0,68	0,60	0,74	0,71	0,074	0,049	71712	4,08 %
1	0,176	7	1,235	15	0,58	0,75	0,72	0,71	0,104	0,101	82912	0,67 %
1	0,176	7	1,235	10	0,57	0,78	0,72	0,68	0,111	0,075	82567	5,92 %
1	0,176	7	1,235	5	0,56	0,79	0,72	0,67	0,113	0,072	82850	6,77 %
1	0,176	7	1,235	0	0,55	0,82	0,72	0,67	0,116	0,072	84124	7,35 %

Tableau 12 : comparaison des tirants d'eau relatifs mesurés et simulés à l'amont de la jonction, en écart relatif, pour q = 1 l/s, Q = 7 l/s ($\overline{\overline{Q}} = 7$), et différentes hauteurs de déversoir à l'aval du canal.

q (l/s)	q*	Q (l/s)	Q*	H_v (mm)	Y_v/d	$F_{cn,v}$	Y_m/d simulé	Y_m/d mesuré	Ke (/ Y_m simulé)	Ke (/ Y_m mesuré)	$Re_{cn,m}$	$\%Y_m$ (simulé-mesuré) /mesuré
2	0,353	6	1,058	75	1,49	0,16	1,45	1,46	0,022	0,028	44415	-0,70 %
2	0,353	6	1,058	70	1,44	0,17	1,41	1,40	0,023	0,022	44886	0,14 %
2	0,353	6	1,058	65	1,38	0,18	1,35	1,35	0,025	0,022	45703	0,28 %
2	0,353	6	1,058	60	1,31	0,19	1,28	1,29	0,027	0,033	47048	-0,64 %
2	0,353	6	1,058	55	1,24	0,21	1,22	1,22	0,030	0,031	48004	-0,07 %
2	0,353	6	1,058	50	1,17	0,23	1,15	1,15	0,034	0,031	49088	0,33 %
2	0,353	6	1,058	45	1,10	0,25	1,09	1,10	0,039	0,046	50789	-0,80 %
2	0,353	6	1,058	40	1,02	0,28	1,02	1,02	0,046	0,045	52270	0,08 %
2	0,353	6	1,058	35	0,96	0,31	0,97	0,98	0,053	0,062	54215	-1,07 %
2	0,353	6	1,058	30	0,87	0,35	0,90	0,91	0,067	0,072	56544	-0,66 %
2	0,353	6	1,058	25	0,79	0,40	0,85	0,85	0,085	0,088	59461	-0,40 %
2	0,353	6	1,058	20	0,68	0,50	0,79	0,81	0,120	0,140	66626	-2,47 %
2	0,353	6	1,058	15	0,62	0,58	0,77	0,78	0,143	0,156	71510	-1,62 %
2	0,353	6	1,058	10	0,57	0,66	0,77	0,78	0,162	0,179	77494	-2,10 %
2	0,353	6	1,058	5	0,60	0,61	0,77	0,77	0,151	0,158	73369	-0,81 %
2	0,353	6	1,058	0	0,58	0,65	0,77	0,78	0,161	0,179	77078	-2,25 %

Tableau 13 : comparaison des tirants d'eau relatifs mesurés et simulés à l'amont de la jonction, en écart relatif, pour q = 2 l/s, Q = 6 l/s ($\overline{\overline{Q}} = 3$), et différentes hauteurs de déversoir à l'aval du canal.

q (l/s)	q*	Q (l/s)	Q*	H_v (mm)	Y_v/d	$F_{cn,v}$	Y_m/d simulé	Y_m/d mesuré	Ke (/ Y_m simulé)	Ke (/ Y_m mesuré)	$Re_{cn,m}$	$\%Y_m$ (simulé-mesuré) /mesuré
3	0,529	5	0,882	75	1,47	0,13	1,44	1,46	0,064	0,079	37554	-1,50 %
3	0,529	5	0,882	70	1,42	0,14	1,40	1,36	0,066	0,037	37072	3,17 %
3	0,529	5	0,882	65	1,34	0,15	1,32	1,35	0,072	0,094	39314	-2,11 %
3	0,529	5	0,882	60	1,27	0,17	1,26	1,29	0,077	0,096	40128	-1,80 %
3	0,529	5	0,882	55	1,22	0,18	1,21	1,23	0,082	0,095	40842	-1,23 %
3	0,529	5	0,882	50	1,13	0,20	1,14	1,15	0,091	0,104	42185	-1,23 %
3	0,529	5	0,882	45	1,05	0,22	1,06	1,10	0,103	0,136	44380	-3,30 %
3	0,529	5	0,882	40	0,97	0,25	1,00	1,03	0,115	0,146	46011	-3,05 %
3	0,529	5	0,882	35	0,91	0,27	0,95	0,98	0,130	0,152	47447	-2,35 %
3	0,529	5	0,882	30	0,81	0,33	0,89	0,93	0,164	0,200	51291	-4,15 %
3	0,529	5	0,882	25	0,72	0,38	0,84	0,88	0,204	0,243	55556	-4,80 %
3	0,529	5	0,882	20	0,58	0,53	0,80	0,84	0,273	0,306	66366	-4,18 %
3	0,529	5	0,882	15	0,58	0,53	0,80	0,83	0,274	0,301	66307	-3,47 %
3	0,529	5	0,882	10	0,58	0,54	0,80	0,82	0,276	0,291	66111	-1,85 %
3	0,529	5	0,882	5	0,56	0,57	0,80	0,81	0,283	0,294	67881	-1,49 %
3	0,529	5	0,882	0	0,56	0,57	0,80	0,81	0,283	0,289	67517	-0,73 %

Tableau 14 : comparaison des tirants d'eau relatifs mesurés et simulés à l'amont de la jonction, en écart relatif, pour q = 3 l/s, Q = 5 l/s ($\overline{\overline{Q}} = 1,67$), et différentes hauteurs de déversoir à l'aval du canal.

Ces résultats sont synthétisés dans la figure 61 :

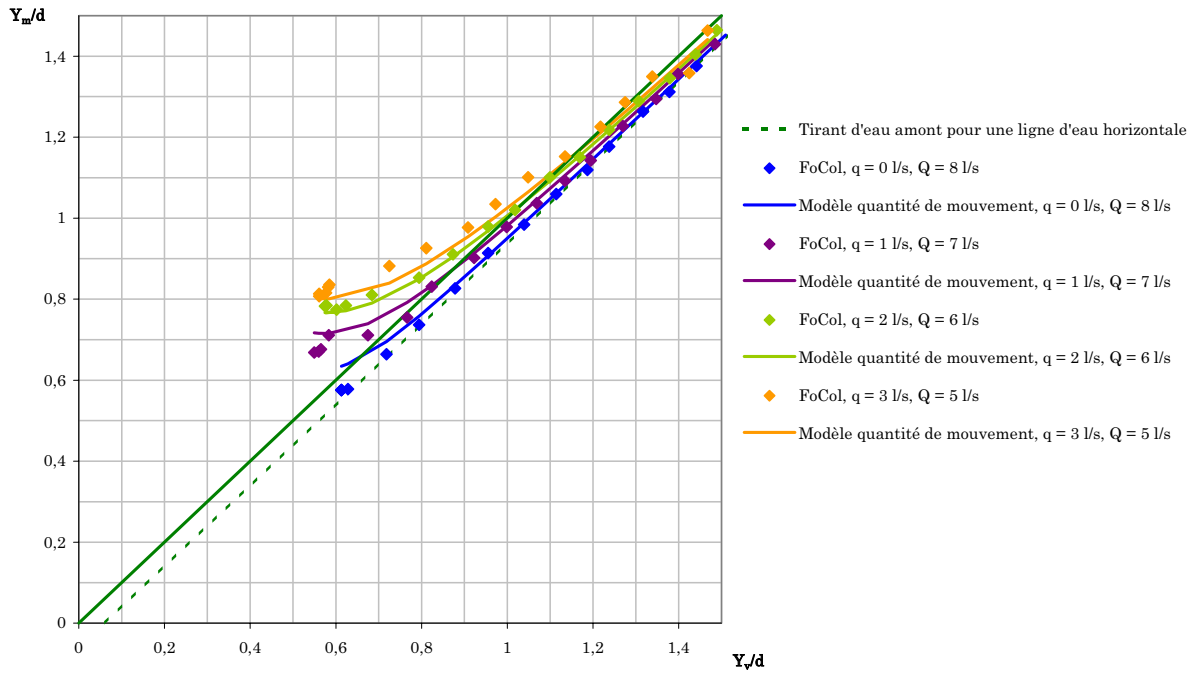


Figure 61 : graphique comparatif des tirants d'eau relatifs mesurés à l'amont de la jonction, en fonction du tirant d'eau relatif mesuré à l'aval, aux tirants d'eau relatifs correspondant modélisés par bilan de quantité de mouvement, pour trois combinaisons de débit, et différentes hauteur de déversoir à l'aval du canal.

L'adéquation entre les valeurs simulées et mesurées diminue à l'approche du tirant d'eau normal relatif dans le canal, qui est de 0,65 pour un débit total de 8 l/s (voir tableau 8). Dans ce cas l'hypothèse d'une surface de l'eau proche de l'horizontale ne convient plus. A l'inverse, toutes les séries de points expérimentaux tendent vers la courbe caractéristique d'une surface de l'eau horizontale, à mesure que le tirant d'eau augmente.

Lorsque le tirant d'eau normal est atteint à l'aval de la jonction, l'abaissement du déversoir à l'aval du canal ne permet pas de faire évoluer sensiblement la condition limite à l'aval de la jonction, les derniers points expérimentaux du côté gauche sont très proches les uns des autres.

Nous n'avons pas développé ici d'estimation plus fine de la forme de la surface libre qui serait pertinente, car nous nous focalisons sur les périodes de fort tirant d'eau, associées aux pointes de crue.

On constate sur la figure 61 la bonne reconstitution par le modèle bilan de quantité de mouvement, de la rehausse de ligne d'eau à l'amont, occasionnée par la jonction et d'autant plus sensible que les tirants d'eau sont faibles. Dans tous les cas, la rehausse de la surface de l'eau à l'amont passe en dessous de 10 % lorsque le tirant d'eau relatif est voisin de 1, elle peut alors être considérée comme d'incidence modérée pour d'éventuelles contraintes à l'amont.

3.3.2.c Application du modèle à des hauteurs de déversoir fixées à l'aval du canal et des débits q et Q en proportion constante : validation et analyse de sensibilité du modèle

Afin de pouvoir confronter les mesures effectuées au laboratoire, et le modèle développé à partir de celles-ci, aux tendances observées sur le terrain, des expériences ont été menées en se focalisant sur les valeurs de pression observée au fond, en extrémité aval de la conduite, pour des débits q et Q d'alimentation proportionnels entre eux. Cette proportionnalité est le prolongement des hypothèses utilisées en 3.2.1.

Trois séries d'expériences ont été menées suivant cette logique de proportionnalité des débits : un débit nul en amont du canal ($\overline{\overline{Q}} = 0$), un débit en amont du canal triple de celui dans la conduite ($\overline{\overline{Q}} = 3$), et enfin un débit en amont du canal sept fois supérieur au débit dans la conduite ($\overline{\overline{Q}} = 7$). La première série d'expériences n'a pas été exploitée dans le cadre d'une application du modèle, car les hypothèses traduites par (81) et (82) ne sont plus satisfaites. En revanche les résultats en sont présentés ici pour caractériser les observations d'une valeur à l'autre de $\overline{\overline{Q}}$. Elle sera exploitée plus largement dans le cadre de l'étude de la transition de la surface libre vers la pleine section (3.4).

Les tableaux de valeurs, pour cette partie 3.3.2.c, sont renvoyés en annexe 6 page 369.

Les valeurs prises par la pression relative au fond, en extrémité de conduite, sont portées sur la figure 62. Les observations de Smith (1962) relatives au rejet de conduite à gueule bée sont portées sur le même graphe (en assimilant hauteur de l'eau pour ces observations, et pression relative en hauteur de colonne d'eau pour notre étude), pour les comparer à nos observations, qui se différencient par l'influence du fond du canal, et de l'eau présente dans ce dernier, stagnante à l'amont, et en mouvement à l'aval.

Quatre modes opératoires sont possibles pour effectuer une série de mesures, selon que le débit de la conduite est croissant ou décroissant, et selon l'ouverture ou non de l'orifice en amont de la conduite. Sur la figure précédente, plusieurs possibilités ont été testées. La figuration des courbes permet de repérer le mode opératoire correspondant : les courbes en pointillés signifient que l'orifice est ouvert (mention "débouché"). Les courbes d'une nuance plus foncée dans la couleur correspondant à une valeur de Hv, signifient que le débit est croissant.

Les barres d'erreur portées en ordonnée correspondent à un écart de 1 mm de colonne d'eau (0,0125 en hauteur relative) en dessus ou en dessous de la pression mesurée.

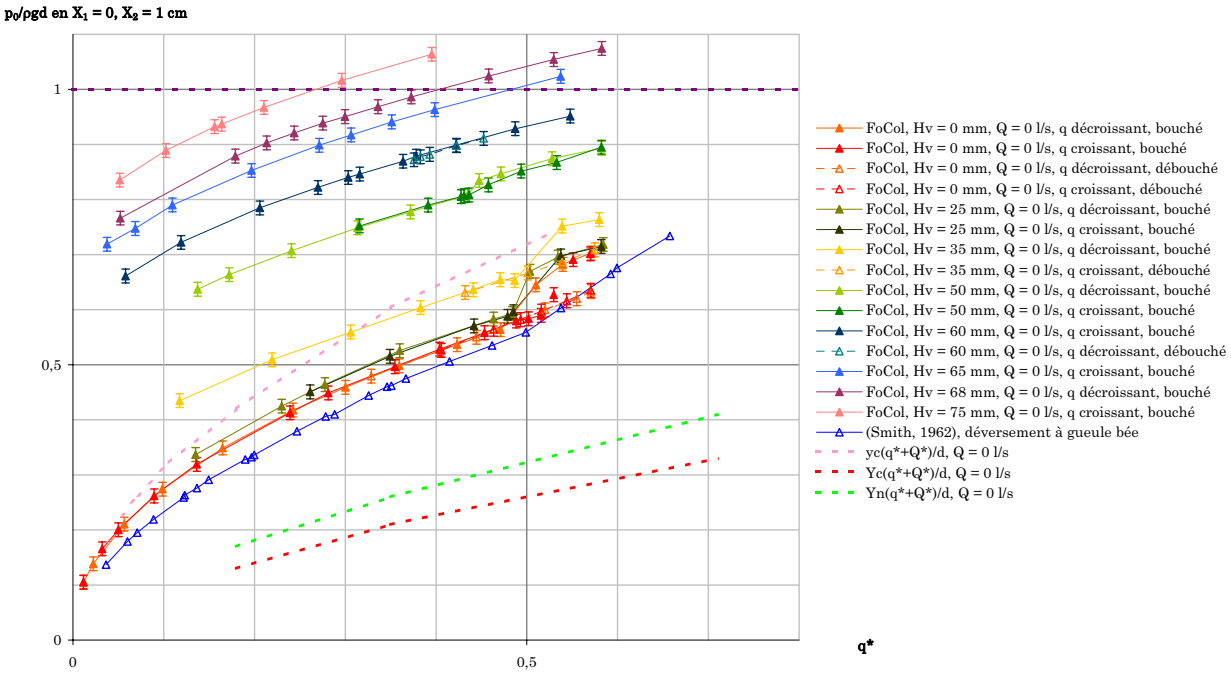


Figure 62 : Variations de la pression relative mesurée au fond de la conduite, en son extrémité aval, $p_0/\rho gd$ en $X_1 = 0$, $X_2 = 1$cm, en fonction du débit adimensionnel de la conduite q*, pour Q = 0, et pour différentes hauteurs de déversoir à l'aval du canal Hv. Comparaison aux observations de Smith (1962). Tirant d'eau relatif critique dans la conduite, tirants d'eau relatifs critique et normal dans le canal pour le débit total en sortie (ici q*).

La figure 62 montre d'un part une nette similitude entre les observations de Smith (1962) et celles de notre étude, ce qui minimise l'influence du fond du canal. Elle montre d'autre part les faibles modifications induites par une rehausse de 25 mm du déversoir à l'aval du canal, ce qui n'est plus le cas pour une rehausse de 35 mm. Cela peut s'expliquer par des tirants d'eau aval proches du tirant d'eau normal, rendant la surface de l'eau moins dépendante des contraintes aval.

Les différences entre l'ouverture ou non de l'orifice, déjà mentionnées par Smith (1962), sont sensibles tant que Hv est inférieur à 50 mm. Les différences entre les cas où le débit est croissant, et ceux où le débit est décroissant, résident dans les points intermédiaires du décrochement observés du fait de la fermeture de l'orifice. Ces aspects seront détaillés en 3.4.

Les séries d'expériences réalisées avec $\bar{\bar{Q}} = 3$, puis $\bar{\bar{Q}} = 7$ ont permis la comparaison des données mesurées aux simulations du modèle par bilan de quantité de mouvement. La pression simulée est une conversion de la hauteur d'eau au niveau du débouché de la conduite, en appliquant l'hypothèse géométrique représentée sur la figure 48, et en supposant hydrostatique la répartition de la pression. La valeur tirée de la simulation est donc Y(0) = Y(-2L)+2LI

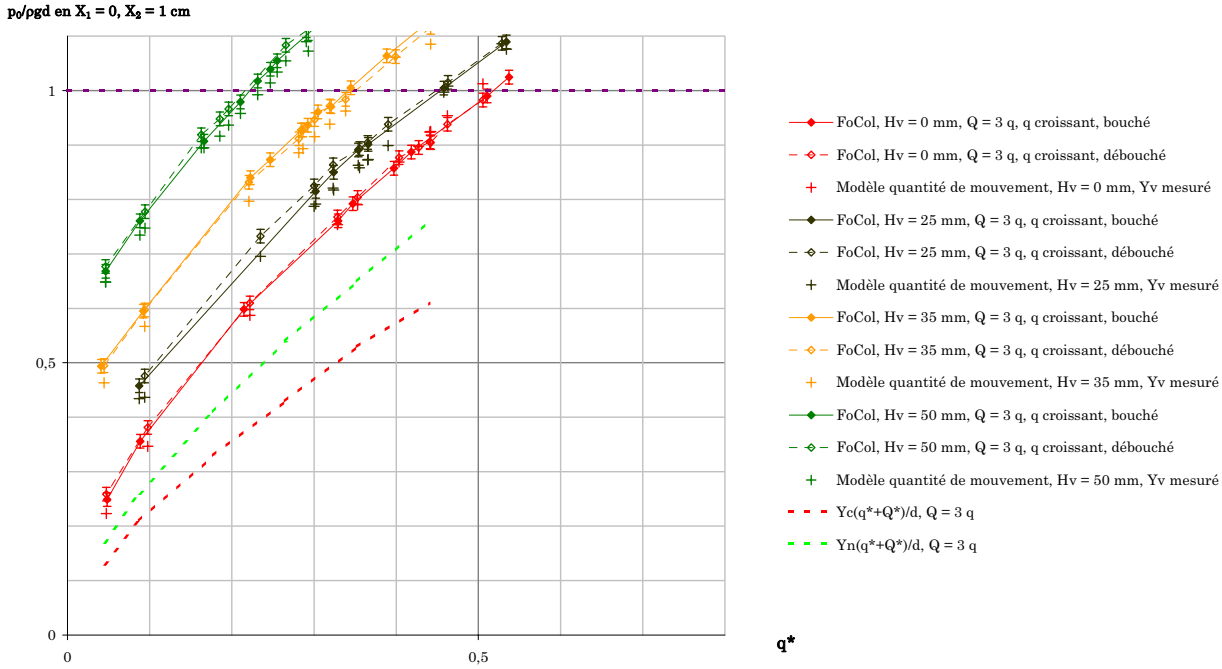


Figure 63 : Variations de la pression relative mesurée au fond de la conduite, en son extrémité aval, $p_0/\rho gd$ en $X_1 = 0$, $X_2 = 1$cm, en fonction du débit adimensionnel de la conduite q*, pour Q = 3 q ($\overline{\overline{Q}} = 3$), et pour différentes hauteurs de déversoir à l'aval du canal Hv. Comparaison aux pressions d'eau relatives simulées par bilan de quantité de mouvement. Tirants d'eau relatifs critique et normal pour le débit total en sortie de canal (ici 4 q*).

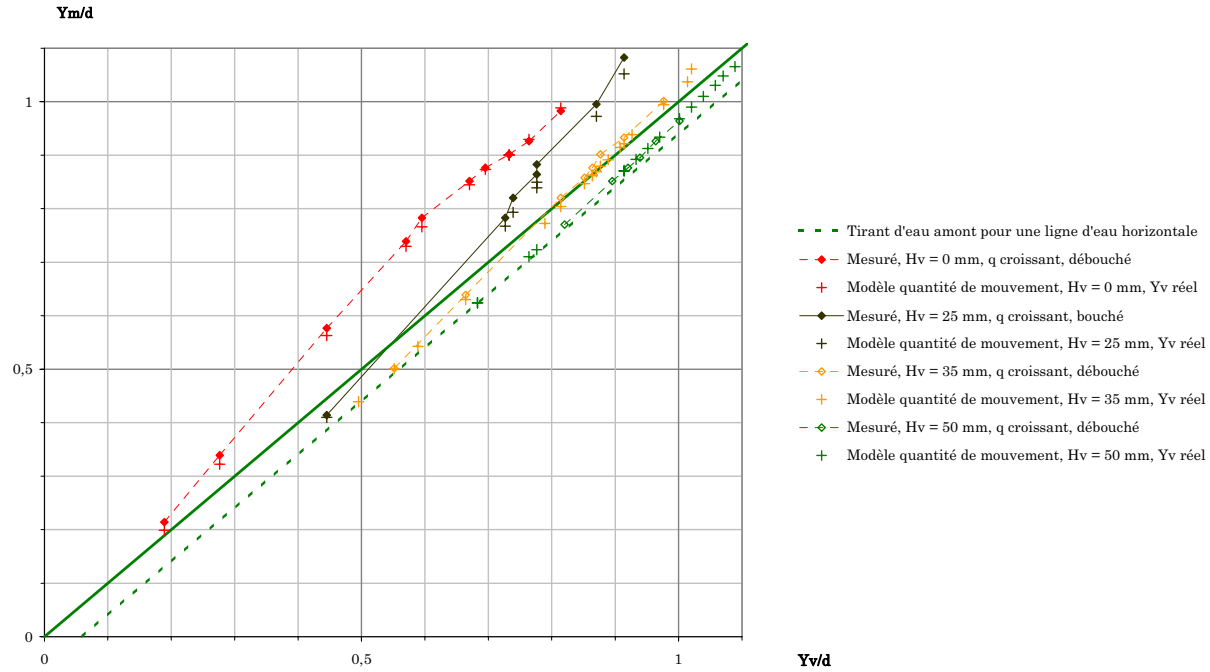


Figure 64 : graphique comparatif des tirants d'eau relatifs mesurés à l'amont de la jonction, en fonction du tirant d'eau relatif mesuré à l'aval, aux tirants d'eau relatifs correspondant modélisés par bilan de quantité de mouvement, pour le rapport $\overline{\overline{Q}} = 3$, et quatre hauteurs de déversoir à l'aval du canal.

Contrairement à ce qui est observé en 3.3.2.b, notamment sur la figure 61, la rehausse du tirant d'eau amont, occasionnée par la jonction, augmente avec le tirant d'eau. En revanche, et

cela est cohérent avec figure 61, son amplitude décroît lorsque Hv augmente. Ces observations sont clairement montrées par la figure 64.

Ce graphique montre en outre la plus grande irrégularité des courbes pour une faible hauteur de déversoir à l'aval, liée à une surface de l'eau très déformée, notamment à l'aval de la jonction.

Afin d'assurer de la réelle influence de la jonction sur le niveau d'eau de la conduite, le graphique suivant montre simultanément les courbes de la figure 63 et des courbes transformées affines de celles de la figure 62, en introduisant un débit de conduite fictif q* égal à Q*/4, pour une même valeur de Hv, et sans modifier la pression relative. Une telle transformation correspondrait en effet à une répartition différente des débits entre la conduite et le canal, sans tenir compte d'une modification qui serait induite par la jonction elle-même.

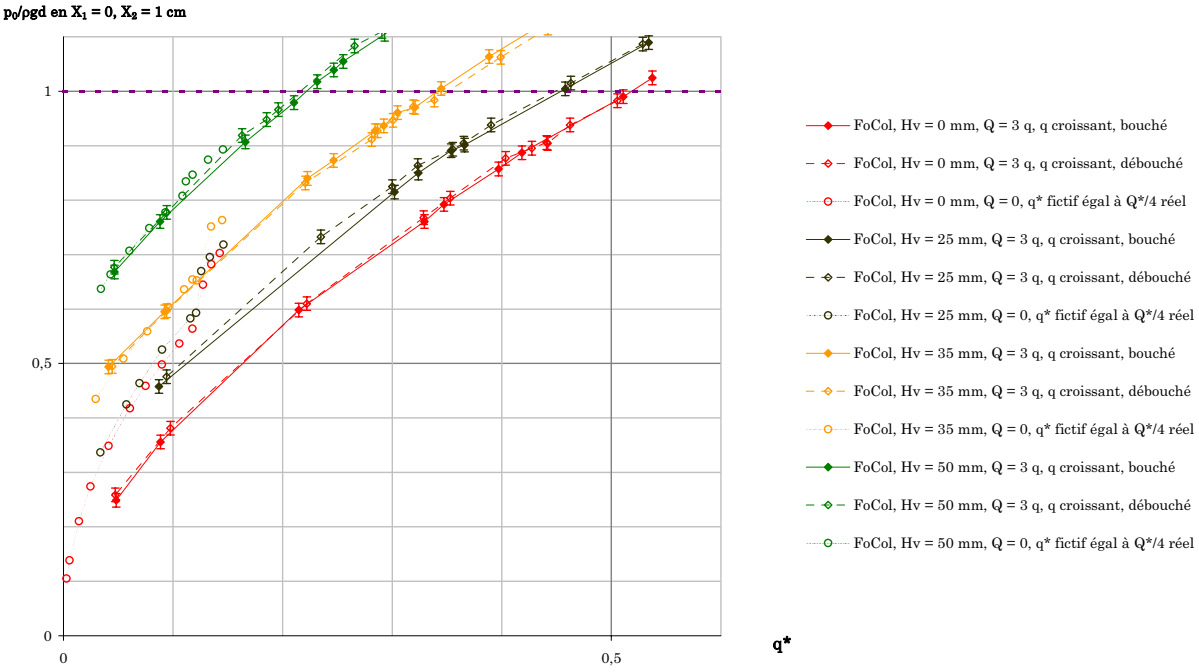


Figure 65 : Variations de la pression relative mesurée au fond de la conduite, en son extrémité aval, $p_0/\rho gd$ en $X_1 = 0$, $X_2 = 1$cm, en fonction du débit adimensionnel de la conduite q*, pour Q = 3 q ($\overline{\overline{Q}} = 3$), et pour différentes hauteurs de déversoir à l'aval du canal Hv. Comparaison aux pressions d'eau relatives mesurées pour Q = 0, en calculant un débit q* fictif égal au quart du débit total réel Q*.

Sur ce graphe, l'influence de la conduite est essentiellement sensible pour les faibles hauteurs de déversoir aval (Hv =0 et 25 mm), et lorsque la présence d'une cavité aval associée à un orifice bouché, occasionnent un décrochement de la courbe de décharge. La faible influence dans les autres cas rejoint la faible influence constatée à partir de la figure 61.

Des expériences effectuées avec un rapport $\overline{\overline{Q}} = 7$ ont mis en évidence le même type d'influence de la conduite sur le niveau dans le fossé. Ainsi, la figure 66 montre des courbes

transformées affines de celles de la figure 62, en introduisant un débit de conduite fictif q* égal cette fois ci à Q*/8.

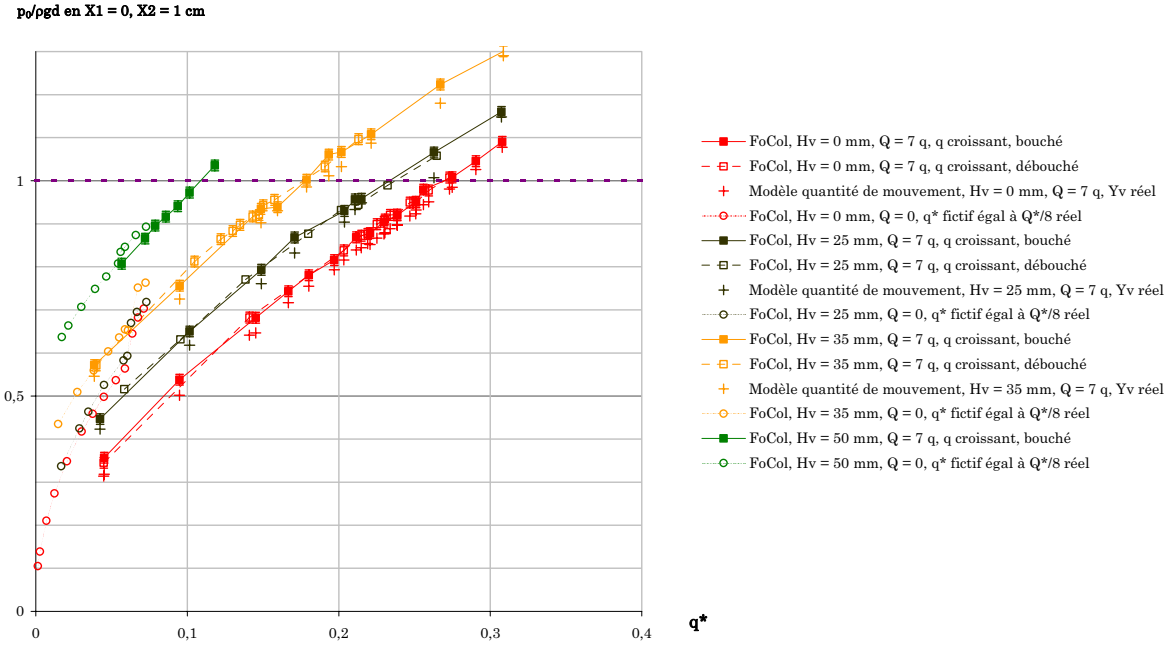


Figure 66 : Variations de la pression relative mesurée au fond de la conduite, en son extrémité aval, $p_0/\rho gd$ en $X_1 = 0$, $X_2 = 1$cm, en fonction du débit adimensionnel de la conduite q*, pour Q = 7 q ($\overline{\overline{Q}} = 7$), et pour différentes hauteurs de déversoir à l'aval du canal Hv. Comparaison aux pressions d'eau relatives simulées, et mesurées pour Q = 0, en calculant un débit q* fictif égal au huitième du débit total réel Q*.

Nous avons abordé la question de la sensibilité du modèle à partir de toutes les simulations effectuées pour un rapport $\overline{\overline{Q}} = 3$. Nous définissons sur cet ensemble de données, que nous appèlerons "données de comparaison", une fonction critère traduisant un écart entre les pressions relatives mesurées et les pressions relatives simulées, permettant d'évaluer l'exactitude du modèle. Nous noterons $\varepsilon_p(\delta, B(-2L), B(3L), \beta(10d), I, L, K)$ cette fonction critère, applicable aux paramètres choisis pour l'utilisation du modèle) :

$$\varepsilon_p(\delta, B(-2L), B(3L), \beta(10d), I, L, K) = \sqrt{\sum_{\text{Simulations}} \left[\frac{(p_0/\rho gd_{\text{Simulé}} - p_0/\rho gd_{\text{Mesuré}})}{p_0/\rho gd_{\text{Mesuré}}} \right]^2} \quad (84)$$

Ce critère, qui porte ainsi sur les quatre hauteurs de déversoir aval du canal testées, pour le rapport $\overline{\overline{Q}} = 3$, va nous servir de critère pour une étude de sensibilité du modèle vis-à-vis de ses différents paramètres.

La somme effectuée inclut 52 données de comparaison (11 pour Hv = 0, 7 pour Hv = 25 mm, 11 pour Hv = 35 mm, 23 pour Hv = 50 mm).

Pour la première série de simulations, utilisée pour les figures 59, 61, 63, et 64, nous obtenons :

(85) $$\varepsilon_p(75°,\ 1,\ 1,\ 1,\ 0{,}00324,\ 0{,}0297\text{m},\ 80\text{m}^{1/3}\text{s}^{-1})=0{,}258$$

Nous définissons également un critère sous la forme d'un écart entre les tirants d'eau relatifs amont mesurées et les tirants d'eau relatifs amont simulés, que nous noterons $\varepsilon_Y(\delta,\ B(-2L),\ B(3L),\ \beta(10d),\ I,\ L,\ K)$:

(86) $$\varepsilon_Y(\delta,\ B(-2L),\ B(3L),\ \beta(10d),\ I,\ L,\ K)=\sqrt{\sum_{\text{Simulations}}\left[\frac{(Y_m\ /\ d_{\text{Simulé}}-Y_m\ /\ d_{\text{Mesuré}})}{Y_m\ /\ d_{\text{Mesuré}}}\right]^2}$$

Soit ici (8 données sont utilisables pour H = 35 mm au lieu de 11, et 6 au lieu de 23 pour Hv = 50 mm, ce qui fait un total de 32 données de comparaison) :

(87) $$\varepsilon_Y(75°,\ 1,\ 1,\ 1,\ 0{,}00324,\ 0{,}0297\text{m},\ 80\text{m}^{1/3}\text{s}^{-1})=0{,}125$$

Si l'on fait varier δ et $B(-2L)$, $B(3L)$, $\beta(10d)$, en donnant pour simplifier la même valeur aux trois coefficients correcteurs de quantité de mouvement, on peut observer sur les figures 67 et 68, que les valeurs retenues à partir d'observations expérimentales pour δ, et à partir d'une simplification extrême pour les coefficients correcteurs, ne sont pas les valeurs optimales des paramètres. Sur ces graphes, la plage d'iso valeurs correspondant aux valeurs de départ des paramètres sont portées en violet.

Le modèle montre une faible sensibilité aux variables retenues ici. Une diminution du critère de 0,01 résulterait d'une augmentation uniforme[1] de pression relative de 0,00125 (équivalente à 0,1 mm), pour le critère ε_p, et d'une augmentation uniforme de tirant d'eau relatif de 0,0014 (équivalente à 0,11 mm), pour le critère ε_Y.

On peut toutefois observer sur les graphes 67 et 68 que l'angle δ et les coefficients correcteurs ne sont pas indépendants, au sens où le modèle reste encore moins sensible sur une droite δ/β constant, pour chacun des deux critères. La position d'un minimum en $\delta = 90$ ° et $\beta = 1$ amène à penser qu'une (ou plusieurs) des hypothèses masque le rôle que joue l'apport de quantité de mouvement par le rejet de la conduite.

[1] i.e. identique pour toutes les données de comparaison

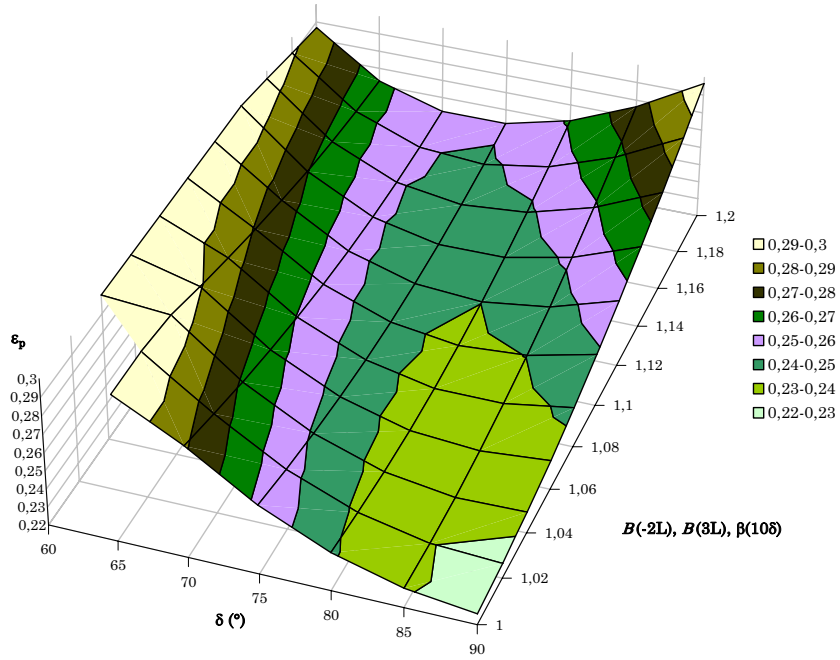


Figure 67 : graphe de variation de la critère ε_p entre les valeurs simulées de pression relative en sortie de conduite, et les valeurs correspondantes mesurées, sur l'ensemble de comparaison ($\overline{\overline{Q}} = 3$), en fonction de la valeur de δ en °, et de la valeur commune de *B*(-2L), *B*(3L), β(10d)

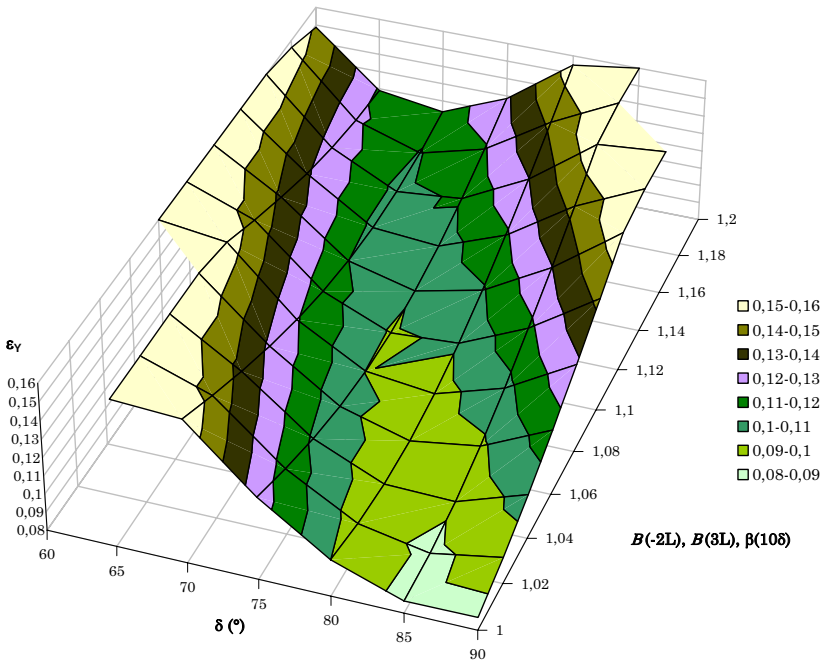


Figure 68 : graphe de variation du critère ε_Y entre les valeurs de tirant d'eau relatif amont simulés, et les valeurs correspondantes mesurées, sur l'ensemble de comparaison ($\overline{\overline{Q}} = 3$), en fonction de la valeur de δ, et de la valeur commune de *B*(-2L), *B*(3L), β(10d)

En observant les variations des critères en fonction d'autres paramètres, ε_Y et ε_p ne dépassent jamais 0,28 pour le premier et 0,15 pour le second. Dans ces tests, K varie de 70 à

90 $m^{1/3}.s^{-1}$, et I varie de 0,274 % à 0,374 %, soit deux intervalles sensiblement étendus sur lesquels ont pourrait s'attendre à observer la sensibilité du modèle.

On constate sur l'ensemble des variations testées, que la simulation de départ n'est jamais la meilleure, et qu'il peut exister un optimum local pour certaines valeurs des paramètres, notamment pour un angle δ différent de 90°. Un exemple en est donné par la figure 69.

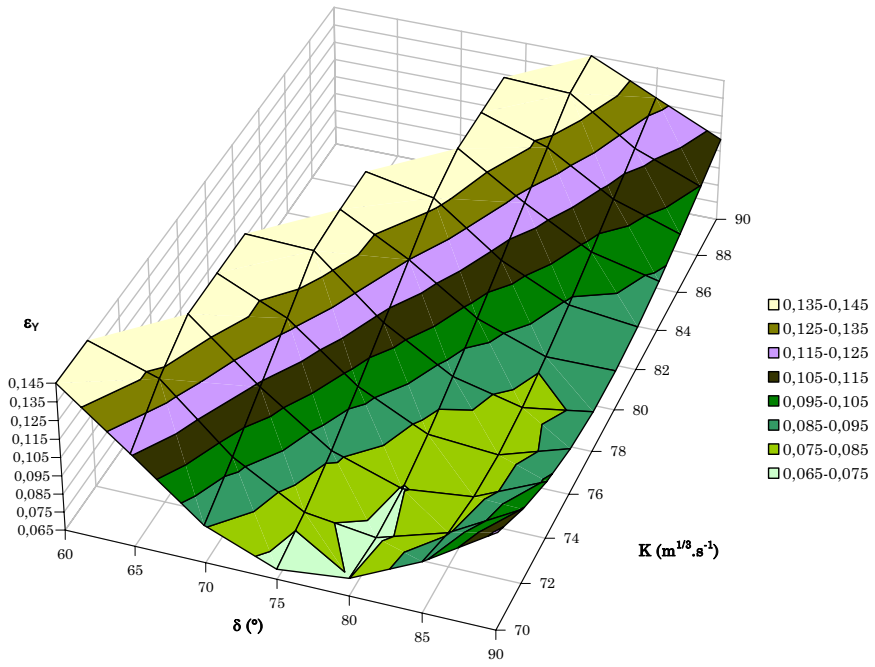


Figure 69 : graphe de variation du critère ε_Y entre les valeurs de tirant d'eau relatif amont simulés, et les valeurs correspondantes mesurées, sur l'ensemble de comparaison ($\overline{\overline{Q}} = 3$), en fonction de la valeur de δ, et de la valeur de K

Les meilleures simulations ne seront toutefois pas analysées dans le cadre de ce travail, compte tenu de la faiblesse des améliorations apportées. Il serait théoriquement possible d'affecter à chacun de ces paramètres des valeurs tirées de l'expérimentation. L'amélioration de l'estimation des coefficients correcteurs de quantité de mouvement et de l'angle δ de déviation seraient donc un préalable à toute analyse plus approfondie.

En particulier, le choix systématique pour δ d'un angle de 90 ° n'est pas nécessairement bon vis-à-vis du critère relatif au tirant d'eau amont (figure 69).

A titre indicatif, nous avons tracé sur la figure 70 les différences apportées aux données de comparaison, selon que les simulations sont effectuées avec les paramètres de départ (δ = 75°, β(10d) = *B*(3L) = *B*(-2L) = 1), ou avec un angle de déviation tiré de la littérature dans le cas de conduites en charge (Serre *et al.*, 1994) et les coefficients correcteurs qui minimisent le critère ε_Y pour cet ange (δ = 80°, β(10d) = *B*(3L) = *B*(-2L) = 1,06). Pour faciliter l'analyse des modifications, les données simulées ont été comparées aux données mesurées correspondantes préalablement

triées. Le tri est croissant pour la pression, décroissant pour le tirant d'eau, ce qui dissocie bien les deux séries de courbes.

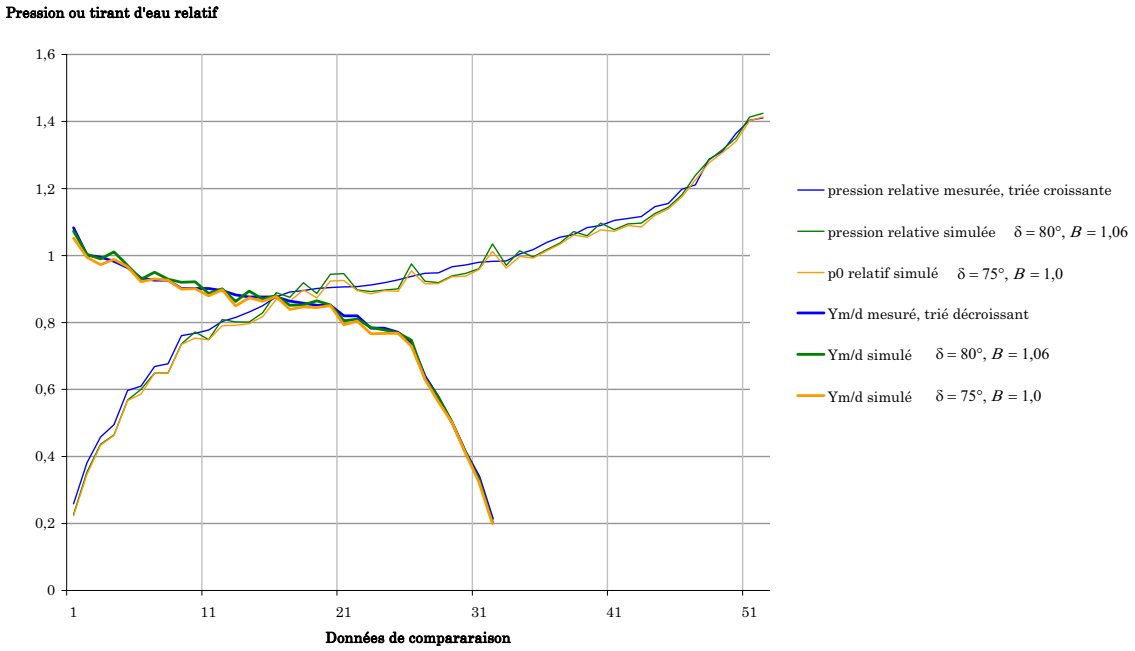


Figure 70 : Modifications apportées à la simulation par la modification des paramètres δ et coefficients correcteurs, δ = 75°, β(10d) = *B*(3L) = *B*(-2L) = 1 et δ = 80°, β(10d) = *B*(3L) = *B*(-2L) = 1,06. Comparaison des valeurs de pression relative en sortie de conduite (données réelles triées par ordre croissant), et de tirant d'eau amont (données réelles triées par ordre décroissant).

Au vu de ces différentes approches de la sensibilité du modèle, l'hypothèse faite sur la forme de la surface de l'eau reste probablement le caractère le plus pénalisant pour celui-ci, mais elle est retenue car elle permet des calculs plus simples.

3.4 Modélisation des écoulements mixtes combinant surface libre et pleine section

La possibilité d'une transition entre un écoulement à surface libre et un écoulement à pleine section dans la conduite modifie l'exactitude du modèle en régime permanent décrit précédemment. Il n'y a pas unicité des solutions en régime permanent selon l'historique des conditions limites. Après une présentation des connaissances sur le rejet à l'air libre d'un écoulement en conduite à pleine section, deux situations d'écoulement mixtes sont étudiées, ainsi que leurs conséquences sur la modélisation de la jonction. Le premier cas se rapproche du rejet à l'air libre, une zone d'écoulement à surface libre se cantonne à l'aval de la conduite, et se prolonge vers l'amont par un écoulement en dépression. Le second cas vise à expliquer l'observation de débits limites pour le rejet, en étudiant l'existence simultanée d'un écoulement à pleine section à l'aval, et à surface libre à l'amont.

Les deux approches précédentes ne tiennent pas compte de la transition entre un écoulement à surface libre et un écoulement à pleine section dans la conduite. Si les expérimentations en régime permanent sur le modèle réduit FoCol montrent des formes d'écoulement différentes, mais ne montrent pas de modification perceptible du comportement de l'écoulement de part et d'autre de cette transition, les observations de terrain montrent en "PZ1" une anomalie non expliquée (débit limité à partir du passage à pleine section, pour les crues postérieures à l'approfondissement du fossé).

Nous avons cherché à expliquer cette anomalie par l'existence d'un débit limite pour lequel un apport d'eau supplémentaire par l'amont, resté à surface libre pendant que l'aval est en charge, ne peut s'effectuer que par stockage dans la conduite, sans augmentation de débit. Pour cela, les expérimentations sont tournées vers l'examen des conditions dans lesquelles la conduite présente simulanément des sections à surface libre, et des sections pleines.

3.4.1 Rejet à gueule bée d'un écoulement en conduite circulaire

L'écoulement à gueule bée en sortie d'une conduite circulaire a été étudié précisément par Smith (1962), puis largement approfondi depuis. Certains auteurs ont cherché à en détailler les mécanismes (par exemple : Blaisdell *et al.*, 1963 ; Montes, 1997 ; Dey, 1998 ; Hager, 1999a), d'autres se sont placés du point de vue de la contribution à l'érosion du milieu récepteur (par exemple : Blaisdell Fred et Anderson, 1988a ; Doehring et Abt, 1994 ; Rice et Kadavy, 1994b), ou

d'autres enfin ont affiné les méthodes de dimensionnement de buses ou conduites (par exemple : Mussalli, 1978 ; Hager et Del Giudice, 1998).

Cet écoulement à gueule bée est caractérisé par l'existence d'un débit limite q* au delà duquel tout écoulement doit s'effectuer à pleine section. Dans une synthèse sur ce point, Montes (1997) indique pour cette limite une fourchette de valeurs comprises entre 0,4 et 0,503.

Les observations sur le modèle réduit FoCol montrent que pour un rejet peu influencé (Q = 0, Hv = 0 et 25 mm), la pression relative en sortie de conduite reproduit sensiblement les observations de Smith (1962), et la valeur limite, caractérisée par un décrochement de la courbe rouge sur la figure 62, se situe également au voisinage de la fourchette donnée dans le paragraphe précédent.

Nous pouvons déduire de ces observations qu'il existe une analogie de comportement entre un rejet de collecteur à gueule bée, et un rejet peu influencé par le niveau de l'eau en aval du fossé. Ce comportement concerne les courbes de tendance de type A, définies dans le paragraphe 2.1.3.b, sur la figure 23. La figure 71 permet la comparaison de données du terrain (point "PZ1", voir 2.1.1.a page 67) aux observations de Smith (1962) et du modèle réduit "FoCol".

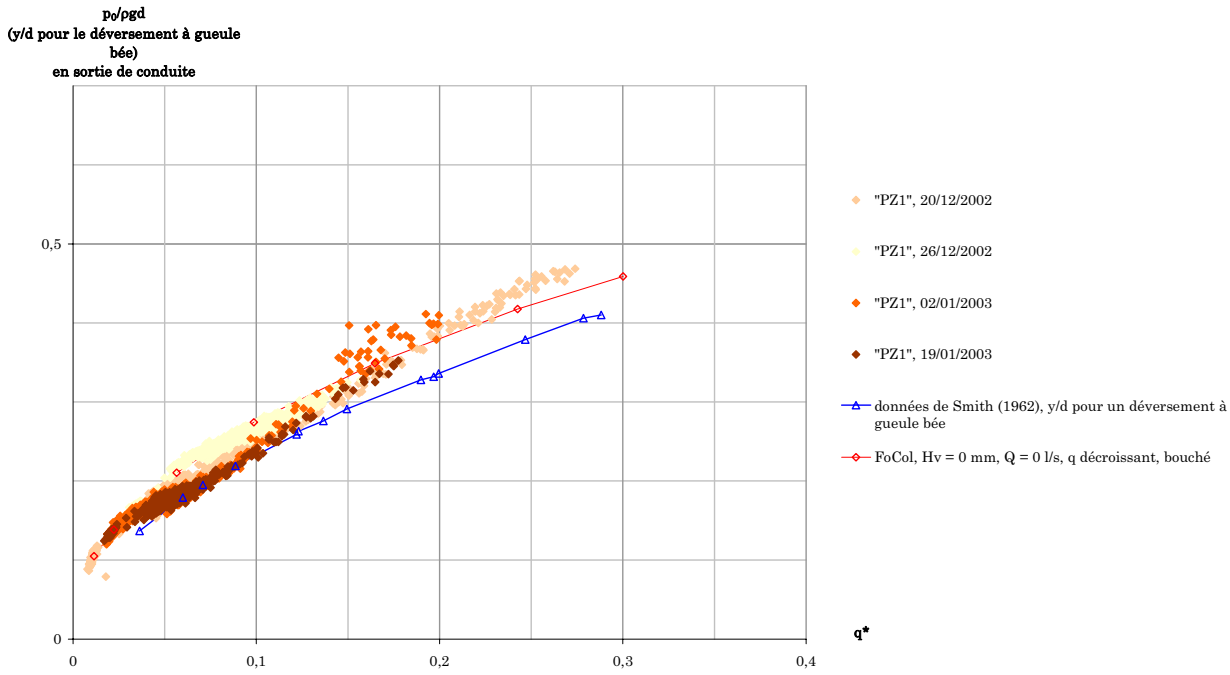


Figure 71 : Variations de la pression relative mesurée sur FoCol au fond de la conduite, en son extrémité aval, $p_0/\rho gd$ en $X_1 = 0$, $X_2 = 1$cm, en fonction du débit adimensionnel de la conduite q*, pour Q = 0, et Hv = 0. Comparaison aux observations de Smith (1962) et aux observations de terrain en "PZ1" pour les épisodes postérieurs au 20/12/2002.

3.4.2 Conditions d'existence de rejet à surface libre, à partir d'un écoulement amont ou d'un écoulement aval à pleine section, conséquence sur les modèles de jonction

La présentation générale des observations sur le modèle réduit "FoCol" a montré (voir 2.2.4.c page 118) que la pression en fond de conduite n'est pas représentative de la position réelle de la surface libre lorsqu'elle existe. Ce phénomène est lié à l'existence d'une zone à pression atmosphérique à l'intérieur même de l'écoulement, lorsque celui ci rejoint vers l'aval une zone à surface libre (dans la conduite elle même en présence d'une cavité aval, ou à l'entrée dans le canal en présence d'une cavité amont). La pression en sommet de section est alors inférieure à la pression atmosphérique dans une zone de stagnation assurant la transition (Montes, 1997).

Pour compléter les mesures de pression utilisées en 3.3.2.c, nous avons relevé le débit pour lequel la surface libre apparaît ou disparaît de la conduite. Cela se produit dans les conditions décrites en 2.2.4.c page 118, avec une surface de transition pouvant être ondulée, ou être constituée d'une succession de bulles d'air en mouvement, avec un rythme invariant dans le temps en régime permanent.

Ces observations ont été retranscrites sur la figure 72, en ne portant, sur un graphe similaire à celui de la figure 62, que les points encadrant la phase de transition. Pour un débit de conduite croissant, ceux-ci vont du dernier point mesuré avec la conduite entièrement à surface libre (au moins jusqu'à l'orifice si celui-ci est ouvert) au premier point mesuré avec la conduite entièrement à pleine section (plus de passage de bulles d'air). Ces deux points sont symbolisés par des triangles. On notera que ce dernier point n'existe pas toujours avec nos conditions expérimentales. De la même façon, lorsqu'un écoulement d'air est possible par l'orifice à l'amont de la conduite, il n'est pas toujours possible d'observer un passage à pleine section. propose une transcription graphique de ces observations. Les points de transition sont marqués par des croix.

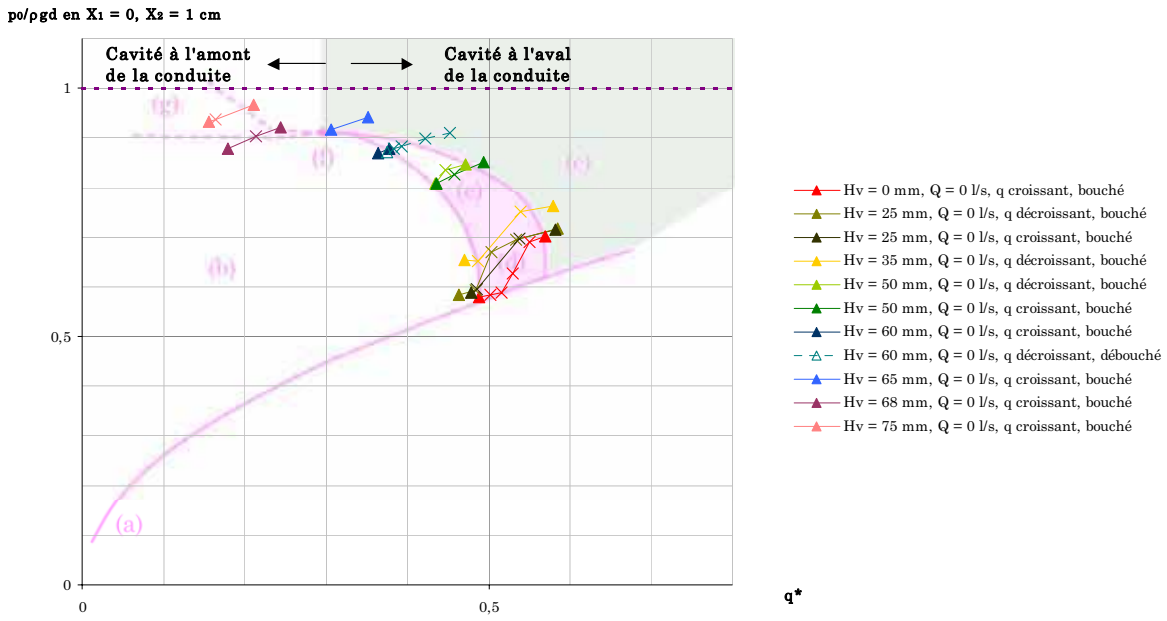


Figure 72 : Variations de la pression relative mesurée au fond de la conduite, en son extrémité aval, $p_0/\rho gd$ en $X_1 = 0$, $X_2 = 1$cm, en fonction du débit adimensionnel de la conduite q*, pour Q = 0, et pour différentes hauteurs de déversoir à l'aval du canal Hv, entre la dernière observation de la conduite entièrement à surface libre (triangle de gauche pour chaque série), et la première observation de la conduite entièrement à pleine section (triangle de droite pour chaque série) lorsqu'elle existe. Les points de transition sont représentés par des croix. i = 0,0023

Une interprétation des observations est figurée en rose en arrière plan du graphe. Cette interprétation distingue sept zones, courbes, ou points particuliers.

La courbe (a) est la courbe de rejet à gueule bée, la pression ne peut être en dessous de cette courbe pour un débit donné.

La zone (b) caractérise des écoulements pour lesquels la conduite est toujours à surface libre.

La zone (c) caractérise des écoulements pour lesquels la conduite est toujours à pleine section. Cette zone est découpée en deux partie, l'une étant grisée.

Dans la partie grisée, c'est la disparition d'une cavité aval qui aboutit à la pleine section. Cette disparition se produit dans la zone (e). Cette zone, élargie au contact de la courbe (a), s'amincit et se déforme à mesure que le débit permettant de l'atteindre diminue.

La partie large au voisinage de la courbe (a) est notée (d) et colorée en rose, le décrochement des courbes de rejet, lié au comblement de la cavité aval, y est très perceptible.

Dans la partie blanche de la zone (c), la pleine section est atteinte à partir du comblement d'une cavité amont (remontée de ligne d'eau depuis l'aval de la conduite). Ce comblement se produit dans la zone (g).

Les zones (e) et (g) se rencontrent en un point (f). Au voisinage de ce point, la transition de la surface libre à la pleine section est quasiment instantanée, aucun point de mesure dans un état de transition n'a pu être obtenu en régime permanent, contrairement aux zones(d) et (g).

La surface de transition, instable au point (f), a la particularité d'être ondulée sur l'ensemble de la longueur de la conduite (comme sur la planche 15, photographie c). A mesure que les conditions de transition gagnent la zone (g), l'ondulation de la surface ne concerne que l'aval de celle-ci, puis n'est plus observée.

Cette interprétation associe la notion de débit seuil d'apparition d'une cavité aval pour un rejet à gueule bée (Montes, 1997), et la notion de tirant d'eau maximal pour un écoulement uniforme stable (Sinniger et Hager, 1989). Ces deux définitions se traduisent respectivement par une surface libre jusqu'à q* = 0,5 environ, et jusqu'à y/d = 0,8 environ, suivant l'application d'une loi de Manning-Strickler.

Les mesures effectuées avec les rapports $\bar{\bar{Q}} = 3$ et $\bar{\bar{Q}} = 7$ ont permis de vérifier que ces conditions de transition ne sont pas dépendantes de l'écoulement dans le canal. On constate que l'augmentation sensible des pressions relatives pour un même débit de rejet amène à n'observer quasiment que des transitions par une cavité amont, aux limites plus difficiles à établir car les variations de pression relative avec le débit sont très rapides.

Les trois seules transitions présentant une cavité aval se produisent bien dans la zone (e) décrite précédemment : il s'agit des courbes "Hv = 0 mm, Q = 3q, q croissant, bouché", "Hv = 25 mm, Q = 3q, q croissant, bouché", "Hv = 25 mm, Q = 3q, q croissant, débouché".

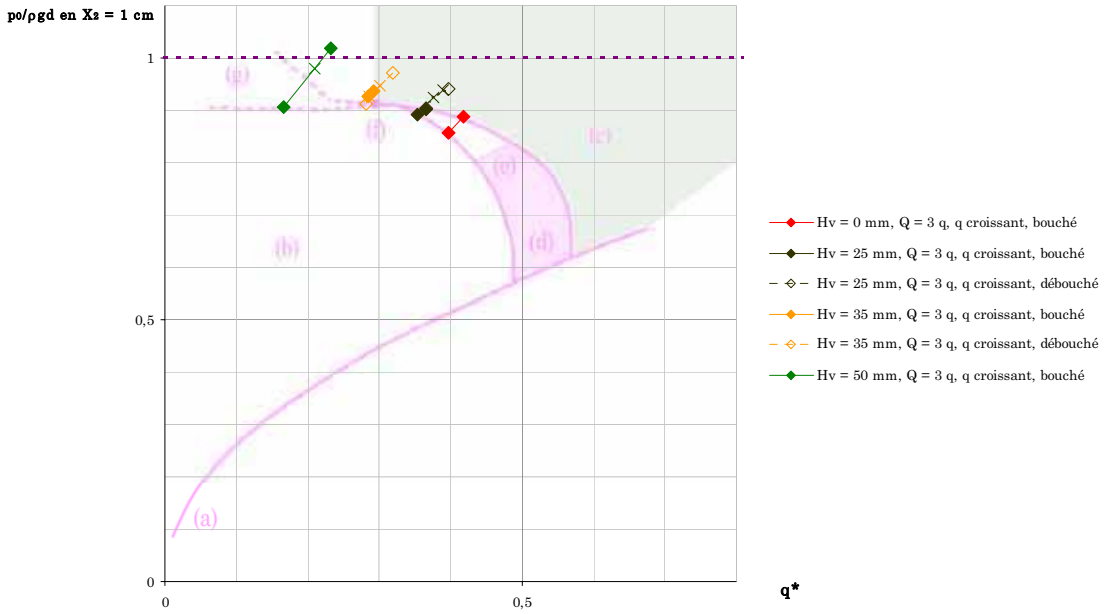


Figure 73 : Variations de la pression relative mesurée au fond de la conduite, en son extrémité aval, $p_0/\rho gd$ en $X_1 = 0$, $X_2 = 1$cm, en fonction du débit adimensionnel de la conduite q*, pour Q = 3 q ($\overline{\overline{Q}} = 3$), et pour différentes hauteurs de déversoir à l'aval du canal Hv, entre la dernière observation de la conduite entièrement à surface libre (losange de gauche pour chaque série), et la première observation de la conduite entièrement à pleine section (losange de droite pour chaque série) lorsqu'elle existe. Les points de transition sont représentés par des croix. i = 0,0023

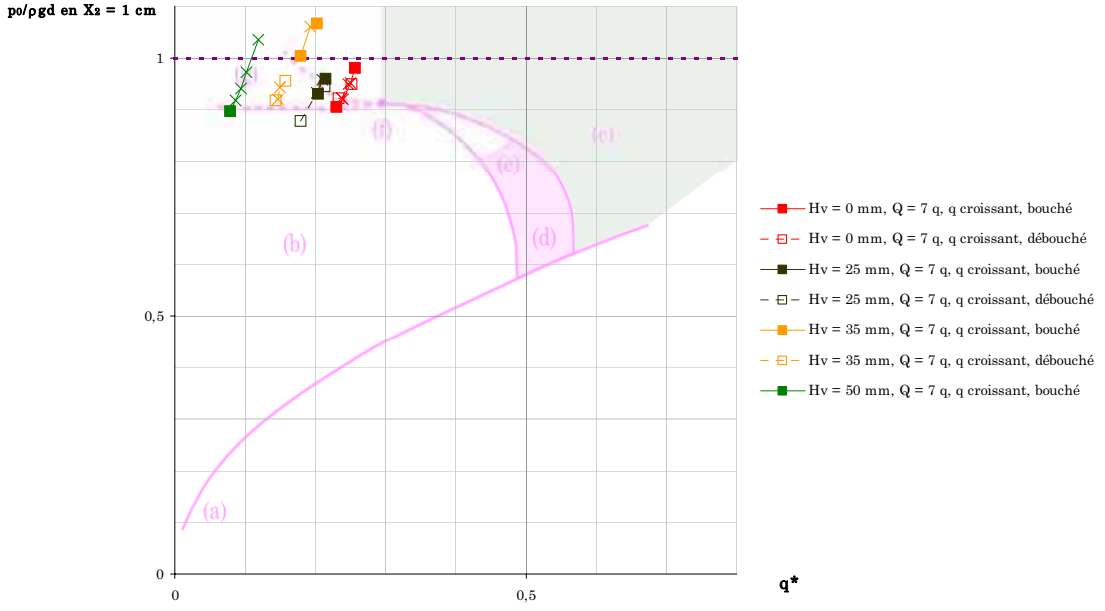


Figure 74 : Variations de la pression relative mesurée au fond de la conduite, en son extrémité aval, $p_0/\rho gd$ en $X_1 = 0$, $X_2 = 1$cm, en fonction du débit adimensionnel de la conduite q*, pour Q = 7 q ($\overline{\overline{Q}} = 7$), et pour différentes hauteurs de déversoir à l'aval du canal Hv, e entre la dernière observation de la conduite entièrement à surface libre (carré de gauche pour chaque série), et la première observation de la conduite entièrement à pleine section (carré de droite pour chaque série) lorsqu'elle existe. Les points de transition sont représentés par des croix. i = 0,0023

Le débit caractéristique du point (f) parait lié au débit à remplissage complet donné par Sinniger et Hager (1989). Ce débit peut être estimé à, pour la conduite utilisée dans l'expérimentation "FoCol", de pente 0,0023 (Définition en 1.3.2.b page 43, calcul en 3.3.2.a page 157) pour ces premières expérimentations :

(88) $$q_{(f)}^{*} = \frac{q_p}{\sqrt{gd^5}} = \frac{ki^{1/2}\frac{\pi d^{8/3}}{4^{5/3}}}{\sqrt{gd^5}} = 0{,}282$$

où $q_{(f)}^{*}$ est le débit adimensionnel caractéristique du point (f), q_p le débit à remplissage complet donné par Sinniger et Hager (1989), k = 90 $m^{1/3}s^{-1}$.

Une deuxième série d'expérimentations a été réalisée pour étudier la variation du débit caractéristique du point (f), et confirmer la relation (88).

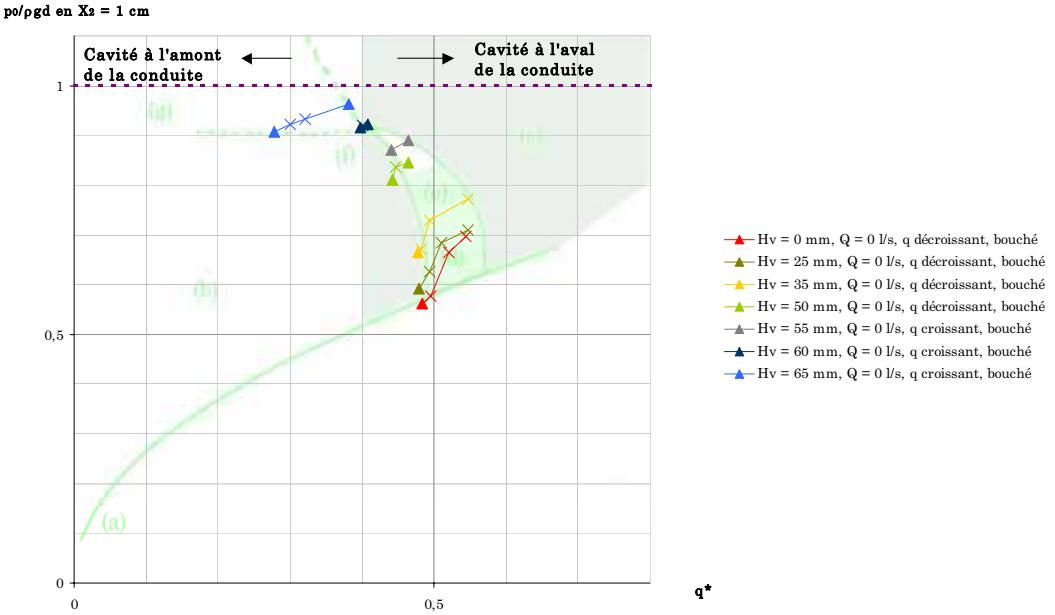


Figure 75 : Variations de la pression relative mesurée au fond de la conduite, en son extrémité aval, $p_0/\rho gd$ en X_1 = 0, X_2 = 1cm, en fonction du débit adimensionnel de la conduite q*, pour Q = 0, et pour différentes hauteurs de déversoir à l'aval du canal Hv, entre la dernière observation de la conduite entièrement à surface libre (triangle de gauche pour chaque série), et la première observation de la conduite entièrement à pleine section (triangle de droite pour chaque série) lorsqu'elle existe. Les points de transition sont représentés par des croix. i = 0,0051

La pente de la conduite a été multipliée par 2 environ, en prenant la nouvelle valeur de 0,0051[1]. Cette nouvelle pente devient relativement forte au sens hydraulique du terme, pour les faibles débit et ce coefficient de rugosité de la conduite. En effet, pour le débit de 1 l/s par exemple, et un coefficient de Manning-Strickler de 90 $m^{1/3}.s^{-1}$, le tirant d'eau normal est de 0,036 m, pour un tirant d'eau critique de 0,033 m.

[1] z_m = 102,70 ± 0,0126 cm, z_v = 102,19 ± 0,0126 cm, i = 0,0051 ± 0,000252

Nous avons cependant conservé pour les analyser les caractéristiques des pressions relatives au point de déversement. Toute hypothèse simplificatrice sur l'allure de la surface de l'eau plus en amont dans la conduite est ici invalide, notamment en raison de la présence d'un faible ressaut, observé expérimentalement, pour les plus faibles débits.

La retranscription des transitions sur le diagramme pression relative / débit adimensionnel du rejet, a donné le graphique de la figure 75, homologue de la figure 72.

On observe sur ce graphique un décalage vers la droite de la frontière entre les côtés d'apparition de la cavité, ce qui pourrait correspondre à l'augmentation du débit à remplissage complet. L'allure d'ensemble des zones de transition respecte par ailleurs le même schéma que pour une pente plus faible.

L'équation (88) devient en effet, avec cette pente :

(89) $$q_{(f)}{}^{*} = \frac{q_p}{\sqrt{gd^5}} = \frac{ki^{1/2}\,\frac{\pi d^{8/3}}{4^{5/3}}}{\sqrt{gd^5}} = 0{,}420$$

La correspondance entre ce débit et la frontière observée expérimentalement paraît acceptable sur ce cas particulier. Sans valider entièrement un lien exact entre l'abscisse du point (f), 0,29 sur la figure 72 et 0,4 sur la figure 75, et le débit à remplissage complet, (respectivement 0,282 et 0,420 pour le coefficient de Manning-Strickler retenu), nous pouvons en déduire l'intérêt d'étudier plus avant cette relation, en choisissant d'autres valeurs de pentes, et en essayant d'expliquer l'origine de l'incidence de ce débit sur les écoulements, si cette incidence se confirme.

Il ressort de la figure 76 qu'une pente correspondant à un débit à remplissage complet supérieur à 0,5 sous sa forme adimensionnelle, ne permettrait pas de positionner le point (f) au delà de la zone (d). Il conviendrait dans ce cas de décrire le comportement de la conduite, *a priori* différent. Cette particularité pourrait expliquer la difficulté d'interprétation des observations de terrain au point "PZ5", caractérisé par une forte pente du collecteur au voisinage du point de rejet (2.1.1.b page 71).

3.4.3 Mise en évidence d'un débit singulier en régime transitoire, lors du passage à pleine section de l'écoulement depuis l'aval de la conduite

Les observations décrites en 3.4.2 montrent l'existence d'un couple particulier (pression relative/débit adimensionnel) pour lequel la transition d'une canalisation à surface libre vers une canalisation à pleine section, est très rapide, et à cheval entre un remplissage par l'amont de la conduite, et un remplissage par l'aval. Nous pouvons nous attendre à ce que cette rapidité ait des conséquences sur la dynamique du rejet si ses caractéristiques venaient à franchir ce point.

Les données de terrain montrent pour le point "PZ1", lorsque la tendance est au plafonnement des débits (courbes verticales de type C, définies dans le paragraphe 2.1.3.b, sur la

figure 23), une courbe de rejet susceptible de franchir un point analogue au point (f) décrit en 3.4.2.

En effet, sur la base des relevés de terrain, avec une pente du collecteur supposée être celle du terrain naturel à l'amont immédiat de "PZ1", estimée à 0,005[1], (88) deviendrait :

(90)
$$q_p = ki^{1/2}\frac{\pi d^{8/3}}{4^{5/3}} = 0{,}191\,m^3s^{-1}$$
$$q_p{}^* = \frac{q_p}{\sqrt{gd^5}} = 0{,}344$$

soit une valeur comparable à celle donnée par (88) mais où ici, d = 0,5 m, k = 55 $m^{1/3}s^{-1}$.

Pour une pente comprise dans l'intervalle [0,004 , 0,006], le débit q_p* serait compris dans l'intervalle [0,308 , 0,377].

Dans le même temps, la relation entre la pression relative et le débit adimensionnel, au point "PZ1", comparée aux graphes établis dans la partie 3.4.2 qui précède, prend l'allure visible sur la figure 76 pour les épisodes plafonnés en débit.

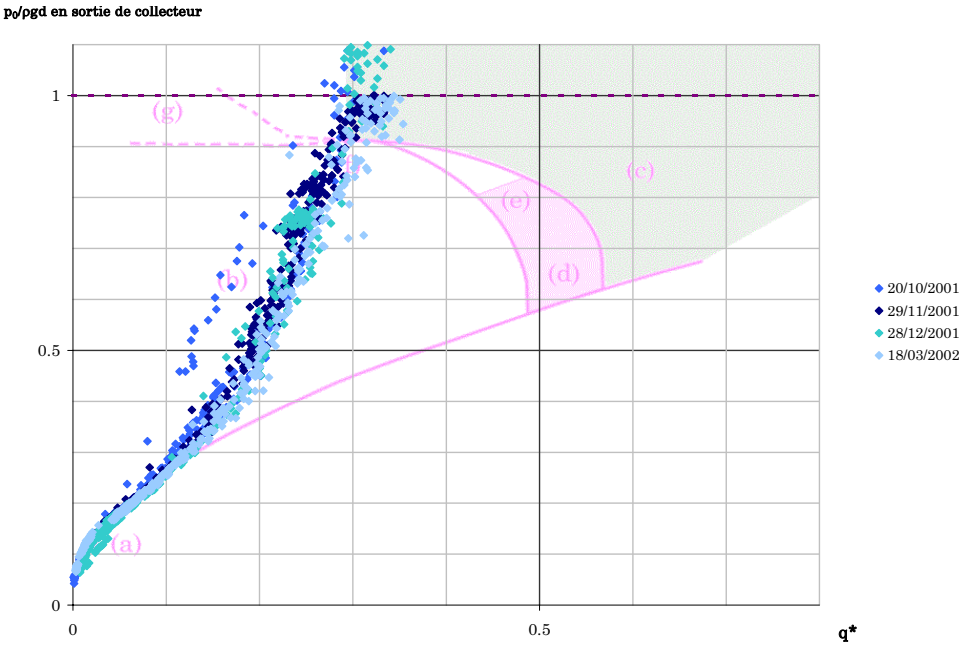


Figure 76 : Variation de la pression relative en débouché de collecteur, au point "PZ1", en fonction du débit adimensionnel q*, pour quatre épisodes de crue de la saison de drainage 2001-2002. Comparaison au zonage de transition établi pour la conduite du modèle réduit "FoCol"

[1] lecture sur la carte IGN au 1/25.000ème, du point de cote 174 m, à "PZ1", de cote 172 m d'après le lever topographique effectué en 2000. La distance entre ces deux points est de 450 m, ce qui donne une pente de 0,00444 arrondie à 0,005. dans le cadre de ce travail, il n'a pas été réalisé de levé topographique du terrain naturel sur l'emprise des réseaux enterrés.

Nous avons cherché à expliquer le plafonnement des débits par un phénomène dynamique confronté à la coexistence de deux tirants d'eau stables en régime permanent fluvial, l'un à surface libre, et l'autre à pleine section, pendant une variation du débit au voisinage du débit à remplissage complet.

3.4.3.a Problème étudié

Nous nous intéressons au système suivant (figure 77) :

L'objet de l'étude est un collecteur étanche, de diamètre et de rugosité invariants, avec pour pente invariante i, et pour longueur l. Cette conduite est une représentation simplifiée de la réalité, dans la mesure où le réseau enterré se ramifie, et change de géométrie, en remontant vers l'amont.

On suppose que la conduite présente un tronçon sous pression remontant sur une hauteur h. L'amont de la conduite est alimenté par un débit q_m imposé. La pression à l'aval de ce tronçon en charge est supposée proche de la pression atmosphérique. En ce point s'échappe un débit q_v, égal à q_m en régime permanent, mais pouvant différer en régime transitoire.

La partie du tronçon en charge est alimentée depuis l'amont par un courant à surface libre, et est donc à pression atmosphérique en son point le plus haut, ce qui est plausible pour un réseau de drainage en fonctionnement normal pour un débit inférieur au débit de projet.

Le débit de projet est utilisé pour dimensionner le réseau de collecteurs enterrés, et sa valeur est déterminée à partir d'une intensité pluviométrique de durée et de période de retour données. Notons que le dimensionnement tel qu'il est couramment pratiqué(Cemagref, 1993a), fixe le diamètre des collecteurs de manière à ce que le débit de projet soit aussi le débit à remplissage complet. En théorie le débit peut croître jusqu'à cette valeur en présence d'une surface libre, mais l'écoulement est très sensible à toute irrégularité de la conduite (Sinniger et Hager, 1989). En revanche, et de manière théorique également et idéale, le dimensionnement du réseau enterré fait que si un de ses points la relation $q^* = q_p^*$ est vérifiée, elle l'est simultanément en tous ses points.

La variable de sortie qui nous intéresse, et qui est observée sur le terrain, est le débit q_v. Cette variable dépend de deux variables d'entrée : le débit q_m et le tirant d'eau aval y_v imposé au débouché du collecteur, qui peut se traduire en une pression p_v à l'aval de la conduite, en supposant hydrostatique la répartition des pressions. Les observations présentées précédemment ont montré que cette hypothèse peut conduire à une erreur sur l'appréciation réelle de la position réelle de la surface libre. Avec l'objectif d'étudier une situation théorique, nous négligeons ici cette erreur

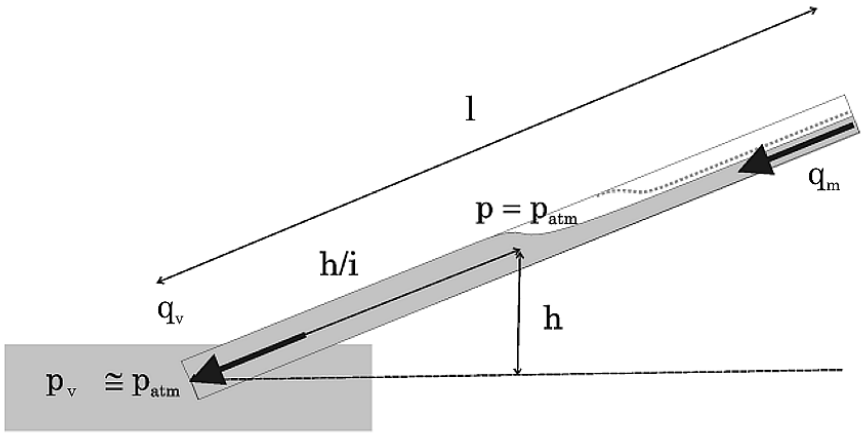


Figure 77 : Représentation schématique du système étudié pour la mise en évidence d'un débit singulier lors du passage à pleine section de l'écoulement depuis l'aval de la conduite

On néglige également la perte de charge singulière à l'aval de la conduite.

Des valeurs numériques sont choisies comme précédemment, pour établir l'équation (90). En particulier, la topographie des lieux ne permet pas d'évaluer avec certitude sur une grande longueur la pente du collecteur enterré débouchant en "PZ1", au delà du voisinage du débouché en lequel elle a été estimée.

Nous utiliserons donc les valeurs i = 0,005, d = 0,5 m, et l = 1000 m.

L'idée de départ est de rechercher un débit singulier en simplifiant à l'extrême la conduite, en la ramenant à une seule dimension, et en supposant la pression aval rigoureusement atmosphérique, autrement dit le diamètre effectif de la conduite est négligé et l'aval de la conduite est à peine noyé (figure 78).

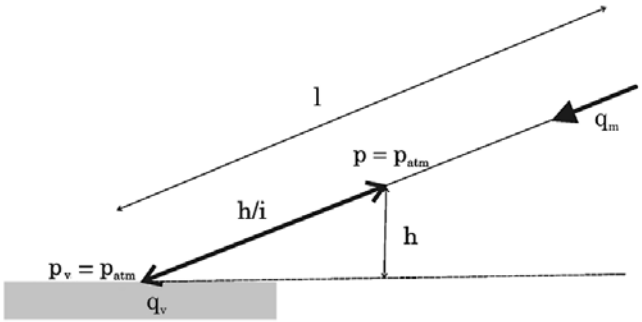


Figure 78 : Simplification mono-dimensionnelle de la conduite représentée en figure 77.

Dans ce cas, si l'on note $J_{PS}(q)$ la perte de charge par unité de longueur pour le tronçon de conduite à pleine section, et si l'on suppose la pente faible, le bilan de charge s'écrit, entre l'amont et l'aval de ce tronçon :

(91) $$h = (h/i)J_{PS}(q)$$

Si l'on choisit d'appliquer une formule de perte de charge de type Manning-Strickler **(4)** nous avons :

(92) $$J_{PS}(q) = \left(\frac{q}{k(d/4)^{2/3}(\pi d^2/4)} \right)^2$$

soit :

(93) $$i = J_{PS}(q) = \left(\frac{q}{k(d/4)^{2/3}(\pi d^2/4)} \right)^2$$

Cette relation est indépendante de h, le bilan peut rester satisfait même si un volume d'eau vient combler la partie à pression atmosphérique au dessus de ce tronçon, et ainsi modifier h.

L'équation (93) définit ainsi un débit singulier bien déterminé. Cette relation est aussi la définition du débit à remplissage complet q_p (Sinniger et Hager, 1989), donnée par (90). Nous noterons donc q_p ce débit singulier.

La figure 79 traduit le comportement hydraulique auquel nous nous intéressons, sur un plan parcouru par les couples de valeurs possibles pour (q_m, y_v). De ce plan sont exclues trois zones que nous laisserons de côté : la zone 3 qui est une zone de transition où les lois d'hydraulique classique s'appliqueront difficilement, la zone 4 qui correspond à un rejet à surface libre (situation exclue au départ), et la verticale définie par $q_m = q_p$, de définition trop précise au regard du système physique et des lois hydrauliques. Le point F désigne la situation mono-dimensionnelle étudiée dans les paragraphes précédents, et qui a permis d'identifier le débit singulier.

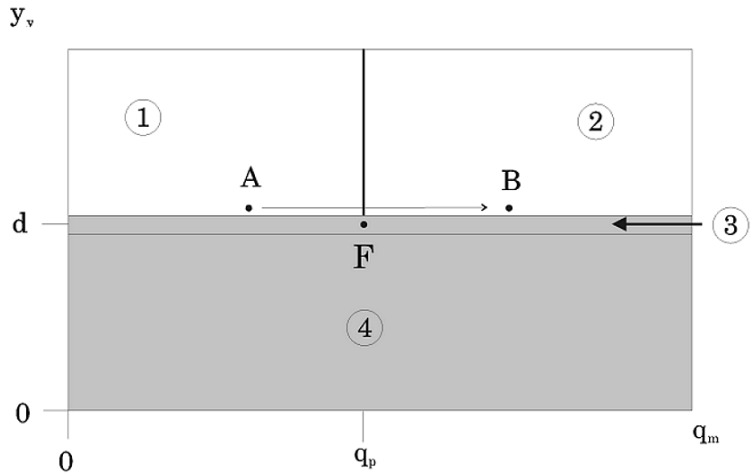


Figure 79 : Diagramme de synthèse des modes de fonctionnement du tronçon aval du collecteur de longueur 1000 m

L'objectif est de préciser le comportement de la conduite lors de la transition d'un point A de la zone 1 au point B de la zone 2, transition caractéristique d'un épisode de crue du type de celui de la figure 16 page 77, en négligeant dans une première approche les fluctuations de la pression au débouché aval, et sous réserve qu'il n'y ait pas de limitation du débit d'entrée qui serait d'origine hydrologique, ou hydraulique dans la partie amont du réseau. Il serait nécessaire de revenir sur ces conditions dans une étude complémentaire, qui porterait sur la dynamique du réseau enterré dans son entier, en tenant compte des apports à la parcelle.

Nous examinons donc ici dans un premier temps l'allure de la surface de l'eau pour une succession de régimes permanents fluviaux, en amont d'une zone où la conduite est en charge sous faible pression (les données de "PZ1" sont mesurées dans la conduite elle même, ce qui garantit l'existence d'un tel point dans l'exemple présenté), et pour des débits choisis en zones 1 et 2. Le détail des calculs pour le régime permanent effectués par *Mathematica* (Wolfram, 1999), est présenté en annexe 7, pour une lecture plus simple.

Nous examinerons ensuite les résultats d'un modèle transitoire, pour un accroissement linéaire du débit amont au cours du temps, avec franchissement du débit singulier, pendant que la condition aval en pression reste constante.

3.4.3.b Etude de la transition sous la forme d'une succession de régimes permanents

Nous ferons le premier jeu d'hypothèses suivant, hypothèses qui sont très simplificatrices mais qui permettent de faire une première approche de la question.

Le régime d'écoulement est supposé permanent tout au long de la transition de A vers B (figure 79). Cela suppose que les évolutions du débit sont très lentes.

L'aval de la conduite est sujet à une faible mise en charge.

On suppose que l'écoulement dans la conduite, lorsqu'il est à surface libre, est turbulent et suit une loi de frottement de type Manning-Strickler, donnée par (93) pour l'écoulement à pleine section, et pour l'écoulement à surface libre de tirant d'eau y, par :

$$i = J_{SL}(q,y) = \left(\frac{q}{k r_h(y)^{2/3} s(y)} \right)^2 \tag{94}$$

Les définitions de r_h et s sont données par (9) et (11).

Cette loi n'est pas considérée comme applicable au delà d'une certaine limite, ou alors sous une forme modifiée jusqu'à un tirant d'eau égal à 0,95 d (Sinniger et Hager, 1989). Il s'agit ici de traiter un problème dans lequel un état stable de la conduite autorise un écoulement à pleine section à l'aval, et à surface libre à l'amont. Cet état est possible dans le cadre de l'application d la loi de Manning-Strickler, mais l'on vient de rejeter le caractère physique de cette loi au passage à

pleine section. Cet état existe toutefois réellement, comme l'ont montré les expérimentations réalisées sur le modèle réduit "FoCol".

L'étude théorique effectuée ici peut donc bien donner des résultats en accord avec la réalité, mais présentant des erreurs en termes de géométrie et de dynamique de la zone de transition entre les deux formes d'écoulement.

Pour calculer la ligne d'eau ou la courbe de pression dans le collecteur, on résout l'égalité entre la perte de charge par unité de longueur, écrite d'une part comme une dérivée suivant l'abscisse X_2 horizontale croissante de l'aval vers l'amont, et d'autre part suivant la formule de Manning-Strickler (4). Cette résolution ne donnera pas les caractéristiques de l'écoulement réel compte tenu de la limite de validité pour cette formule.

$$(95) \qquad \begin{cases} \dfrac{dH}{dX_2} = J(q, y(X_2)) \\ J(q, y(X_2)) = J_{SL}(q, y(X_2)) \text{ si } y(X_2) < d \\ J(q, y(X_2)) = J_{PS}(q) \text{ si } y(X_2) = d \end{cases}$$

où q est un débit imposé, invariant le long de l'écoulement car nous sommes en régime permanent, et où :

$$(96) \qquad H(X_2) = iX_2 + y(X_2) + \frac{q^2}{2gs(y(X_2))^2}$$

L'équation différentielle du système (95), où le tirant d'eau $y(X_2)$ est la fonction recherchée, est complétée par une condition à la limite, $y(0) = y_v$, légèrement supérieur à d.

L'équation (96) est résolue pour cinq valeurs de débit entre 0,1894 $m^3.s^{-1}$ et 0,1924 $m^3.s^{-1}$, autour du débit limite étudié. La condition limite aval y_v est fixée à 0,52 m.

La figure 80, sur laquelle on a porté J - i en fonction de y (tirant d'eau ou pression en colonne d'eau selon le mode d'écoulement) pour différentes valeurs de débit, confirme que le débit vérifiant $J_{PS}(q) = i$ est bien compris dans l'intervalle. On peut observer par ailleurs qu'il n'existe pas de solution à J - i = 0 au voisinage de y = d, pour les débits inférieurs. Pour tous les débits de cet intervalle, il existe dans le même temps un tirant d'eau normal pour un écoulement à surface libre, de 0,41 m environ.

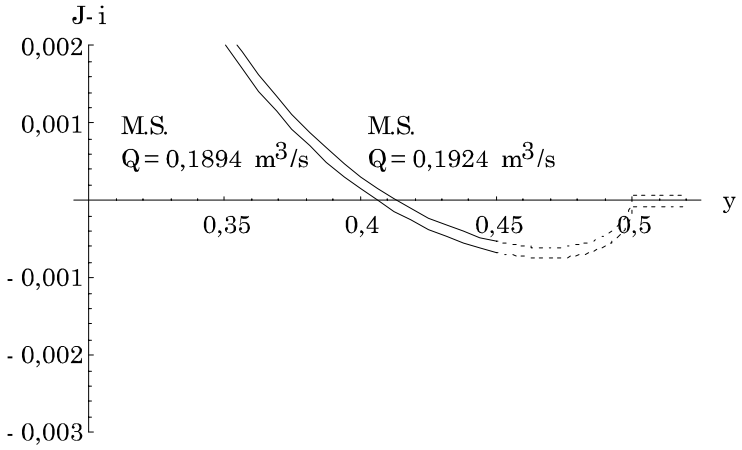


Figure 80 : Vérification graphique de l'annulation de J - i entre les bornes de débit étudiées (M.S. : formule de Manning-Strickler étendue à la conduite à pleine section)

La résolution de l'équation (95) par les algorithmes intégrés de *Mathematica* (Wolfram, 1999) (voir annexe 7), permet d'obtenir cinq courbes de pression, qui se répartissent en deux groupes bien distincts (figure 81).

Un premier groupe présente une partie à surface libre, se réduisant très rapidement à mesure que le débit augmente. Au delà du débit singulier annulant $J_{PS}(q)$ - i, la conduite est entièrement sous pression.

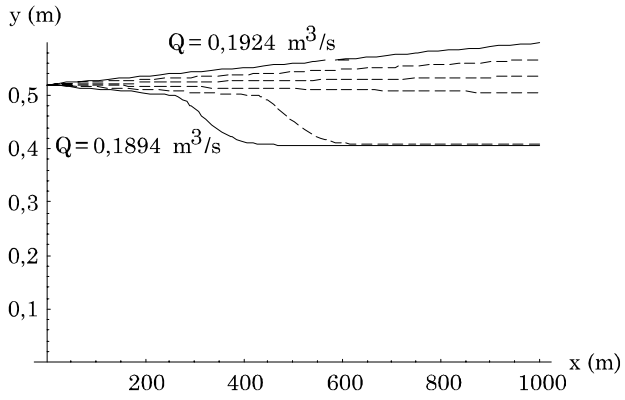


Figure 81 : Courbes de tirant d'eau le long de l'horizontale. En trait plein : courbes extrêmes avec mention du débit correspondant. En pointillés : courbes intermédiaires (intervalle de débit : 0,006 m³/s)

On observe que pour une très faible augmentation dans le temps du débit amont, l'établissement du nouveau régime permanent nécessiterait le remplissage de la conduite, et demanderait un temps non négligeable, pendant lequel l'écoulement aval pourrait rester quasiment inchangé. Une vérification en régime transitoire de ce comportement sera faite dans le paragraphe qui suit.

3.4.3.c Etude de la transition en régime transitoire : accroissement de débit avec une vitesse constante

Pour étudier l'augmentation évoquée précédemment en régime transitoire, on envisage une montée régulière du débit depuis une valeur inférieure au débit à remplissage complet q_p, vers une valeur supérieure.

Le débit varie linéairement au cours du temps, suivant la loi $Q(t) = Q_0 + (Q_1-Q_0)t/t_1$.

Q_0 est inférieur au débit singulier, Q_1 lui est supérieur.

La conduite est initialement en régime permanent, pour le débit Q_0. Les valeurs numériques liées à la conduite sont identiques à celles du régime permanent.

Pour calculer la ligne d'eau ou la courbe de pression dans le collecteur, on utilise ici le logiciel SIC (Poirson et Baume, 1996), résolvant les équations de Saint-Venant, en utilisant une fente de Preissmann pour décrire les écoulements en charge (y>d).

La condition limite aval est à nouveau fixée à 0,52 m, et reste invariante au cours du temps.

La condition de débit est fixée suivant la loi de variation ci-dessus. La méthode de résolution propre à SIC, et en particulier la discrétisation de la section circulaire, font que le débit singulier est légèrement différent de celui trouvé par *Mathematica*. On aura donc dans ce cas transitoire : Q_0 = 0,160 m³/s, Q_1= 0,220 m³/s. t_1 est pris ici égal à 2 heures.

La figure 82 montre l'allure de la ligne d'eau obtenue comme condition initiale au moyen de SIC, module FLUVIA, avec un pas d'espace de 5 m. On retrouve l'allure des courbes de la figure 81.

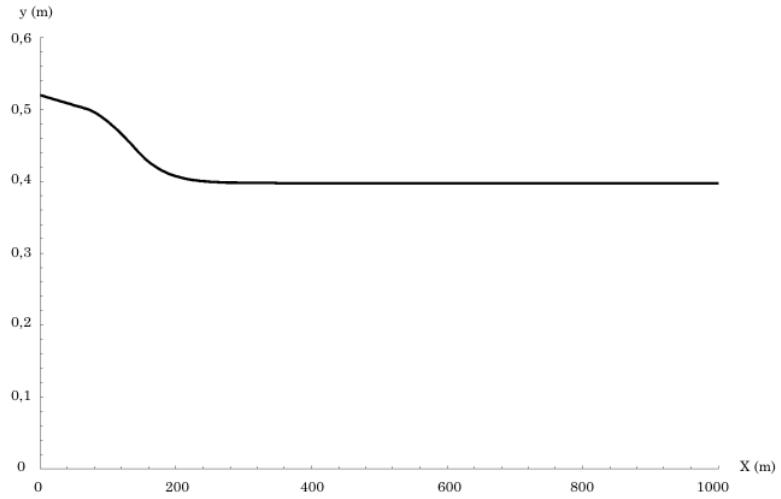


Figure 82 : Courbe de tirant d'eau le long de l'horizontale, calculée par SIC (module FLUVIA) et utilisée en condition initiale.

La figure 83 montre le débit calculé à l'aval de la conduite au cours du temps, avec un pas de temps de 2 mn. La variation de débit amont est portée en pointillés. Le trait plus fin montre la variation de tirant d'eau à l'amont.

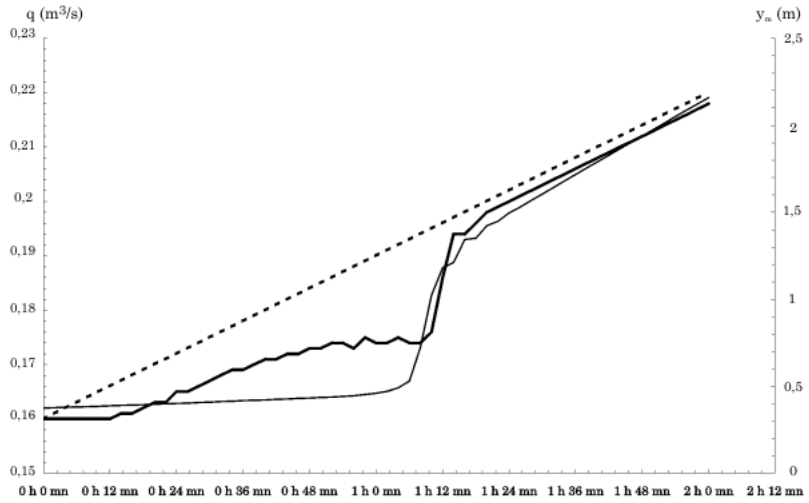


Figure 83 : Evolution au cours du temps du débit calculé à l'aval de la conduite par le logiciel SIC. En trait épais : débit à l'aval du tronçon. en trait pointillé : débit à l'amont du tronçon. En trait fin : tirant d'eau à l'amont du tronçon.

Cette courbe présente deux caractéristiques intéressantes : elle montre dans ces conditions un effet de limitation sensible à l'aval, pouvant expliquer un palier de débit, pendant que la conduite se remplit. Ce palier est ici suivi d'une brusque augmentation du débit en sortie, au moment de la pressurisation complète du tronçon modélisé. Dans un réseau réel, cet effet serait différé si la conduite était plus longue, ou serait remplacé par l'effet de la mise en charge des réseaux de drains perforés et des nappes superficielles.

Cette étude numérique rapide permet d'observer l'effet pressenti, dans certaines conditions de géométrie et de rugosité de conduite, ainsi que de pression ou de hauteur d'eau. Elle repose toutefois sur un ensemble d'hypothèses très fortes, et bien que le temps nécessaire pour remplir la conduite soit du même ordre de grandeur que celui pendant lequel les débits restent limités lors des crues réelles (voir figure 16 page 77), la dynamique liée à une loi de frottement qui n'est pas de type Manning-Strickler est probablement différente.

Les conclusions qui suivent présentent des perspectives de poursuite de cette première approche.

3.5 Conclusion du chapitre 3

Dans ce chapitre nous avons identifié l'origine de tendances observées sur les relations débit-hauteur observées en sortie d'un collecteur de drainage étudié sur le terrain. Ces tendances sont directement liées aux conditions d'écoulement vers l'aval dans le fossé, et peuvent s'expliquer en partie par une simple application pour ce dernier d'une loi de Manning-Strickler, sans faire d'hypothèse particulière sur la forme de la surface de l'eau.

Toutefois, les expériences menées sur un modèle réduit hydraulique, qui simplifie les données géométriques du problème, ont montré que la surface de l'eau, dans le cas d'un rejet perpendiculaire à l'axe du fossé, ne présente pas une forme simple. La déformation de la surface peut être déduite de l'application d'un bilan de quantité de mouvement aux deux écoulements qui se rejoignent.

Ces expériences en modèle réduit ont également montré que le simple suivi de la pression en sortie de collecteur, même si les courbes débit-pression semblent se satisfaire d'une loi de Manning-Strickler dans le fossé, est insuffisant pour caractériser le comportement du collecteur.

Si le cas d'un fossé profond ou de forte capacité d'évacuation peut être traité correctement en appliquant au collecteur les connaissances établies dans le cas d'un rejet à gueule bée, une influence forte du niveau de l'eau en raison d'un encombrement aval induit une transition de la surface libre vers un état à pleine section, invisible sur les relations débit-hauteur. La nature et la rapidité de cette transitions dépendent du niveau de cette influence. La transition peut ainsi intervenir par un comblement de la conduite par l'amont (débits de collecteur élevés comparativement au débit du fossé, faible influence du fossé), ou au contraire par l'aval (débits de collecteur faibles comparativement au débit du fossé, forte influence du fossé).

Entre les deux types de remplissage de la conduite, un débit singulier, dénommé débit à remplissage complet , crée une frontière très nette qui semble ne pas être franchie pendant un certain temps, lors d'une augmentation progressive de débit, en présence d'une pleine section à l'aval, et d'un écoulement à surface libre à l'amont. Cette hypothèse est induite par l'observation d'une limitation effective des débits sur les données de terrain.

L'étude transitoire qui précède, essentiellement numérique et reposant sur des hypothèses vraisemblablement en défaut dans la réalité, montre un résultat qui va dans le sens du phénomène à expliquer, mais ne peut complètement le valider. Une étude bibliographique plus poussée et une approche fine du phénomène de remplissage sont indispensables. Une validation *in situ* du phénomène est en effet difficile à envisager, l'accès au réseau enterré étant impossible sans engager des frais et des travaux importants.

Chapitre 4 : Conséquences pour l'ingénierie de la maîtrise des impacts des aménagements hydro-agricoles

Les chapitres précédents ont successivement montré les questions soulevées à l'origine de ce travail, les ressources expérimentales utilisées, et les résultats tirés de ces expérimentations pour préciser les caractéristiques et le rôle de l'interaction entre le réseau de drainage enterré et l'émissaire à ciel ouvert lors du transfert des crues.

Il s'agit dans ce chapitre de proposer une formulation de ces résultats d'une manière plus opérationnelle, directement associée à l'activité d'ingénierie. Pour cela nous donnerons dans une première partie un support informatique des modèles développés dans le chapitre 3. La deuxième partie replacera ces résultats associés à un élément très ponctuel du transfert des crues, dans une méthodologie plus générale d'aménagement et de prévention des inondations. La troisième partie synthétisera ces réflexions à l'attention d'ingénieurs de terrain.

4.1 Un outil d'aide à la conception et à la description des incidences

---

Afin que le projeteur dispose d'éléments concrets pour l'application directe de l'analyse effectuée plus haut, le support informatique de la modélisation de l'interaction réseau enterré / réseau à ciel ouvert est présenté. Ce support est accompagné des formules associées au processus et des hypothèses nécessaires à son application. Une mise en situation des résultats de l'étude dans un cadre plus global d'aménagement de petit bassin versant, permet de réfléchir aux conditions de mise en relation du scénario d'aménagement et du processus décrits, avec la problématique du terrain, selon les données disponibles, les objectifs visés.

Le chapitre 3 qui précède présente la formulation mathématique et la modélisation des phénomènes liés à l'interaction entre un rejet de collecteur enterré et un fossé à ciel ouvert. Ces phénomènes ont une action sur le niveau de l'eau à l'amont du fossé, modifié par la présence du rejet, et le niveau de l'eau dans le collecteur.

Pour une grande partie des cas rencontrés dans la réalité, les quantités d'eau rejetées sont faibles au regard de la capacité d'évacuation de l'émissaire, ou bien encore le débit de cet émissaire est largement prépondérant. Toutefois, l'interaction peut avoir des conséquences importantes dans des situations particulières. Ces situations se rencontrent si le niveau de l'eau dans le fossé est artificiellement rehaussé par rapport à sa capacité d'évacuation naturelle (voir le scénario d'aménagement décrit en 1.2 page 24), ou si le rejet du collecteur représente une part

non négligeable du débit total à évacuer (comme c'est le cas des données de terrain utilisées dans ce travail -voir 2.1 page 64-).

L'aménageur dont le souci est de maîtriser les écoulements à l'aval d'un réseau de fossés, ou de prendre en compte les impacts d'un rejet de réseau de drains enterrés, doit donc pour ce faire disposer d'un outil permettant d'identifier si ces situations sont susceptibles de concerner son projet, et permettant également de quantifier les conséquences de son aménagement dans ce contexte.

Nous proposons à partir des expérimentations et modélisations effectuées dans le cadre de ce travail, deux éléments d'un premier outil, supportés par le tableur *Microsoft* EXCEL® (Microsoft, 1999), pouvant être mis en oeuvre simplement. L'organigramme linéaire de ces éléments permet une transcription aisée dans des modèles plus complexes d'hydraulique à surface libre, ou de réseaux enterrés.

Etant donnée la grande multiplicité des cas pouvant être rencontrés dans les projets concrets, nous avons limité les éléments proposés aux configurations ayant été confrontées aux données expérimentales au cours de cette étude.

L'objectif de cet outil, que nous désignerons dans la suite par JOCOFOX (pour JOnction COllecteur FOssé sur EXcel) est d'évaluer les hauteurs d'eau ou pressions à l'amont de la jonction entre collecteur enterré et fossé à ciel ouvert, dans le cas d'un collecteur débouchant en fond de fossé. Le cas où le collecteur débouche à une cote différente de celle du fond du fossé sera envisagé plus loin, et de manière plus simple (4.1.2).

On suppose ici connu le comportement hydraulique du fossé (écoulement uniforme, ou influence d'un ouvrage à l'aval…). Lorsque ce comportement hydraulique est régi par une loi de Manning-Strickler, le tirant d'eau normal pourrait être directement tiré d'une résolution de la relation correspondante pour le débit imposé. Cette résolution n'est pas incorporée ici.

On suppose également connu le débit devant être rejeté par le réseau de drains enterrés. Cette connaissance peut s'appuyer sur des données mesurées, ou sur un modèle spécifique de calcul de débits de réseaux de drains (par exemple SIDRA (Lesaffre, 1988 ; Zimmer, 1988)).

Les entrées de l'outil sont d'une part les paramètres nécessaires à la description de la géométrie du point de rejet et de l'émissaire, les caractéristiques hydrauliques de cet émissaire, et enfin les trois conditions limites : débits amont du fossé et du collecteur, hauteur d'eau à l'aval du fossé.

Les sorties de JOCOFOX sont d'une part le niveau de l'eau dans l'émissaire en amont de la jonction, et d'autre part la pression et le niveau de l'eau dans le collecteur, au voisinage du débouché dans le fossé.

La notion de voisinage doit ici être précisée : la modélisation de la jonction présentée au chapitre 3 repose sur une longueur donnée de conduite, suffisamment longue pour que dans sa partie amont la section droite ne soit plus perturbée par la jonction. Cette longueur introduit une influence, sur la ligne piézométrique, de la pente de la conduite, et du frottement contre ses parois. Nous avons supposé cette ligne piézométrique horizontale, d'après des résultats expérimentaux obtenus pour des conditions limites données (voir l'exemple de la figure 43 page 125). Ces conditions limites ne seront pas dans tous les cas assimilables à celles rencontrées en réalité. En outre, la mesure de la position réelle de la surface de l'eau en amont de la conduite est très difficile. Enfin, l'obtention des conditions limites dépendent de la manière dont l'air peut s'échapper à l'amont ou à l'aval de la conduite. Au besoin un calcul de ligne d'eau ou de ligne piézométrique peut se révéler nécessaire, à partir de la pression donnée au strict débouché du collecteur (dans l'axe de la conduite). De ce calcul peut découler également une prise en compte du nouveau tirant d'eau dans le bilan de quantité de mouvement.

Au passage à pleine section, la hauteur d'eau réelle et la pression ramenée à une hauteur de colonne d'eau deviennent différentes, ce qui implique l'existence de deux variables de sortie.

L'utilisation de l'outil JOCOFOX revient à l'extrapolation à des systèmes réels de grandeurs adimensionnelles étudiées sur le modèle réduit FoCol. Il doit donc encore faire l'objet de validations sur des aménagements en vraie grandeur. Dans ce but, son utilisation doit, autant que possible, s'accompagner de dispositifs de mesure des débits et des hauteurs d'eau sur les ouvrages effectivement réalisés.

La partie de JOCOFOX relative au cas où le collecteur débouche à la cote du fond du fossé, comporte une caractérisation de l'interaction (4 cas décrits plus loin) et une résolution d'équation de bilan de quantité de mouvement par minimisation d'un critère. Cette résolution est effectué au moyen du module "Solveur" intégré au tableur, par la méthode de Newton. L'obtention immédiate de la solution avec de bons critères de précision (objectif de 10^{-6} pour le bilan) et de convergence (précision de 10^{-4} pour le ratio trouvé comme solution) pour tous les calculs effectués, a conduit à ne pas étudier plus avant la pertinence de la méthode et des paramètres du solveur.

Les appels au solveur s'effectuent au moyen d'un petit nombre de lignes de code Visual Basic intégré aux feuilles de calcul. Ce code contient les paramètres du solveur.

La partie de JOCOFOX relative au cas où le collecteur débouche à une cote différente de celle du fond du fossé, ne tient pas compte d'une modification de la cote de la surface de l'eau du fait de la jonction. Elle ne permet sous la forme proposée que la traduction en courbe de rejet (relation hauteur relative / débit adimensionnel) des caractéristiques géométriques de la jonction, et de l'application au fossé d'une loi simple de Manning-Strickler.

L'association des deux parties de l'outil est possible, mais n'a pas fait l'objet ici de validations expérimentales. Elle ne sera donc pas présentée.

4.1.1 Cas d'un collecteur débouchant à la cote du fond de fossé

Le tableau suivant récapitule les cas traités par la partie de l'outil JOCOFOX relative au cas où le collecteur débouche à la cote du fond du fossé, et rappelle les différentes hypothèses attachées à ces cas. Ces hypothèses sont susceptibles dans certains cas de nécessiter une étude complémentaire afin de mieux relier le modèle à la réalité.

Cas	Caractéristiques de l'interaction	Hypothèses	Validité
Déversement à surface libre	Collecteur non influencé	(97) $p_0 / \rho gd = 0,8 q^{*0,46}$ au débouché du collecteur	Pente du collecteur faible $q^*<0,5$ Horizontalité de la ligne d'eau du collecteur invalide, avec ligne d'eau ou ligne piézométrique à calculer à partir du débouché
Surface libre	Collecteur influencé, les deux écoulements amont sont à surface libre	(98) $0,8 q^{*0,46} < p_0 / \rho gd < 0,9$ au débouché du collecteur (99) $q^* < q_p^*$ ou (100) $\frac{(q^*-q_p^*)^2}{(0,5-q_p^*)^2} + \frac{(p_0/\rho gd-0,6)^2}{(0,9-0,6)^2} < 1$ (101) $\delta = -3,35 \overline{\overline{Q}} + 85$ (en °)	Horizontalité de la ligne d'eau du collecteur d'autant moins valide que le tirant d'eau est faible, ou que le coefficient de Manning-Strickler de la conduite est bas (ligne d'eau ou ligne piézométrique à calculer à partir du débouché) $q^*>0,09$ $\overline{\overline{Q}}>2$ $0<Q^*<2,12$ (voir page 160)
Collecteur en charge faibles débits	Passage à pleine section par l'aval du collecteur	(102) $q^* < q_p^*$ (voir page 179) (103) $p_0 / \rho gd > 0,9$ au débouché du collecteur Collecteur sans entrée d'air dans sa partie aval (104) $\delta = -3,35 \overline{\overline{Q}} + 85$ (en °)	$q_p^*<0,5$ $q^*>0,09$ $\overline{\overline{Q}}>2$ $0<Q^*<2,12$ (voir page 160)
Collecteur en charge forts débits	L'amont du collecteur est à pleine section	(105) $q^* > q_p^*$ et (106) $\frac{(q^*-q_p^*)^2}{(0,5-q_p^*)^2} + \frac{(p_0/\rho gd-0,6)^2}{(0,9-0,6)^2} > 1$ au débouché du collecteur Collecteur sans entrée d'air dans sa partie aval (107) $\delta = -3,35 \overline{\overline{Q}} + 85$ (en °)	$q_p^*<0,5$ $q^*>0,09$ $\overline{\overline{Q}}>2$ $0<Q^*<2,12$ (voir page 160) Extension vers l'amont de l'influence de la jonction sur le tirant d'eau de transition inconnue

Tableau 15 : tableau des cas traités par la partie de l'outil de modélisation de l'interaction JOCOFOX relative au cas où le collecteur débouche à la cote du fond du fossé

Les paragraphes qui suivent vont préciser les origines des hypothèses figurant dans ce tableaux. Elles sont tirées des observations présentées dans le tableau 9 page 154, sur la figure

57 page 156, pour ce qui concerne l'angle de déviation, et sur les figures 72 page 176, 75 page 181 pour la transition surface libre / pleine section.

Dans le cas du déversement à surface libre (correspondant à la courbe de type A sur la figure 23 page 83), la relation entre débit adimensionnel et pression relative est une approximation (R^2=0,9999) par une loi puissance de la courbe observée présentant les pressions relatives les plus basses pour un débit donné (courbe rouge sur la figure 62 page 165, avant le décrochement lié au passage de la conduite à pleine section).

Pour le rejet à gueule bée, Blaisdell et al. (1963) ont donné l'équation suivante :

(108) $$p_0 / \rho g d = 0{,}78 q^{*0{,}51}$$

qui est une approximation de la courbe bleue de cette même figure, tirée des données de Smith (1962). Les deux formules, bien que de même nature, diffèrent sensiblement par leur exposant. Le rôle joué par le fond du fossé, qui peut varier en fonction de sa rugosité et de sa géométrie, n'est pas négligeable ici. L'équation (97) peut être considérée comme une approximation expérimentale, (108) restant une limite inférieure pour les lois qui seraient applicables réellement sur le terrain. Le tracé sur la figure 62 du tirant d'eau critique dans la conduite (pointillés magenta), montre que celui-ci reste encore supérieur à la pression relative observée.

Les mesures de terrain se révèlent cohérentes avec l'application de l'équation (97), comme le montrent les données relevées en "PZ1". Le chapitre 3 a montré que l'expérimentation en laboratoire en est un bon reflet (figure 45 page 139, figure 71 page 174 ou figure 76 page 181).

Au delà de q* = 0,5, le déversement non influencé s'effectue à pleine section. Les apports de l'outil JOCOFOX sont alors d'un intérêt limité.

L'angle δ de déviation n'est pas utilisé dans le cas du déversement à surface libre. Dans les autres cas, la validité du bilan de quantité de mouvement a été établie pour $\overline{\overline{Q}} > 2$. Alors, le calcul de δ, donné par (101), (104) et (107), est tiré de la relation portée sur la figure 57 page 156. Si $\overline{\overline{Q}} < 2$, le modèle de bilan de quantité de mouvement n'est plus valide, mais δ est fixé à 90 ° pour un calcul éventuel en déversement.

Le cas de la surface libre est une application du modèle de bilan de quantité de mouvement présenté en 3.3, dans lequel l'estimation de δ est effectuée, à ce stade de proposition de l'outil, suivant la règle évoquée dans le paragraphe précédent. Ce bilan de quantité de mouvement suppose en outre la surface de l'eau horizontale dans les branches amont.

Les frontières qui délimitent le cas à surface libre sont au nombre de 2, selon que le débit est supérieur ou inférieur au débit à remplissage complet.

Si le débit est inférieur au débit à remplissage complet (q_p, donné par (88)), le passage à pleine section se produit lorsque la hauteur de colonne d'eau est légèrement inférieure au diamètre de la conduite. Les données expérimentales ne permettent pas de fixer avec précision la valeur exacte de la hauteur de séparation, elle apparaît proche de 0,9 en valeur relative. Nous avons retenu cette valeur bien que la limite de 0,96 soit donnée dans la littérature comme hauteur relative de transition (Chow, 1959 ; Chocat, 1978).

Si le débit est supérieur au débit à remplissage complet, l'expérimentation FoCol a montré l'existence d'une plage de transition, qui s'étend des conditions de transition depuis un rejet à gueule bée, au point de coordonnées (q_p* , 0,9). Cette plage présente une certaine largeur pour les débits les plus élevés, c'est à dire que la transition n'est pas instantanée à la variation du débit. Nous l'avons cependant simplifiée en la restreignant à sa limite basse en débit. Pour traduire la diminution progressive observée pour le débit de transition, nous avons donné à la frontière une forme elliptique, séparant deux zones définies par les inéquations (100) et (106).

Le cas du collecteur en charge, pour les faibles débits, traduit un remplissage de la conduite par l'aval (aussi dénommé "cavité amont" dans le chapitre 3), sous l'influence du niveau de l'eau dans le fossé. Le débit doit être inférieur au débit à remplissage complet. La limite de ce cas est une hauteur d'eau relative de 0,9.

A partir de ce passage à pleine section, la hauteur d'eau réelle devient le diamètre de la conduite, pendant que la pression relative respecte l'équation du bilan de quantité de mouvement. ce bilan devrait normalement être réévalué en fonction du niveau réel de l'eau et du profil réel des pressions. Nous avons constaté dans la partie 3.3 que l'erreur commise par le modèle au passage à pleine section n'était pas affectée par la modification d'état. En l'absence d'une validation plus complète, la proposition d'outil à ce stade ne prend pas en compte la modification d'état dans l'évaluation du bilan de quantité de mouvement.

Le tirant d'eau effectif à l'amont ne peut être établi de manière valide, car sa mesure expérimentale est difficile, et il dépend des conditions d'évacuation de l'air vers l'amont ou l'aval de la conduite. Sa valeur relative obtenue en supposant la surface de l'eau horizontale est ici comparée à 0,9, et porté à 1 en cas de valeur supérieure.

Le cas du collecteur en charge, pour les forts débits, traduit un remplissage de la conduite par l'amont (aussi dénommé "cavité aval" dans le chapitre 3), et donc un passage à pleine section imposé par le réseau enterré. Le débit doit être supérieur au débit à remplissage complet. La

limite de ce cas est une hauteur d'eau relative intermédiaire entre 0,9, cas des faibles débits, et 0,6, cas du déversement. Cette hauteur d'eau relative est reliée au débit par (106).

L'expérimentation réalisée dans le cadre de ce travail ne permet pas de définir complètement une relation d'état à partir du point de jonction, car le passage à pleine section dépend fortement des caractéristiques du réseau enterré, notamment les points susceptibles d'empêcher le remplissage de la conduite (entrées d'air, aspérités de la surface interne).

En outre, l'écoulement dans le collecteur est manifestement influencé par l'écoulement dans le canal, même si le passage à pleine section est imposé depuis l'amont. La faible longueur de la conduite de l'expérimentation FoCol ne permet pas d'estimer jusqu'à quelle distance vers l'amont cette influence est susceptible d'intervenir. Or de cette distance dépend une éventuelle prise en compte du tirant d'eau de transition dans un modèle de réseau enterré, tirant d'eau considéré *a priori* comme fixe (Motiee, 1996).

A ce stade, et compte tenu de cette insuffisance de l'étude du comportement du collecteur en remontant vers l'amont, la sortie de JOCOFOX sera un tirant d'eau relatif uniformément égal à 1 dans la conduite au voisinage de la jonction.

L'annexe 9 donne les expressions des différentes cellules composant l'outil dans ce cas du rejet à la cote du fond du fossé, en supposant que le comportement hydraulique du fossé est connu par ailleurs (tirant d'eau aval intégré comme une donnée d'entrée). Certaines cellules comportent des calculs intermédiaires rendus nécessaires par la longueur des expressions. Elles sont essentiellement la traduction de l'équation (67), détaillée dans l'annexe 5.

Le cas du déversement est traité en imposant, une fois fait le bilan de quantité de mouvement où l'on suppose $\delta = 90°$, à la pression relative au débouché du collecteur la valeur limite inférieure donnée par (97) pour un débit donné. Dans ce cas l'hypothèse d'horizontalité de la surface libre dans les deux branches amont ne correspond plus à la réalité. Le calcul du bilan de quantité de mouvement est modifié, et effectué à part.

L'équation de ce nouveau bilan est :

$$\frac{(Q+q)^2}{LY_v} - \frac{Q^2}{LY_m} = gL\left(\frac{Y_m^{\,2}}{2} - \frac{Y_v^{\,2}}{2}\right) \tag{109}$$

La solution de cette équation à retenir est celle la plus proche du tirant d'eau aval. Son expression est (voir annexe 8) :

$$Y_m = \frac{2(gL^2Y_v^{\,3} + 2q^2 + 2Q^2 + 4qQ)\sin\left(\frac{1}{6}\left(\pi + 2\tan^{-1}\left(\frac{\sqrt{-g^3L^6Y_v^{\,3} - (gL^2Y_v^{\,3} + 2(q+Q)^2)^3}}{3\sqrt{3}g^2L^4Q^2Y_v^{\,3}}\right)\right)\right)}{\sqrt{3gL^2Y_v(gL^2Y_v^{\,3} + 2(q+Q)^2)}} \tag{110}$$

Le choix du résultat à prendre en compte est effectué en fonction de la valeur d'un rapport de comparaison du tirant d'eau à sa limite inférieure déduite de (97). Si le ratio est strictement supérieur à 1, le résultat donné par la résolution de l'équation du bilan de quantité de mouvement est retenu. Si le ratio est inférieur ou égal à 1, c'est le résultat donné par (110) qui est retenu.

Les cellules peuvent être classées en quatre catégories : les données d'entrée, les cellules de calculs intermédiaires, les résultats, mais aussi des données réelles de comparaison. En effet, pour permettre l'exploitation de données de terrain, des cellules permettant l'entrée d'un tirant d'eau amont mesuré dans le fossé et sa comparaison à des résultats du modèle, ont été ajoutées en fin de liste. D'autre part, les résultats donnés ne se réduisent pas aux simples tirants d'eau ou pression en amont de la jonction, ils fournissent diverses grandeurs hydrodynamiques, dont notamment le coefficient de perte de charge.

Le détail du contenu et des expressions de chaque cellule figure en annexe 9, ainsi que la procédure Visual Basic déclenchant la résolution.

Cette première partie d'outil permet donc de calculer, pour une géométrie comparable à celle de l'expérimentation "FoCol", le niveau de l'eau dans l'émissaire en amont de la jonction, et d'autre part la pression et le niveau de l'eau dans le collecteur, au voisinage du débouché dans le fossé. S'agissant du niveau de l'eau plus vers l'amont dans le collecteur, l'outil propose des valeurs. Ces dernières demandent une validation complémentaire, et dépendent en tout état de cause de la façon dont les conditions limites ont été établies. Les valeurs données correspondent aux conditions expérimentales sans ouverture de l'orifice, c'est à dire à un collecteur sans apport d'air par l'amont.

A titre d'exemple nous avons recalculé les simulations de la figure 59 page 158, avec l'outil proposé, incluant donc ici essentiellement un calcul différent de l'angle δ et la prise en compte du déversement (ici sur deux séries de conditions limites).

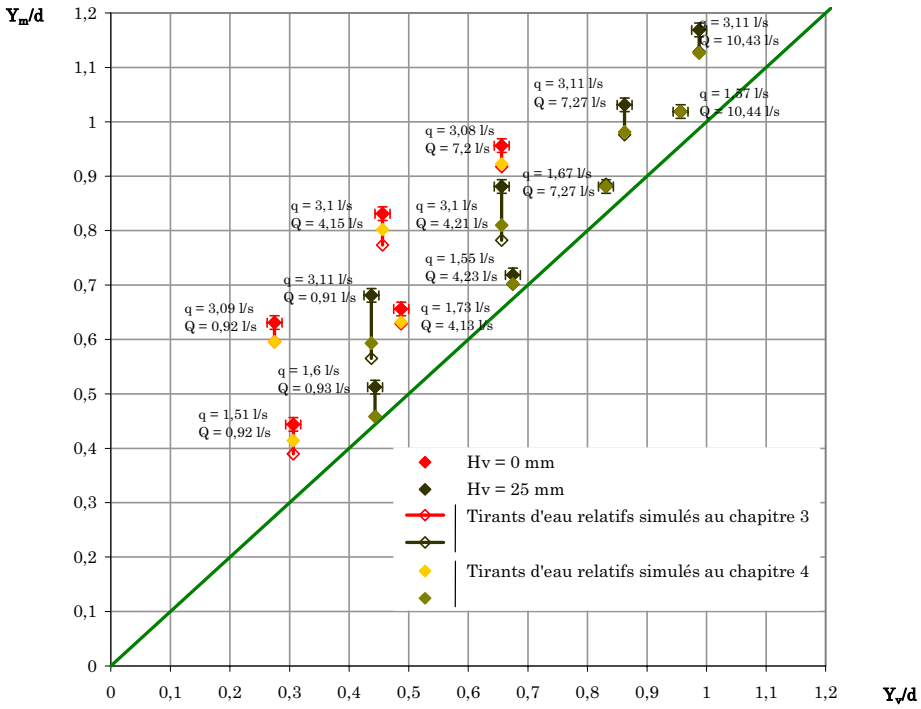


Figure 84 : représentation graphique de la comparaison des tirants d'eau relatifs mesurés et simulés à l'amont de la jonction, en écart relatif, pour différentes combinaisons de conditions limites. Les simulations sont d'une part tirées du chapitre 3 (voir tableau 10 page 157) et d'autre part l'application de JOCOFOX

On peut observer sur cette figure un maintien ou une légère amélioration de la simulation dans l'ensemble des cas, avec une amélioration non négligeable dans les deux cas de déversement (q = 3,11 l/s ,Q = 0,91 l/s, et q = 1,51 l/s, Q = 0,92 l/s).

Le cas d'un collecteur débouchant à une cote différente de celle du fond du fossé a été étudié beaucoup plus simplement, car la partie 3.2 qui en traite n'inclut pas de prise en compte du bilan de quantité de mouvement, et suppose la surface de l'eau non affectée par la jonction.

4.1.2 Cas d'un collecteur débouchant à une cote différente de celle du fond de fossé

La partie de l'outil JOCOFOX relative au cas où le collecteur débouche à une cote différente de celle du fond du fossé ne reprend pas le bilan de quantité de mouvement intégré à l'autre partie.

Nous supposons ici la surface de l'eau non affectée par la jonction, donc à une altitude unique. Seul le cas du déversement à surface libre fait exception à cette hypothèse, car on sait que le collecteur n'est alors plus influencé.

Les cellules de cette partie d'outil ont été reprises sur celles de la partie précédente, mais en ne renseignant que celles apportant des résultats compatibles avec les hypothèses simplificatrices. Ces cellules sont décrites dans le deuxième tableau de l'annexe 9.

Afin de vérifier la cohérence de la prise en compte du cas de déversement non influencé, nous avons appliqué à nouveau le modèle JOCOFOX en supposant l'écoulement dans le fossé régi par une loi de Manning-Strickler (voir 3.2.2, dont les principaux paramètres et hypothèses ont été repris). Les données d'entrée du modèle respectent les hypothèses formulées antérieurement.

La comparaison entre les données de terrain et les résultats de la simulation a porté sur trois épisodes de crue survenus à des états différents de la morphologie du fossé. La figure 85 montre les trois courbes de rejet à comparer. On y constate une très bonne adéquation de la courbe de déversement non influencé, calée à partir des expérimentations en laboratoire. On y constate également la bonne concordance des deux débuts d'influence, pour la crue du 18 mars 2002. La crue du 20 décembre 2002 n'a pas pu faire apparaître d'influence, ni de passage à pleine section.

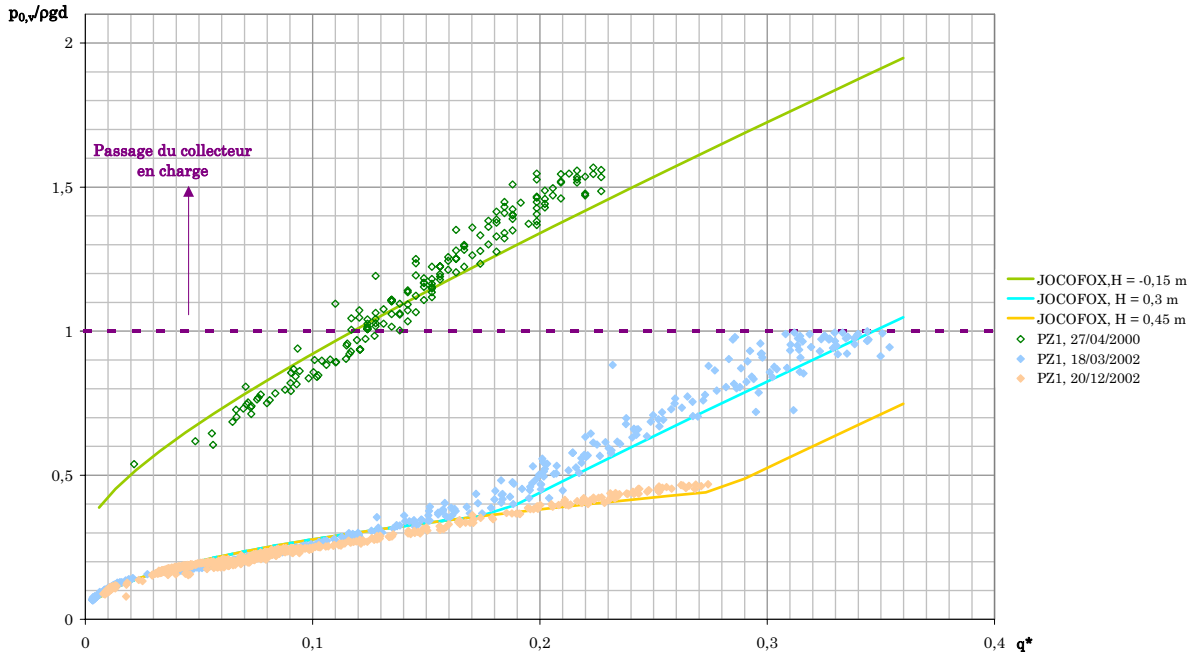


Figure 85 : Pression d'eau relative au débouché du collecteur, en fonction du débit adimensionnel, pour la simulation avec l'outil JOCOFOX de deux pics de crue en "PZ1" (tête de bassin), crues du 27/04/2000, du 18/03/2002, et du 20/12/2002

Les critères de passage à pleine section font que le modèle simule ce passage pour un débit adimensionnel de 0,32, inférieur au débit à remplissage complet. Calculé avec nos hypothèses, ce dernier vaut 0,344 (voir (90) page 181) mais il apparaît cependant très proche de la transition modélisée.

Compte tenu de l'absence d'observation de ce fait sur le lieu de l'expérimentation, ni d'éléments précis permettant de fixer exactement le débit à remplissage complet, nous ne pourrons exploiter cette donnée, hormis le constat qu'une plus grande dispersion des points expérimentaux à partir du débit de 0,28, laisser supposer le démarrage d'une phase de transition vers ce passage à pleine section, donc perceptible dès l'aval. La crue du 20 décembre 2002, pour laquelle le niveau du fossé était maintenu très bas, n'a pas atteint le débit à remplissage complet, et ne permet donc pas de caractériser le comportement du rejet non influencé au delà.

Les deux parties de l'outil JOCOFOX proposé sont donc, compte tenu des résultats expérimentaux disponibles pour en assurer la validation, de nature a permettre une première appréciation des conséquences hydrauliques possibles de l'interaction entre un collecteur enterré de dimensions importantes et son émissaire. Une réserve subsiste sur une possible intervention de la dynamique du collecteur enterré si le passage à pleine section se produit au voisinage du débit à remplissage complet.

4.2 Replacer l'étude de l'interaction rejet-émissaire dans une démarche d'aménagement

Les connaissances sur un processus donné, surtout s'il s'agit d'un fonctionnement d'interface entre deux composants bien distincts d'un ensemble hydrologique complexe, doivent être replacées dans l'imbrication des échelles d'étude (système local, parcelle, bassin versant) et des visions de l'aménagement (objectifs opérationnels, contraintes de sécurité, d'environnement, aléas hydrologiques). Pour cela, il est présenté une approche méthodologique de la démarche d'aménagement pour la maîtrise des crues, lorsque l'interaction entre collecteurs enterrés et émissaires à ciel ouvert est susceptible de jouer un rôle. Ce rôle peut être joué au titre de contrainte, mais aussi comme un élément actif de l'aménagement.

L'étude locale de l'interaction entre les réseaux de drainage par tuyaux enterrés et le fossé à ciel ouvert, a été introduite car elle découlait assez naturellement de la réflexion autour d'un scénario d'aménagement d'un petit bassin versant pour en atténuer les crues. D'une manière plus générale, il est important pour un aménageur de conserver à l'esprit le cadre global de son intervention, sans restreindre son approche à un problème trop ponctuel. Aussi nous proposons dans cette partie de replacer les résultats qui précèdent, tant du point de vue du ralentissement des écoulements par des obstacles dans le fossé, que de celui du fonctionnement du point de rejet d'eaux de drainage, dans une démarche de maîtrise des écoulements en milieu rural.

Le cadre de cette démarche s'appuie sur le canevas chronologique suivant, tiré du support méthodologique "OMER"[1] (Nédélec *et al.*, 2000) :

1/ Questions et éléments préalables

- Besoin à l'origine de l'aménagement
- Objectifs
- Solutions possibles
- Mesures/informations disponibles
- Contexte physique
- Contexte socio-économique
- Evolutions prévisibles

2/ Réflexions intermédiaires

- Principe(s) régisseur(s) de l'étude
- Étendue et densité des actions
- Portée/efficacité de l'aménagement

[1] pour "Ouvrages de Maîtrise des Ecoulements en milieu Rural"

3/ Études et actions

- Dimensionnement
- Contenu du document de projet
- Suivi et évaluation

Nous allons développer ces points lorsqu'ils nous paraissent en lien avec les exposés des chapitres précédents, et revenir ainsi sur le scénario d'aménagement décrit en 1.2. Nous avons choisi dans cette partie de discuter d'éléments de méthode plus que de moyens techniques.

Il faut avant tout se remémorer la motivation à l'origine de ce scénario : le ralentissement des crues par un aménagement dans lequel des obstacles à l'écoulement sont répartis sur le cours de fossés d'assainissement agricole alimenté par des rejets de drainage. On souhaite également que cet aménagement maintienne la continuité hydraulique du lit de ces fossés.

4.2.1 Questions et éléments préalables

Les questions et éléments préalables constituent la première étape de réflexion visant à regrouper les informations nécessaires avant de s'engager dans un projet d'aménagement ou dans l'étude d'une situation existante (les problèmes à résoudre et les problèmes à prévoir, les contextes physique et socio-économique, les solutions envisageables, etc.). Il s'agit en particulier, et avant toute action, de préciser le besoin à l'origine de l'aménagement et d'identifier clairement ses objectifs.

Nous préciserons également les points relatifs aux solutions possibles et aux informations disponibles, importants pour la justification et l'élaboration de l'aménagement car d'autres types d'aménagements pourraient être choisis.

4.2.1.a Besoin à l'origine de l'aménagement

Les besoins à l'origine d'un aménagement ont été classés en trois grandes catégories : (1) le souhait d'une action curative suite à l'apparition d'un problème réel, (2) des exigences réglementaires, et enfin (3) l'engagement d'une action de modification du bassin versant, notamment dans un but de prévention des nuisances.

Les résultats présentés ici touchant directement aux quantités d'eau circulant en période de crue, et plus particulièrement pendant le fonctionnement du drainage enterré, ils peuvent répondre à chacun de ces besoins, notamment si les problèmes rencontrés sont des inondations à l'origine de dégâts importants. En revanche, ils concerneront moins directement des problèmes survenant en été, ou causés par des eaux qui ne sont pas majoritairement issus de réseaux de drainage par tuyaux enterrés.

La réponse à des exigences réglementaires peut correspondre à une procédure d'autorisation de drainage de parcelles agricoles, à la mise en œuvre de textes visant à réduire les

impacts d'activités humaines, ou à prévenir du risque d'inondations (pour voir le détail des textes à jour, consulter par exemple le Code Permanent de l'Environnement et des Nuisances, aux Editions Législatives).

Les actions de modification de bassin versant sont susceptibles d'intervenir à l'initiative de syndicats d'aménagement de rivière ou de bassin versant, de syndicats ou d'associations d'exploitants agricoles ou de propriétaires fonciers intervenant à l'échelle d'un aménagement hydro-agricole. Des collectivités en charge d'une ressource en eau destinée à la consommation humaine peuvent également envisager des mesures de protection de cette ressource sur son bassin d'alimentation. Dans tous ces cas c'est la présence d'un drainage intensif des parcelles agricoles qui pourra justifier l'application des résultats de ce travail.

4.2.1.b Objectifs

Une définition précise et explicite des objectifs de l'aménagement est indispensable à sa bonne conception, son acceptabilité, et au suivi de ses performances. Pas assez clairement exprimés, mal hiérarchisés, ou mal quantifiés, ces objectifs peuvent conduire à une action jugée inefficace, voire pénalisante ou dangereuse. C'est pour cette raison que nous passons en revue une liste aussi complète que possible d'objectifs concevables.

Dans le tableau ci-après nous avons indiqué, en le justifiant, la pertinence des éléments étudiés dans ce travail vis-à-vis de l'ensemble des objectifs envisageables pour une maîtrise générale des écoulements, en quantité et en qualité. Cet ensemble, non exhaustif mais adapté à un grand nombre de situations, a été défini dans le projet "OMER" (Nédélec *et al.*, 2000).

Nous avons considéré comme pertinents les objectifs propres aux ouvrages hydro-agricoles en interaction : le réseau de drains et de collecteurs enterrés d'un côté, le réseau de fossés de l'autre.

Objectif	**Pertinence et indicateurs de niveau**
Protection contre les inondations	Objectif pertinent au voisinage des zones de débordement du réseau d'assainissement agricole, où le risque d'inondation est effectif ; l'indicateur de niveau pour ce type de risque est classiquement une période de retour associée à une tolérance liée au type de zone à protéger (parcelle agricole, voirie, habitation…) (Gilard, 1998).
Laminage de crues	Objectif pertinent en tout point du réseau d'assainissement agricole, et à l'aval du petit bassin versant aménagé ; l'indicateur de niveau est un taux d'atténuation des crues, en fonction de leur durée et de leur période de retour.
Protection contre l'érosion des berges ou du lit	Objectif pertinent au voisinage des points de déversement des rejets d'eaux de drainage (Rice et Kadavy, 1994a), ainsi qu'au voisinage d'obstacles placés dans le lit de l'émissaire. L'objectif peut se révéler pertinent en d'autres points du fossé si des sédiments issus de l'érosion de certains tronçons du lit viennent le combler en amont des obstacles. L'indicateur de niveau est une vitesse d'écoulement en tout point compatible avec la tolérance des matériaux présents dans le lit.

Objectif	Pertinence et indicateurs de niveau
Protection contre l'érosion des sols	Objectif lié indirectement au type d'aménagement étudié, les écoulements étant souterrains (drainage) ou canalisés (fossé). Un écoulement superficiel en cas de crue intense, excédant les capacités d'évacuation du réseau de drainage, modifiées par l'aménagement, serait susceptible d'induire une prise en compte de ce type d'érosion.
Maintien d'un niveau d'étiage	Objectif sans rapport direct avec le type d'aménagement étudié, l'écoulement concerné se limitant à la période hivernale. Toutefois, le maintien de la continuité hydraulique du lit prévient d'une rétention inopinée et d'une stagnation nuisible des faibles écoulements d'étiage.
Réduction des écoulements en surface	Comme pour la protection contre l'érosion des sols, cet objectif est lié indirectement au type d'aménagement étudié, les écoulements étant souterrains (drainage) ou canalisés (fossé). Un écoulement superficiel en cas de crue intense, excédant les capacités d'évacuation du réseau de drainage, modifiées par l'aménagement, serait susceptible d'induire une prise en compte de ce type d'érosion.
Collecte et évacuation des eaux	Cet objectif est par nature celui du réseau de collecteurs enterrés et du réseau de fossés d'assainissement. Il est donc nécessairement lié à l'aménagement étudié ; l'indicateur de niveau est classiquement un débit de projet pour lequel les ouvrages d'évacuation doivent présenter une pleine capacité d'écoulement (Cemagref, 1993a).
Concentration d'un écoulement	Cet objectif est celui du réseau de drains à proprement parler. Il peut à ce titre être en opposition avec ceux qui nous intéressent au titre de l'atténuation des crues ; l'indicateur de niveau est classiquement une durée de rabattement de nappe perchée temporaire, entre deux niveaux fixés (Cemagref, 1993a).
Diffusion d'un écoulement	Cet objectif est sans rapport avec l'aménagement étudié, les écoulements restant concentrés au cours de leur cheminement.
Amélioration de la qualité de l'eau (Nitrate et polluants solubles)	Cet objectif est peu pertinent. L'échelle de temps des processus étudiés ici est telle (quelques heures) que la seule interaction entre l'eau, le sol et le substrat, et les polluants dissous, se réduit au transport de ces derniers par advection. Une amélioration de la qualité de l'eau est donc difficilement envisageable (Arlot, 1999 ; Kao *et al.*, 2002).
Amélioration de la qualité de l'eau (Phosphore)	Cet objectif peu pertinent, pour les même raisons que ci-dessus.
Amélioration de la qualité de l'eau (phytosanitaires, polluants peu solubles)	Cet objectif peu pertinent, pour les même raisons que ci-dessus.
Réduction des matières en suspension	Cet objectif est peu pertinent, la dynamique des écoulements ne permettant pas une décantation sensible des particules en suspension. Il faut toutefois rester attentif au risque de dépôt local dans les zones de ralentissement de l'écoulement.
Restauration de milieu naturel, amélioration paysagère	Objectif peu en rapport avec l'aménagement étudié, sauf à modifier la nature des obstacles à 'écoulement : réimplantation de méandres, plantation de végétation jouant le rôle de frein (Van Zeijts, 1998).
Stockage (pour une utilisation spécifique)	Objectif sans rapport avec l'aménagement étudié, le stockage créé par l'aménagement devant par nature être temporaire.

Tableau 16 : pertinence des objectifs pour le type d'actions et le processus hydraulique étudiés dans ce travail

Pour résumer ce passage en revue des objectifs envisageables, ceux que nous mettrons principalement en avant sont d'un côté les objectifs de concentration, de collecte et d'évacuation des eaux initialement retenus pour les réseaux de drainage et d'assainissement, et d'un autre côté, en balance, le laminage de crues à l'échelle du bassin versant, et plus localement la protection contre les inondations, et la protection contre l'érosion du lit et des berges de l'émissaire.

4.2.1.c Solutions possibles

Le scénario d'aménagement décrit en 1.2 est une solution parmi d'autres pour atténuer l'intensité des crues hivernales à l'aval du bassin versant. Cette solution est caractérisée par une intervention sur le réseau de fossés à ciel ouvert. Nous indiquons ci-après 6 exemples d'autres solutions possibles. Notre scénario est en lui même l'alternative à (1) un stockage des eaux de drainage, stockage temporaire également, mais dans une retenue construite en un point unique du réseau à ciel ouvert.

Dans les faits d'autres solutions tournées vers la protection contre l'inondation à l'aval du bassin versant peuvent être envisagées : (2) endiguement ou (3) dérivation au voisinage des zones vulnérables, (4) restrictions d'usages en parcelles riveraines, entre autres possibilités.

A l'inverse des mesures plus proches des parcelles drainées sont également possibles : (5) pratique du drainage contrôlé (Parsons *et al.*, 1990 ; Konyha *et al.*, 1992 ; Evans *et al.*, 1995) par une limitation temporaire de son fonctionnement une partie de l'hiver[1], (6) stockage des eaux pour recyclage l'été en irrigation…

C'est au niveau des réflexions intermédiaires et de la détermination du principe régisseur de l'étude que seront choisies les solutions effectivement projetées, et les zones prioritaires pour la mise en œuvre des actions.

4.2.1.d Mesures/informations disponibles

Notre scénario d'aménagement réclame une bonne connaissance des ouvrages hydro-agricoles en place, car c'est la dynamique de l'ensemble des réseaux de collecte et d'évacuation qui est concernée.

En ce qui concerne le drainage, l'accent doit ainsi être mis sur le recensement des périmètres drainés, leurs points de rejet, et si possible sur les caractéristiques des réseaux (diamètres, pentes). En outre les caractéristiques hydrodynamiques des sols drainés et les données de dimensionnement des panneaux de drains permettront, en l'absence d'informations sur les débits de drainage, une simulation de la transformation des intensités de pluie à l'échelle de la parcelle. Dans la plupart des cas ces informations ne sont que très partiellement disponibles.

[1] Cette interruption peut s'effectuer de deux manières : par la mise en place de coudes pivotants au débouché des collecteurs, ou par l'implantation de batardeaux dans le réseau de fossé. La fermeture des batardeaux maintient le niveau de l'eau au voisinage de la cote du terrain naturel, et interromps le fonctionnement des drains et le rabattement de la nappe. Le relèvement de l'extrémité des coudes pivotants à une cote également proche de celle du terrain naturel, permet d'obtenir le même résultat.

Outre les caractéristiques hydrodynamiques des sols et les données de dimensionnement des panneaux de drains, deux informations sont apparues indispensables pour permettre l'étude : la localisation des points de rejet et la superficie des périmètres drainés.

En complément de ces deux informations, les pentes et positions des collecteurs principaux sont utiles à l'étude du comportement des réseaux enterrés lors de leur passage à pleine section et en charge.

Il apparaît également, après la mise en œuvre de l'expérimentation "FoCol", que la connaissance des conditions de circulation de l'air à l'intérieur des réseaux enterrés (joints étanches ou non, présence d'évents…) est importante. Cependant, en dehors des équipements spécifiques (regards, évents), peu d'éléments pourront effectivement être recensés.

En ce qui concerne l'assainissement, l'étude que nous avons menée s'est appuyée sur une connaissance assez détaillée de la géométrie du lit du fossé. Cette connaissance est là encore fréquemment difficile à obtenir, même si *a priori* rien ne s'oppose à un levé topographique de l'ensemble du réseau.

Le minimum de connaissances dont il faut disposer pour préparer le projet concerne une largeur et une profondeur indicatives sur l'ensemble du cours du réseau de fossés, complétée sur l'ensemble du cours également, par une estimation de la vulnérabilité des parcelles riveraines, et par la recherche de sites potentiels de ralentissement (ouvrages de franchissement existants, zones de faible vulnérabilité, passages plus encaissés…).

C'est au voisinage des points de rejet qu'une connaissance plus fine et exacte de la géométrie et de la rugosité du lit apparaît nécessaire. Car c'est dans ce voisinage que se produit le processus d'interaction étudié au chapitre 3, et de ces paramètres dépendront le comportement hydraulique des réseaux de collecteurs enterrés. Cette connaissance concernera en priorités les rejets de collecteurs de gros diamètre.

Pour les fossés de petites dimensions (d'une largeur de 1 à 2 mètres), un instrument de mesure par triangulation de la géométrie des sections en travers a été mis au point. Cet instrument est présenté en annexe 10.

Si le choix est fait d'une mise en place de multiples obstacles à l'écoulement, la connaissance précise de la géométrie et de la rugosité du lit au voisinage de ces obstacles sera également nécessaire.

4.2.2 Réflexions intermédiaires

Cette deuxième étape est la plus complexe et peut se trouver dans les situations réelles occultée ou franchie implicitement. Or elle permet la transition de la définition d'un

aménagement global aux objectifs clairement exprimés, vers un ensemble d'ouvrages ponctuels, au fonctionnement et aux conséquences plus localisées. En fait, il s'agit de justifier la stratégie d'aménagement : établir les priorités, et la façon de les atteindre afin de répondre au mieux aux objectifs. C'est l'organisation spatiale de l'aménagement qui est conçue à ce stade, et les choix retenus visent à limiter au maximum les nuisances pouvant être subies, en restant dans un ensemble raisonnable de contraintes humaines, foncières, et de coûts.

4.2.2.a Principe(s) régisseur(s) de l'étude

Nous cherchons à situer la démarche d'aménagement par rapport à trois grands points de vue qui peuvent guider les choix : l'application d'un principe de précaution, la prévention des risques, ou la limitation des impacts.

Nous définirons le principe de précaution ainsi : face à une nuisance prévisible, il n'est pas fait d'évaluation précise du niveau atteint par le risque après l'aménagement (soit parce que l'on manque de données objectives ou de connaissances scientifiques, soit parce que des facteurs autres que scientifiques sont prépondérant dans la prise de décision). On décide alors d'agir dans le sens de la sécurité en excluant du projet toute possibilité d'engendrer cette nuisance (abandon total ou partiel, choix de projets alternatifs).

La prévention des risques consiste à affecter à des zones géographiques susceptibles d'être exposées à une nuisance ou des dégâts (inondation, pollution...) un aléa hydrologique (hauteur et fréquence de l'inondation...) et un niveau de vulnérabilité (un site industriel chimique aura une vulnérabilité supérieure à une zone habitée, qui aura elle même une vulnérabilité supérieure à celle d'une prairie...). Le risque résulte du croisement de l'aléa et de la vulnérabilité. La zone de définition du risque se trouve donc en aval d'un ensemble de zones ou d'activités génératrices de nuisance, qui peuvent être nombreuses (bassin concerné en grande partie) mais également éloignées.

A l'opposé du risque, qui porte sur les zones soumises à un problème, la limitation d'impact s'intéresse aux zones de départ du problème en question. Une fois le problème apparu localement (ruissellement par exemple), celui-ci peut se déplacer avec plus ou moins de facilité vers l'aval. On peut agir pour empêcher ce déplacement (par exemple par des digues en plein champs) et limiter l'étendue ou le nombre des zones susceptibles d'être touchées (parcelles pouvant être ravinées immédiatement à l'aval, habitations pouvant recevoir des dépôts de terre...).

Nous attirons l'attention du lecteur sur un point important : nous nous intéressons dans la discussion qui suit au strict aspect quantitatif des rejets de drainage. L'existence de nuisances potentielles liées à la qualité de l'eau changerait totalement les éléments de discussion et s'appuierait sur des connaissances non présentées ici.

L'application du principe de précaution ne serait ici pertinent qu'en l'absence réelle de toute connaissance objective du terrain, ce qui n'est très certainement pas le cas dans tout projet concret. Il nous paraît préférable de se tourner vers une approche en termes de risques. En effet, une approche en termes d'impact est *a priori* bien plus difficile.

Les connaissances sur les conséquences hydrologiques du drainage et de l'assainissement agricoles, exposées en 1.1.1 et 1.1.2 respectivement, montrent qu'une traduction en termes d'impact quantitatif, ne serait-ce qu'à l'échelle de la parcelle, est dépendante des caractéristiques initiales du sol et de l'intensité de la pluie. Sauf à interdire tout rejet vers l'émissaire, par exemple par un stockage des eaux dans une retenue en bordure de parcelle ou d'îlot drainé, l'influence peut se révéler négative et positive simultanément, pour un même aménagement.

Si l'on se place à l'échelle du réseau de fossés, c'est l'apport du reste du bassin versant qui se trouve modifié par le dimensionnement des émissaires. L'influence d'un réseau de drainage en un point du bassin versant se trouve donc intimement liée au reste de celui-ci.

Ainsi, c'est une approche en termes de risques d'inondations qui sera à notre sens à privilégier, en ayant identifié les secteurs ou le niveau de ce risque peut se trouver dépendant des aménagements hydro-agricoles, en s'inspirant du concept de "méthode inondabilité", développé pour lutter contre les inondations en bordure des grands cours d'eau (Gilard, 1998). Toutes les mesures prises sur ces aménagements visant à modifier l'aléa (débit de pointe ou durée de crue) pourront réduire ce niveau de risque.

Il en résulte que d'autres solutions possibles permettant une réduction du risque, parmi celles proposées en 4.2.1.c, peuvent être examinées : endiguement ou dérivation au voisinage des zones vulnérables, restrictions d'usages en parcelles riveraines. Nous nous limiterons par la suite à la discussion sur le choix entre des mesures de ralentissement par des obstacles et une retenue unique.

4.2.2.b Étendue et densité des actions

L'étendue des actions représente la taille du territoire qui doit s'impliquer dans la lutte contre les effets indésirables des nuisances (pollution ou crue) : elle correspond pour la plus grande taille à une intervention généralisée à l'échelle du bassin versant, ou pour la plus petite taille, à une action ponctuelle sur le bassin, ou limitée à une de ses parties sensibles.

L'approche retenue dans notre scénario d'aménagement privilégie clairement la taille la plus grande vis-à-vis du réseau d'assainissement agricole, avant que celui-ci ne rejoigne le réseau hydrographique naturel. La taille du territoire concernée par un projet réel serait donc fixée par la délimitation du bassin d'alimentation de ce réseau, et serait de l'ordre de quelques centaines d'hectares.

La densité des actions traduit le nombre et la variété des ouvrages implantés pour aboutir à l'aménagement souhaité : elle correspond soit à un grand nombre de petits ouvrages répartis stratégiquement, soit à un faible nombre d'ouvrages, souvent plus imposants.

Les éléments qui nous sont apparus favorables à un grand nombre d'obstacles par rapport à une retenue unique sont :

- leur relative facilité de mise en œuvre, par rapport à un ouvrage de stockage de grandes dimensions,

- le maintien possible de la continuité du lit, dans la mesure ou les obstacles concernent la partie supérieure de la section du fossé, ce qui ne modifie pas le fonctionnement du fossé pour les faibles débits,

- la plus faible accumulation potentielle de sédiments en amont des obstacles, que dans le fond d'une grande retenue, entraînant un entretien plus aisé

- le plus faible risque de dégâts en cas de dysfonctionnement ou de rupture de l'ouvrage,

- le plus faible volume de stockage nécessaire par la succession dynamique des points de stockage au cours de la progression de la crue.

La première approche de notre scénario d'aménagement (1.2.1) a montré que la multiplication des lieux de ralentissement présente des limites en termes de volume de stockage à mobiliser pour un niveau donné de laminage des crues à l'aval du réseau de fossé. Nous ne pouvons mettre en avant un critère déterminant pour fixer la limite dans un cas quelconque. De même nous ne pouvons proposer de règle pour fixer une répartition des obstacles. En revanche il paraît clair qu'une étude de plusieurs combinaisons doit être faite parmi les plus réalistes. Cette étude permettra de choisir celle qui répond le mieux à l'ensemble des objectifs, laminage des crues à l'aval, mais aussi collecte et évacuation de eaux, et protection contre les inondations au voisinage des obstacles. Ces obstacles auront par ailleurs été dimensionnés individuellement avant la mise en œuvre de cette étude.

4.2.2.c Efficacité/portée de l'aménagement

L'efficacité de l'aménagement est sa capacité à modifier un(des) paramètre(s) hydrologique(s) dans des conditions données (événement courant ou extrême) afin de limiter au maximum la gravité d'une nuisance (ici une crue).

Des éléments de cette efficacité ont été présentés dans la partie 1.2.3, à travers l'évaluation du taux de laminage des débits de pointe obtenus entre l'absence et la présence d'obstacle. Il est important de noter que ce taux dépend bien évidemment des caractéristiques de l'obstacle fixées à partir des règles de dimensionnement, mais aussi de la période de retour de la crue étudiée.

La même attention devra être apportée, à l'échelle de l'aménagement, en s'intéressant à plusieurs gammes d'épisodes de crue. L'étude menée devra en outre intégrer autant que faire se peut l'interaction entre les réseaux enterré et à ciel ouvert, occasionnée par la mise en place des ouvrages.

Les résultats donnés en 1.2.3 montrent également que si le choix porte sur des dimensions d'obstacles modestes, le laminage induit n'est que de quelques % du débit maximal de la crue. Pour que ce faible laminage puisse se traduire en un effet sensible à l'aval, il faut envisager un nombre d'obstacles suffisamment conséquent.

La portée est quant à elle la limite géographique au-delà de laquelle l'efficacité de l'aménagement peut être considérée comme nulle. Nous ne disposons pas d'éléments quantitatifs pour estimer la portée du ralentissement des crues sur un unique réseau d'assainissement. On peut raisonnablement s'attendre à ce qu'elle ne se situe pas très loin de l'extrémité aval du réseau d'assainissement, surtout si celui-ci rejoint rapidement un cours d'eau plus important.

4.2.3 Études et actions

Cette dernière phase est celle de l'élaboration du document de projet, avec tous les calculs nécessaires (dimensionnement, coûts...) et les outils de conduite des travaux (carte de l'aménagement, plan de masse des ouvrages, échéancier ...). Elle est également tournée vers l'avenir du territoire aménagé, ainsi que vers celui des ouvrages réellement mis en place.

4.2.3.a Dimensionnement

Le tableau qui suit est un résumé des paramètres de dimensionnement, tels qu'ils ont pu apparaître comme importants pour la mise en place du scénario d'aménagement, au vu des pratiques usuelles, des modélisations et des résultats expérimentaux qui précèdent. Les méthodes classiques de dimensionnement se retrouvent dans les cahiers de clauses techniques générales des travaux de drainage (Cemagref, 1993a).

Paramètre	Objectif associé	Condition ou critère(s)
Ecartement des drains	Concentration d'un écoulement	Critère classique de tarissement non influencé d'une nappe entre deux profondeurs et pendant une durée données
Diamètre des collecteurs	Collecte et évacuation des eaux	Critère classique d'égalité entre le débit à remplissage complet -équation (90) page 181- et une pluie annuale de durée 3 jours

Paramètre	Objectif associé	Condition ou critère(s)
Section d'écoulement du fossé au dessous du rejet	Collecte et évacuation des eaux	Critère classique d'égalité entre le débit donné par l'application de la formule de Manning-Strickler -équation (1) page 50- au tirant d'eau disponible sous le rejet, pour le débit moyen journalier de période de retour 1 ou 2 ans
Section d'écoulement du fossé au passage du rejet à pleine section	Laminage de crues	Pour une limitation du rejet de drainage, correspondance entre cette section d'écoulement et le rejet du débit à remplissage complet -théoriquement le débit de projet- dans le collecteur
Section(s) d'écoulement de l' (des) obstacle(s) hydraulique(s)	Laminage de crues	Début du débordement en lit majeur du fossé pour le débit moyen journalier de période de retour 1 ou 2 ans
Hauteur de surverse de l'obstacle hydraulique	Protection contre les inondations	Pour une protection de l'ouvrage : surverse pour un débit instantané maximal décennal Pour une protection des parcelles riveraines : surverse pour une superficie inondée maximale donnée

Tableau 17 : résumé des paramètres de dimensionnement pour l'aménagement d'ensemble intégrant drainage par tuyaux enterrés, assainissement agricole, obstacles hydrauliques

Des règles pour fixer les moins classiques de ces paramètres seront proposés dans la partie 4.3.

4.2.3.b Suivi et évaluation

Les résultats présentés dans le chapitre 3 ont montré la quasi nécessité de disposer de données expérimentales pour valider la modélisation du comportement complexe des réseaux en interaction. En outre la géométrie du système a été réduite à quelques dimensions caractéristiques, qui peuvent n'être qu'insuffisamment représentatives de la géométrie réelle.

Par ailleurs, si l'on souhaite s'assurer du respect des objectifs, sur une base chiffrée établie lors de l'étape de dimensionnement, une observation quantitative du fonctionnement des ouvrage s'impose.

Enfin, l'idéal serait de disposer de données permettant l'évaluation quantitaive de l'efficacité d l'aménagement.

Il n'est pas raisonnable d'envisager pour chaque projet un suivi en continu des débits et pressions des rejets, et des débits et niveaux dans le ou les fossés. Cela est d'autant plus vrai que nous avons vu que la complexité du comportement de la jonction collecteur-fossé imposerait un nombre important de points de mesures pour un seul rejet. Cependant, toutes les initiatives

prises pour mettre en place, à l'occasion d'un projet de cette nature, un dispositif de suivi expérimental, permettront d'améliorer la justesse des outils de dimensionnement des ouvrages. Elles apporteront également des éléments aidant au choix du nombre et des emplacements de ces ouvrages.

Dans cette optique mais dans un tout autre domaine d'intervention, une telle initiative a été prise dans le département de l'Eure, dans le cadre de l'aménagements de lutte contre l'érosion des ravines de l'Andelle. Plus généralement la mise en œuvre d'un réseau de mesures, soutenu et maintenu opérationnel par l'Etat et les Collectivités Locales, serait un outil précieux d'amélioration des techniques de maîtrise des écoulements par des aménagements à l'échelle du bassin versant, y compris pour les plus petits d'entre eux.

Nous proposons, si les moyens de suivi restent très limités, de mettre en place un dispositif minimum permettant de connaître les niveaux des plus hautes eaux au voisinage des obstacles et des rejets importants. L'exploitation de ces informations permet d'une part de situer les amplitudes extrêmes inter-annuelles, et d'autre part de connaître, en cas d'inondation des rives, ou de surverse d'un obstacle hydraulique, les contraintes subies par les parcelles riveraines ou l'ouvrage de ralentissement.

Pour mettre en œuvre le suivi de niveaux maximaux, il existe des rubans marqués qui se décolorent au contact de l'eau . Associés à une échelle de niveau, et remplacés chaque année, ils permettent assez simplement, et avec une maintenance réduite, de disposer de ces informations.

Photographie 16 : exemple de dispositif de relevé des niveaux maximaux atteints implanté sur un ouvrage anti-érosif de l'aménagement des ravines de l'Andelle. La couleur rouge indique que le niveau de l'eau n'a pas atteint cette partie de la règle.

4.3 Conclusions, recommandations et perspectives

L'ensemble des résultats présentés dans ce travail montre un rôle clé joué par une composante essentiellement anthropique du chemin de l'eau sur le bassin versant. Cette composante ne doit pas être ignorée, ni être vue comme un facteur limitant pour des objectifs d'évacuation d'eaux en excès. Son rôle peut au contraire se concevoir en terme de gestion des rejets, du transfert des crues ou des polluants. Des pistes de techniques complémentaires visant de tels objectifs de gestion et reposant sur le fonctionnement particulier de l'interface réseau enterré - réseau à ciel ouvert sont proposées.

Dans cette dernière partie nous concluons ce chapitre 4 en proposant un ensemble de recommandations et de perspectives, pour une bonne prise en compte de l'interaction entre le réseau de collecteurs enterrés et les émissaires à ciel ouvert. Ces recommandations sont tournées vers la mise en œuvre de trois types d'ouvrages (suivant la nomenclature définie dans le projet "OMER", éventuellement associés dans un aménagement conçu suivant la méthodologie discutée dans la partie précédente : le réseau de drainage agricole, le fossé d'assainissement dans sa partie localisée au point de rejet de ce réseau de drainage, la combinaison d'un busage du fossé qui joue le rôle d'obstacle hydraulique, et d'une diguette perpendiculaire à l'axe du fossé favorisant la rétention dans le lit majeur du fossé en amont de l'obstacle.

Nous pouvons considérer que l'ingénieur peut aborder la question de l'interaction entre le réseau de collecteurs enterrés et les émissaires à ciel ouvert suivant trois points de vue : celui d'un hydraulicien intéressé par un processus naturel qu'il cherche à maîtriser, celui d'un aménageur pour qui assurer le fonctionnement du drainage agricole tout en prévenant des inondations à l'aval d'un petit bassin versant est la première préoccupation, et enfin celui d'un ingénieur de bureau d'études qui doit dimensionner et concevoir plus spécialement un ouvrage au sein de l'aménagement évoqué dans le point de vue précédent.

4.3.1 Le point de vue de l'hydraulicien

4.3.1.a Son souci

Le premier point de vue est celui d'un hydraulicien qui doit modéliser au mieux un processus de jonction de deux écoulements. Ce processus n'est plus neutre pour chacun des apports lorsque les débits de l'émissaire à ciel ouvert ne sont pas très différents de ceux du rejet des collecteurs. L'incidence affecte d'une part les niveaux d'eau de l'amont, et d'autre part

l'influence du niveau du fossé sur le déversement depuis le collecteur, pouvant amener celui-ci à s'écouler à pleine section.

Lorsque les débits du collecteur et de l'émissaire croissent simultanément, les niveaux d'eau de l'amont sont d'autant plus affectés par la jonction que ces débits sont importants et les niveaux d'eau élevés. En revanche, lorsqu'un obstacle augmente artificiellement le tirant d'eau du fossé, l'influence décroît avec la rehausse de l'ouvrage, et donc lorsque les niveaux d'eau sont de plus en plus élevés.

Lorsque le tirant d'eau dans le collecteur devient proche du diamètre de celui-ci, un phénomène de passage à pleine section vient créer une discontinuité dans le comportement du rejet. Cette discontinuité complexe dépend de la pente du collecteur, de la circulation de l'air dans les conduites, et enfin du débit du rejet au moment de ce passage à pleine section.

Nous avons apporté quelques éléments d'étude de ce processus hydraulique, dans le cas d'une géométrie simple, caractérisée par quelques paramètres principaux. Ces éléments permettent une première approche du phénomène, avec des outils proposés d'utilisation simple. Pour pousser plus loin l'étude, notamment si l'on doit tenir compte d'une géométrie plus complexe, ou si l'on cherche plus de précision sur les variables hydrodynamiques du système, il sera nécessaire de s'engager dans une démarche d'expérimentation plus précise, ou de modélisation du volume fluide au moyen de codes numériques adaptés. Cette modélisation peut être validée par des confrontations aux résultats des expérimentations qui ont été effectuées pour ce travail.

4.3.1.b Recommandations

Ces recommandations concernent des systèmes de géométrie et de type comparables à ceux décrits dans ce travail. Elles ne concernent pas directement (1) les rejets qui ne sont pas perpendiculaires à l'axe de l'émissaire, (2) qui s'avancent sensiblement vers l'intérieur du fossé , (3) les fossés aux talus très évasés, ni (4) les obstacles de grande longueur dans le sens de l'écoulement du fossé. Dans chacun de ces cas l'utilisation des résultats de cette étude devra être fait avec prudence, et des études complémentaires (expérimentation, modélisation) devront être réalisées.

- Définir à partir de la géométrie réelle sept paramètres caractéristiques pour décrire le fossé qui recevra l'obstacle ou le rejet : (1) la largeur indicative du fossé, (2) la pente du fossé, (3) la profondeur du fossé, (4) la hauteur du rejet au dessus du fond du fossé, (5) le diamètre du collecteur, (6) la pente du collecteur au niveau du rejet, (7) la pente du lit majeur perpendiculairement à l'axe du fossé
- Caractériser les coefficients de Manning-Strickler du fossé et du collecteur enterré

- Identifier les tirants d'eau caractéristiques (normal et critique) du fossé et du collecteur pour différentes gammes de débit
- Utiliser pour une première approche un bilan simple, par exemple au moyen de l'outil JoCoFox proposé, pour identifier l'ampleur de l'interaction, et situer d'éventuelles influence réciproques

4.3.1.c Perspectives

Une perspective directe découlant du traitement partiel du problème posé dans cette étude, et qui en constitue une poursuite directe à court terme, est la modélisation par bilan de quantité de mouvement de la jonction dans le cas où la cote du fil d'eau du collecteur est différente de celle du fond du fossé. Les principes de modélisation restent les mêmes que pour la partie 3.3 et le dispositif expérimental "FoCol" a été conçu pour simuler ce cas.

Les perspectives plus larges d'étude du processus hydraulique à proprement parler peuvent être orientées dans trois voies principales : une voie d'approfondissement des cas où la géométrie du fossé ne peut être approchée par une géométrie rectangulaire (talus évasés), car ces cas peuvent être fréquemment rencontrés. Les cas de collecteur s'avançant suivant un angle différent de 90 °, ou en empiétant sur une grande longueur vers l'intérieur du fossé est moins fréquent, et leur étude est moins indispensable.

Une deuxième voie concernent les écoulements torrentiels qui n'ont pas du tout été abordés ici. Des problèmes liés à une pente forte dans le collecteur, qui se sont traduits dans notre étude par des difficultés d'exploitation des données expérimentales, peuvent être rencontrés sur le terrain.

Enfin une troisième voie importante possible est la modélisation de l'ensemble du volume fluide en mouvement, par des techniques numériques tri-dimensionnelles. Cette modélisation peut être envisagée au moyen de codes numériques classiques, si la prise en compte des écoulements diphasiques se révèle suffisamment performante pour ce type de système, ou encore au moyen de méthodes de type Lattice-Boltzmann si les caractéristiques de l'écoulement sont compatibles avec ce type d'approche (voir 3.1.1).

Plus largement, ce processus local doit être intégré dans des modèles de réseau plus complet, associant des parties enterrées complètes, et des parties à surface libre permettant d'appréhender les problèmes généraux des cours d'eau et des bassins versants. Cette intégration peut se faire au même titre qu'une jonction habituelle, en intégrant des règles d'influence de l'interaction sur la pression et le tirant d'eau dans la conduite. Le cas particulier du passage à pleine section en lien avec la pente de la conduite est à étudier plus spécialement et à valider, en relation avec ce qui est déjà connu dans le domaine des écoulements urbains.

4.3.2 Le point de vue de l'aménageur

4.3.2.a Son souci

Le deuxième point de vue est celui d'un aménageur qui doit intégrer à l'échelle d'un petit bassin versant, les objectifs souvent antagonistes d'évacuation des eaux d'une part par des réseaux de drainage et d'assainissement agricole, et de rétention des crues d'autre part, pour lutter contre les inondations.

Une solution parmi d'autres peut être de répartir dans le réseau de fossés un ensemble d'obstacles à l'écoulement, de conception légère, mais donc d'effet limité. Pour les crues de faible intensité, ces obstacles laissent relativement libre l'écoulement dans le fossé. Pour les crues plus intenses, ils assurent un stockage temporaire des eaux, éventuellement par débordement localisé sur les parcelles riveraines. Dans ce cas, les rejets des périmètre drainés les plus étendus contribuent par leur apport d'eau, mais peuvent être affectés par un niveau d'eau élevé dans le fossé. Une réflexion d'ensemble sur la dynamique du réseau de fossé et des réseaux de drainage qui l'alimentent est essentielle, car l'efficacité de l'aménagement réside dans sa dynamique et non dans des critères hydrauliques qui isoleraient chacun des éléments de la production et du transfert de la crue. Pour les réseaux enterrés de grande longueur, l'étape du passage à pleine section imposée par le niveau de l'émissaire doit être examinée plus particulièrement, car celle-ci est susceptible de donner au réseau enterré un rôle de ralentissement prépondérant.

4.3.2.b Recommandations

Ces recommandations concernent l'aménagement de petits bassins versants à dominante agricole, alimentant un fossé d'assainissement, majoritairement par des eaux de drainage

- En cas de drainage nouveau, caractériser dans la mesure du possible l'aptitude du sol au ruissellement avant l'implantation du drainage, éventuellement sous forme d'indices visuels (dépôts, ravines, ou au contraire absence totale de traces d'écoulements de surface)
- Elaborer le projet d'aménagement en suivant les étapes de la démarche proposée en 4.2, qui permet un support convenable à la discussion sur le terrain (nécessaire compte tenu des contraintes foncières susceptibles d'être engendrées) puis à la mise en œuvre concrète du projet. Mener de préférence la démarche en termes de diminution du risque
- Rassembler un maximum de données sur les réseaux de drainage en place ou à implanter (au moins leur périmètre et le lieu du rejet pour tous les réseaux), recenser et décrire avec précision les sites aux points de rejet

- Rassembler des informations sur l'ensemble du réseau de fossés d'assainissement, en ce qui concerne au minimum : sa largeur indicative, sa pente, les singularités hydrauliques (obstacles, franchissements, autres ouvrages), sa rugosité, la pente du lit majeur perpendiculairement à l'axe, l'usage des rives
- Hiérarchiser les rejets de drainage à partir du rapport des superficies collectées à la superficie d'alimentation du fossé au point de rejet
- Concevoir une étude de la dynamique du ralentissement des crues comprenant une étude de ligne d'eau en régime transitoire, au minimum aux sites suivants : (1) points de rejet, (2) obstacles hydrauliques dans le fossé, (3) tronçons de fossé entre les obstacles et les points de rejet si le premier est susceptible d'influencer le second. Sur les autres parties du fossé, une étude par simulation de la propagation d'une onde de crue pourra être suffisante

4.3.2.c Perspectives

La démarche d'aménagement proposée s'appuie sur l'expérience de réalisations qui ne sont pas de la même nature que le scénario d'aménagement discuté en 1.2. C'est la richesse des données expérimentales du ru de Melarchez qui ont rendu possible la réflexion autour des phénomènes hydrauliques, l'évolution du ru lui-même ne correspond pas dans les faits à ce qui pourrait être la concrétisation de ce scénario.

Aussi, la perspective majeure de développement à partir de ce travail est l'étude, dès sa conception, d'un projet réel qui suivrait les principes de notre scénario d'aménagement. Il est nécessaire, pour trouver ce projet et en tirer des validations expérimentales concluantes, de combiner une bonne connaissance du milieu antérieurement au projet, et un engagement fort de lutte contre les inondations, qui garantirait la mise en œuvre effective du projet.

4.3.3 Le point de vue du concepteur d'ouvrages de rejet et de ralentissement des crues

4.3.3.a Son souci

Le troisième point de vue est celui de l'ingénieur du bureau d'études qui doit concevoir et mettre en place un ouvrage de rejet d'eaux de drainage, ou un obstacle hydraulique destiné à ralentir les crues dans le fossé d'assainissement agricole. Guidé par un projet d'aménagement global, il doit à son niveau intégrer des détails du terrain, des contraintes techniques, ou socio-économiques, qui n'ont pas obligatoirement été prises en compte à l'échelle de ce projet global.

Pour cela il doit appliquer les même règles de dimensionnement que le projet global, auxquelles s'ajoutent les contraintes locales. Ainsi, les règles de dimensionnement ne doivent pas

dépendre des autres ouvrages, qui pourraient être modifiés par leurs propres contraintes, voire être abandonnés du fait de contraintes trop fortes.

4.3.3.b Recommandations

- le drainage doit être dimensionné et conçu suivant les prescriptions générales applicables en la matière (Cemagref, 1993a). Le cahier des clauses techniques générales cité ici prévoit l'installation de regards d'équilibre lors de passages en conduite forcée (discontinuités topographiques conduisant à des pentes fortes). Les résultats précédents montrent que le passage d'air à travers la conduite en amont des points de rejet peut favoriser le maintien de l'écoulement à surface libre pour les forts débits, ou au contraire accélérer l'évacuation de l'air pour un passage à pleine section depuis l'aval. Pour les grands périmètres drainés susceptibles de faire l'objet d'une mesure de débits à l'aval, prévoir ou implanter des cheminées de circulation d'air afin de gérer et vérifier le mode d'écoulement envisagé (l'ouverture devrait favoriser l'évacuation, la fermeture devrait favoriser la rétention dans le réseau enterré)
- les obstacles hydrauliques à l'écoulement dans le fossé pourront être dimensionnés individuellement en prévoyant un début de rétention pour un débit moyen journalier de période de retour 1 ou 2 ans, et un débit de surverse instantané décennal.
- dédoubler si possible les obstacles avec des sections différentes, pour élargir la plage d'efficacité
- pour favoriser un ralentissement de la crue au niveau du réseau enterré, contrôler le débit de passage à pleine section au débouché du collecteur, par un aménagement particulier sur la section du collecteur (seuil) en l'absence d'influence du fossé, ou de la section du fossé (écran) en cas d'influence.

Un écran en amont du rejet retarde le passage à pleine section, un écran en aval la favorise. Le schéma de principe en figure 86 montre ce que pourrait être ce type d'intervention.

On trouvera en annexe 12 des photographies du modèle réduit "FoCol" sur lequel une simulation simple de l'application de ce procédé a été effectuée.

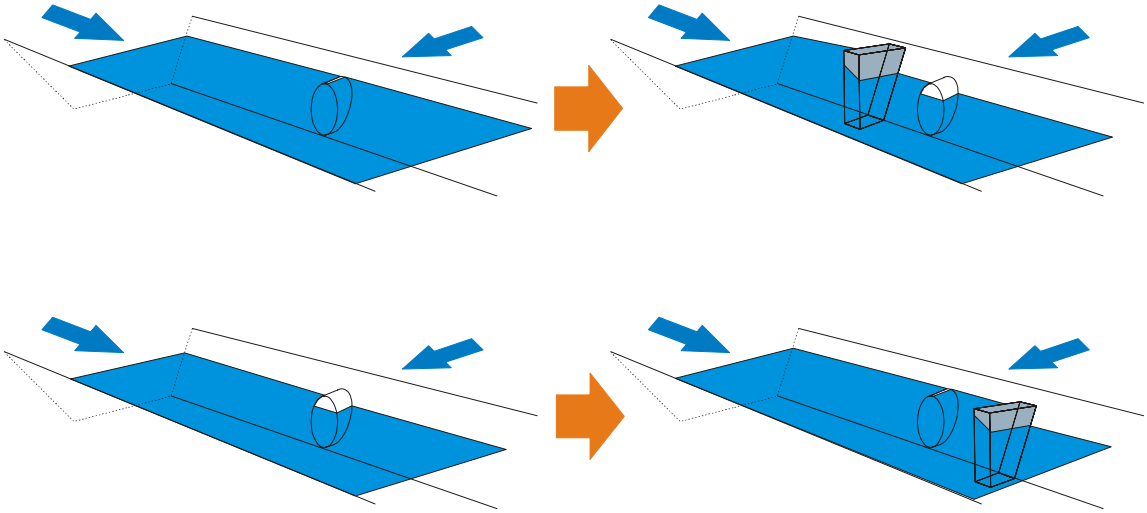


Figure 86 : Schéma de principe d'un contrôle du passage à pleine section par la pose d'un écran en travers du fossé. Les dessins représentent des apports identiques, sans écran pour ceux de gauche, et avec écran pour ceux de droite. Sur la première ligne, on montre un passage à surface libre favorisé par l'écran, dispoé en amont. Sur la deuxième ligne c'est le passage à pleine section qui est favorisé par l'écran disposé à l'aval.

Le ralentissement dans le réseau enterré ne devra concerner que les crues de forte intensité, pour lesquelles la prévention des inondations justifie une pénalisation temporaire des performances du drainage. Les premiers éléments d'analyse laissent penser qu'un passage à pleine section exactement au débit à remplissage complet est susceptible de limiter temporairement le débit à l'aval du réseau. Au besoin, le seuil ou l'écran peuvent être étudiés pour ne jouer leur rôle qu'au delà de certains débits (en les plaçant en position haute, à l'image des cunettes présentées sur la photographie 17, barrées pour ralentir les écoulements trop intenses -commune de Gaillardbois-Cressenville, Eure-).

Photographie 17 : exemple de cunette en bordure de route, barrée par des seuils surélevés pour ralentir les écoulements les plus intenses (commune de Gaillardbois-Cressenville, Eure)

4.3.3.c Perspectives

Les formes et dimensions d'ouvrages de ralentissement se montrent multiples. Il s'agit à l'avenir de valider sur des expérimentations physiques ou de terrain les ouvrages proposés dans ce travail sous forme de modèles de calcul, et d'en affiner le dimensionnement. Là encore c'est la mise en œuvre d'un projet réel qui permettra à l'ingénieur de disposer de données de référence et de retours d'expériences en matière de dimensionnement et de dispositions constructives.

Conclusion générale

A l'origine de ce travail, nous nous sommes donnés pour objectif de contribuer à une meilleure connaissance du double rôle joué, lors des crues importantes, par le débouché des collecteurs de drainage par tuyaux enterrés dans les émissaires à ciel ouvert : d'une part un rôle de contribution à la crue des parcelles de l'amont du bassin versant, et d'autre part un rôle de condition limite aval pour l'ensemble du réseau enterré. Cette connaissance est apparue nécessaire lorsque les crues sont à l'origine d'inondations, et lorsqu'une partie du bassin versant caractérisée par une proportion importante de parcelles drainées, doit faire l'objet d'aménagements particuliers en vue de l'atténuation des pics de crue.

En premier lieu, le choix a été fait d'étudier des aménagements de dimensions plus modestes qu'une retenue unique, répartis sur le réseau d'assainissement agricole, pour favoriser un ralentissement dynamique des crues, en préservant la continuité du lit du fossé pour les écoulements courants.

Dans ce cadre, le chapitre 1 s'est tourné vers les contraintes d'ingénierie pour la réalisation de tels aménagements : comment disposer les ouvrages ? comment les dimensionner ? Nous avons constaté qu'à ces contraintes s'ajoutent les conséquences des mesures de limitation sur les capacités d'évacuation des réseaux. En effet, une rétention de la crue peut occasionner une hausse importante du niveau de l'eau dans les fossés d'assainissement, et altérer le comportement des réseaux enterrés. Ceux-ci présentent par ailleurs une capacité de stockage limitée, en raison de leur section fixée définitivement lors du dimensionnement.

Des données expérimentales et des modélisations du fossé à ciel ouvert montrent bien un lien étroit entre celui-ci et les rejets de drainage qui le rejoignent. En vue de décrire aussi exactement que possible comment se constitue ce lien au voisinage du point de rejet, nous avons choisi les paramètres et variables descriptifs des deux parties de ce système hydraulique : le fossé où l'écoulement est toujours à surface libre, et un collecteur où la présence d'air est variable, selon que l'écoulement se produit ou non à pleine section.

Afin de privilégier le rôle important de cette différence entre fossé et collecteur enterré et faire ressortir un comportement très général, des simplifications notables ont été introduites en matière de géométrie du support de l'écoulement, et nous nous sommes tournés vers une approche "filaire" de l'écoulement.

Nous avons décrit au chapitre 2 les expérimentations menées, sur le terrain et en laboratoire, pour valider les modèles exposés ensuite (chapitre 3). L'objectif de ces expérimentations était respectivement d'une part de disposer de données de référence caractéristiques d'un système hydro-agricole réel, et d'autre part de disposer de données plus complètes et précises que ce qui est accessible sur le terrain. L'expérimentation de laboratoire a

été réalisée à échelle réduite, et ses résultats seront exploitables à l'échelle de la réalité, en ayant recours à des grandeurs sans dimensions.

Les observations de terrain ont montré le rôle important que joue le niveau de l'eau de l'émissaire dans l'organisation des courbes de décharge, en fonction de la configuration du milieu. Nous avons pu distinguer des cas de très faible influence, des cas au contraire d'influence forte, y compris pour de faibles débits. Entre les deux, l'influence du niveau de l'eau de l'émissaire prend une importance croissante, puis apparaît une limitation des débits au delà de la mise en charge.

Ces données de terrain montrent donc ce rôle particulier joué par le passage en charge du collecteur, qui s'accompagne, sans que la causalité soit montrée à ce stade, d'un plafonnement des débits. Cependant, la nature même des pression mesurées sur le terrain, se révèle insuffisante à l'examen des écoulements dans des conditions comparables sur le modèle réduit.

L'étude sur modèle réduit a permis de préciser la typologie des écoulements, et de comparer cette jonction particulière aux cas connus en canaux prismatiques ou en conduites. Cette étude a conduit d'une part à définir une forme simplifiée du volume d'eau lorsque les écoulements se rejoignant exercent une forte influence réciproque, et d'autre part à constater la complexité de la transition entre écoulement à surface libre et à pleine section dans la conduite.

Les données expérimentales ont été utilisées dans le chapitre 3 pour étayer une approche de la loi de comportement du rejet, et investiguer le débit limite caractéristique de la mise en charge du collecteur, évoqué précédemment.

Dans ce chapitre nous avons identifié l'origine de tendances observées sur les relations débit-hauteur observées en sortie d'un collecteur de drainage étudié sur le terrain. Ces tendances sont directement liées aux conditions d'écoulement vers l'aval dans le fossé, et peuvent s'expliquer en partie par une simple application pour ce dernier d'une loi de Manning-Strickler, sans faire d'hypothèse particulière sur la forme de la surface de l'eau.

Toutefois, les expériences menées sur le modèle réduit hydraulique, qui simplifie les données géométriques du problème, ont montré que la surface de l'eau, dans le cas d'un rejet perpendiculaire à l'axe du fossé, ne présente pas une forme simple. La déformation de la surface peut être déduite de l'application d'un bilan de quantité de mouvement aux deux écoulements qui se rejoignent.

Ces expériences en modèle réduit ont également montré que le simple suivi de la pression en sortie de collecteur, même si les courbes débit-pression semblent se satisfaire d'une loi de Manning-Strickler dans le fossé, est insuffisant pour caractériser le comportement du collecteur.

Si le cas d'un fossé profond ou de forte capacité d'évacuation peut être traité correctement en appliquant au collecteur les connaissances établies dans le cas d'un rejet à gueule bée, une influence forte du niveau de l'eau en raison d'un encombrement aval induit une transition de la surface libre vers un état à pleine section, invisible sur les relations débit-hauteur. La nature et

la rapidité de cette transition dépendent du niveau de cette influence. La transition peut ainsi intervenir par un comblement de la conduite par l'amont (débits de collecteur élevés comparativement au débit du fossé, faible influence du fossé), ou au contraire par l'aval (débits de collecteur faibles comparativement au débit du fossé, forte influence du fossé).

Entre les deux types de remplissage de la conduite, un débit singulier, associé au débit à remplissage complet , crée une frontière très nette qui semble ne pas être franchie pendant un certain temps, lors d'une augmentation progressive de débit, en présence d'une pleine section à l'aval, et d'un écoulement à surface libre à l'amont. Cette hypothèse a été introduite en raison de l'observation d'une limitation effective des débits sur les données issues du terrain.

L'étude transitoire qui précède, essentiellement numérique et reposant sur des hypothèses vraisemblablement insuffisantes pour traduire la réalité, montre un résultat qui va dans le sens du phénomène à expliquer, mais ne peut complètement le valider. Une étude bibliographique plus poussée et une approche fine du phénomène de remplissage sont indispensables. Une validation *in situ* du phénomène est en effet difficile à envisager, l'accès au réseau enterré étant impossible sans engager des frais et des travaux importants.

A partir de ces observations et modélisation, le chapitre 4 a proposé de premiers éléments d'outil et de méthode, puis un ensemble de recommandations et de perspectives, pour aider l'ingénieur à mieux prendre en compte l'interaction entre le réseau de collecteurs enterrés et les émissaires à ciel ouvert.

Les propositions pourront servir à traiter cette question tant du point de vue d'un hydraulicien intéressé par un processus naturel qu'il cherche à maîtriser, du point de vue d'un aménageur pour qui assurer le fonctionnement du drainage agricole tout en prévenant des inondations à l'aval d'un petit bassin versant est la première préoccupation, et enfin du point de vue d'un ingénieur de bureau d'études qui doit dimensionner et concevoir plus spécialement un ouvrage au sein de l'aménagement envisagé dans le point de vue précédent.

Ces propositions reposent sur l'étude d'un une configuration géométrique et d'un processus peu étudiés, et tirées d'expérimentations attachées à une géométrie et un ensemble de conditions limites bien spécifique. Elles doivent pour cela se prolonger par des validations sur des systèmes instrumentés de manière plus complètes, à l'occasion de projets effectifs. La voie reste également ouverte pour des idées d'ouvrages plus novateurs à l'échelle des aménagements hydro-agricoles, pour la lutte contre les inondations.

Index

A

air ...43, 53, 54, 55, 56, 59, 63, 90, 99, 107, 108, 112, 114, 118, 119, 120, 127, 131, 173, 175, 193, 194, 196, 197, 198, 207, 215, 219, 222, 235, 373, 374
angle.....47, 48, 49, 69, 71, 85, 91, 92, 106, 107, 132, 136, 142, 146, 147, 150, 151, 152, 153, 154, 155, 156, 158, 169, 171, 195, 198, 216, 411, 421
assainissement....3, 5, 13, 15, 16, 21, 22, 23, 24, 25, 27, 30, 33, 34, 39, 48, 63, 64, 67, 85, 91, 118, 127, 134, 203, 204, 205, 207, 209, 211, 212, 214, 217, 218, 222

B

bassin versant .4, 12, 15, 17, 18, 21, 23, 25, 26, 31, 32, 33, 36, 40, 59, 64, 65, 68, 73, 74, 75, 76, 79, 82, 127, 191, 202, 203, 204, 205, 206, 209, 213, 214, 217, 222, 224
berge..... 22, 27, 33, 40, 43, 44, 45, 46, 66, 72, 204, 205, 236, 418
bilan .17, 46, 131, 132, 133, 134, 142, 143, 144, 145, 146, 147, 148, 150, 152, 160, 163, 165, 166, 183, 184, 190, 193, 195, 196, 197, 198, 199, 216, 223, 369, 399, 414
bulle-à-bulle 66, 74, 75

C

cathétomètre..... 101, 103, 105, 106, 107, 123, 124, 160, 236
cavité..... 112, 119, 120, 167, 175, 176, 177, 180, 196, 370, 375
coefficient correcteur 60, 144, 147, 149, 150, 156, 158, 169, 171, 172
conditions aux limites 59
courbe de décharge.....80, 167

D

débit de projet 39, 182, 205, 212
déflecteur.....96, 99, 109, 119
diguette.....33, 34, 35, 36, 214
dimensionnement13, 16, 22, 28, 33, 35, 36, 38, 48, 63, 90, 174, 182, 206, 207, 209, 210, 211, 212, 213, 218, 221, 222
Doppler 66, 73, 74, 109, 132
drainage 3, 5, 6, 12, 13, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 24, 25, 27, 28, 32, 34, 36, 37, 38, 39, 40, 41, 43, 63, 64, 65, 66, 73, 86, 134, 136, 181, 182, 190, 191, 202, 203, 204, 205, 206, 208, 209, 211, 212, 214, 217, 218, 219, 220, 222, 223, 224, 234, 235

F

fil d'eau.....32, 48, 49, 54, 86, 216, 234, 236
fluvial 56, 111, 135, 136, 139, 182
frottement....45, 46, 49, 50, 51, 52, 55, 59, 60, 61, 97, 118, 131, 134, 142, 145, 149, 185, 189, 193, 234, 235, 237

I

influence aval 39

L

largeur ..33, 34, 46, 47, 48, 52, 54, 56, 65, 69, 73, 87, 88, 90, 96, 97, 104, 108, 109, 110, 138, 150, 153, 196, 207, 215, 218
levé topographique..... 45, 66, 69, 70, 72, 73, 104, 121, 138, 181, 207

M

Manning-Strickler 35, 50, 51, 97, 110, 111, 125, 126, 129, 136, 139, 144, 145, 150, 177, 179, 180, 184, 185, 186, 187, 189, 190, 192, 193, 194, 200, 212, 215, 223, 234

N

nappe 16, 19, 21, 205, 206, 211
nombre de Froude 56, 57, 61, 80, 81, 87, 88, 135, 137, 139
nombre de Reynolds 51, 53, 57, 86, 88, 89, 90, 110, 111, 126, 144
nombre d'Euler 58, 135, 139, 140

O

orifice 28, 97, 99, 102, 119, 120, 164, 165, 167, 175, 198, 373, 374

P

parcelle 3, 12, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 24, 25, 26, 28, 29, 31, 36, 37, 38, 40, 66, 76, 185, 202, 203, 204, 206, 207, 208, 209, 212, 213, 217, 222
pente 39, 47, 48, 49, 50, 55, 58, 60, 71, 72, 73, 79, 80, 81, 94, 97, 98, 99, 100, 104, 106, 107, 111, 119, 136, 138, 142, 144, 150, 158, 179, 180, 181, 182, 183, 193, 206, 207, 215, 216, 218, 219, 431, 433, 435, 437, 442, 444
période de retour 3, 16, 20, 21, 22, 29, 32, 34, 182, 204, 210, 212, 219
PZ1 ..... 30, 31, 66, 67, 69, 70, 71, 73, 74, 76, 77, 79, 80, 81, 82, 83, 86, 87, 88, 90, 108, 135, 136, 137, 138, 139, 140, 141, 173, 174, 180, 181, 183, 185, 195, 200, 235, 238
PZ5 ..... 66, 71, 72, 73, 74, 75, 76, 78, 79, 81, 82, 83, 84, 86, 87, 88, 90, 135, 180, 235, 238, 262

R

rayon hydraulique 50, 52, 109
remplissage 56, 95, 132, 149, 179, 180, 182, 184, 187, 188, 190, 196, 197, 200, 201, 211, 212, 220, 224, 413, 416
rugosité 33, 34, 39, 46, 49, 50, 51, 97, 108, 110, 179, 182, 189, 195, 207, 218

S

section droite 46, 47, 48, 49, 50, 52, 53, 54, 58, 73, 112, 134, 136, 147, 193, 234, 235, 236, 237
section mouillée 46, 50, 52, 56, 152
sensibilité 156, 157, 164, 168, 169, 171, 172, 423
superficie 15, 28, 31, 35, 38, 67, 71, 73, 75, 76, 77, 78, 79, 86, 108, 135, 136, 145, 207, 212, 218

T

talus 19, 21, 22, 40, 43, 44, 45, 46, 47, 52, 69, 74, 215, 216, 236, 419
tirant d'eau critique 126, 179, 195
tirant d'eau normal 50, 109, 144, 163, 165, 179, 186, 192
topographie 21, 100, 104, 121, 122, 183
torrentiel 56, 57, 119, 126, 139
tranquillisation 94, 95, 97, 98, 109
tubes guides d'écoulement 99, 119
turbulence 49, 53, 57, 59, 108, 130, 131, 132, 134

U

ultra-sons 66, 73, 74, 75

Références bibliographiques

Arlot, M. P. (1999). "Nitrates dans les eaux. Drainage acteur, drainage témoin ?," Thèse de Doctorat en Sciences de l'eau, ENGREF, Paris.

Ball, D. J., P. K. Stansby et N. Alliston. (1996). "Modelling shallow water flow around pile groups." *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Water Maritime and Energy*, 118(4), 226-236.

Barkdoll, B. D., B. L. Hagen et A. J. Odgaard. (1998). "Experimental comparison of dividing open-channel with duct flow in T-junction." *Journal of Hydraulic Engineering-Asce*, 124(1), 92-95.

Barral, J. A. (1857). *Drainage - Irrigations - Engrais liquides*, Librairie Agricole de la Maison Rustique.

Biron, P., J. L. Best et A. G. Roy. (1996). "Effects of bed discordance on flow dynamics at open channel confluences." *Journal of Hydraulic Engineering-Asce*, 122(12), 676-682.

Blaisdell Fred, W. et C. L. Anderson. (1988a). "A comprehensive generalized study of scour at cantilevered pipe outlets - I BACKGROUND." *Journal of Hydraulic Research*, 26(4), 357-376.

Blaisdell Fred, W. et C. L. Anderson. (1988b). "A comprehensive generalized study of scour at cantilevered pipe outlets - II RESULTS." *Journal of Hydraulic Research*, 26(5), 509-524.

Blaisdell, F. W., C. A. Magnusen et R. L. White. (1963). "Brink depth for a circular channel - Discussion." *Journal of the Hydraulics Division-Asce*, 89(4), 249-28.

Bradbrook, K. F., P. M. Biron, S. N. Lane, K. S. Richards et A. G. Roy. (1998). "Investigation of controls on secondary circulation in a simple confluence geometry using a three-dimensional numerical model." *Hydrological Processes*, 12(8), 1371-1396.

Bradbrook, K. F., S. N. Lane, K. S. Richards, P. M. Biron et A. G. Roy. (2001). "Role of bed discordance at asymmetrical river confluences." *Journal of Hydraulic Engineering-Asce*, 127(5), 351-368.

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, Université Louis Pasteur - ENGEES, Strasbourg.

Carlier, M. (1972). *Hydraulique générale et appliquée*, Eyrolles, Paris.

Cemagref. (1985). "Contribution à l'analyse de l'influence du drainage sur les crues de Grandchain (Haute Normandie)." Cemagref - Agence financière de bassin Seine-Normandie, Antony.

Cemagref. (1993a). *Cahier des clauses techniques générales applicables à la maîtrise d'oeuvre des travaux d'assainissement et de drainage des terres agricoles - Révision 1*, Ministère de l'Agriculture.

Cemagref. (1993b). *Glossaire des termes officiels de l'hydraulique du drainage agricole*, Cemagref Editions.

Chocat, B. (1978). "Un modèle de simulation des écoulements dans les réseaux d'assainissement pluvial," INSA de Lyon, LYON.

Chow, V. T. (1959). *Open Channel Hydraulics*, MacGraw-Hill, Auckland.

Cunge, J. A., F. M. Holley et A. Verwey. (1980). *Practical Aspects of Computational River Hydraulics*, Pitman.

Day, R. A. (1997). "Preliminary observations of turbulent flow at culvert inlets." *Journal of Hydraulic Engineering-Asce*, 123(2), 116-124.

Del Giudice, G. et W. H. Hager. (2001). "Supercritical flow in 45 degrees junction manhole." *Journal of Irrigation and Drainage Engineering-Asce*, 127(2), 100-108.

Delleur, J. W. (2003). "The Evolution of Urban Hydrology: Past, Present, and Future." *Journal of Hydraulic Engineering*, 129(8), 563-573.

Dey, S. (1998). "End Depth in Circular Channels." *Journal of Hydraulic Engineering-Asce*, 124(8), 856-863.

Ding, Y. L., R. N. Forster, J. P. K. Seville et D. J. Parker. (2001). "Scaling relationships for rotating drums." *Chemical Engineering Science*, 56(12), 3737-3750.

Doehring, F. K. et S. R. Abt. (1994). "Drop Height Influence On Outlet Scour." *Journal of Hydraulic Engineering-Asce*, 120(12), 1470-1476.

Ead, S. A., N. Rajaratnam, C. Katopodis et F. Ade. (2000). "Turbulent open-channel flow in circular corrugated culverts." *Journal of Hydraulic Engineering*, 126(10), 750-755.

Enet, Y. (2002). "Impact d'un ouvrage de franchissement sur le comportement hydraulique d'un fosse d'assainissement agricole." EGID - Bordeaux III, Cemagref, unité Ouvrages pour le drainage et l'étanchéité, 72.

Evans, R. O., R. W. Skaggs et J. W. Gilliam. (1995). "Controlled versus conventional drainage effects on water quality." *Journal of Irrigation and Drainage Engineering - ASCE*, 121(4), 271-276.

Ghidaoui, M. S. et W. G. Gray. "A Boltzmann approach to shallow water flows." *Computational methods in water resources*, Chapel Hill, NC, USA, 1715-1730.

Ghidaoui, M. S. et A. A. Kolyshkin. (2001). "Stability analysis of velocity profiles in water-hammer flows." *Journal of Hydraulic Engineering-Asce*, 127(6), 499-512.

Gilard, O. (1998). *Les bases techniques de la méthode inondabilité*, Cemagref Editions.

Ginzburg, I. et K. Steiner. (2003). "Lattice Boltzmann model for free-surface flow and its application to filling process in casting." *Journal of Computational Physics*, 185, 61-99.

Gisonni, C. et W. H. Hager. (2002). "Supercritical flow in the 90° junction manhole." *Urban Water*, 4(4), 363-372.

Graber, S. D. (2004). "Collection Conduits Including Subsurface Drains." *Journal of Environmental Engineering*, 130(1), 67-80.

Gualtieri, C., P. Gualtieri et G. P. Doria. (2002). "Dimensional analysis of reaeration rate in streams." *Journal of Environmental Engineering-Asce*, 128(1), 12-18.

Gurram, S. K., K. S. Karki et W. H. Hager. (1997). "Subcritical junction flow." *Journal of Hydraulic Engineering-Asce*, 123(5), 447-455.

Hager, W. H. (1987). "Separation Zone at Open-Channel Junctions (Discussion)." *Journal of Hydraulic Engineering*, 113(4), 539-548.

Hager, W. H. (1989). "Transitional flow in channel junctions." *Journal of Hydraulic Engineering*, 115(2), 243-259.

Hager, W. H. (1999a). "Cavity outflow from a nearly horizontal pipe." *International Journal of Multiphase Flow*, 25(2), 349-364.

Hager, W. H. (1999b). *Wastewater Hydraulics*, Springer-Verlag, Berlin Heidelberg New York.

Hager, W. H. et G. Del Giudice. (1998). "Generalized culvert design diagram." *Journal of Irrigation and Drainage Engineering-Asce*, 124(5), 271-274.

Helmer, J. M. (2001). "Analyse expérimentale et simulatoire du concept de ralentissement dynamique à l'échelle d'un bassin versant drainé." ENGEES, Cemagref ANTONY, unité Ouvrages pour le Drainage et l'Etanchéité, 60.

Hoffmans, G. (1998). "Jet scour in equilibrium phase." *Journal of Hydraulic Engineering-Asce*, 124(4), 430-437.

Hsu, C. C., W. J. Lee et C. H. Chang. (1998a). "Subcritical open-channel junction flow." *Journal of Hydraulic Engineering-Asce*, 124(8), 847-855.

Hsu, C. C., C. J. Tang, W. J. Lee et M. Y. Shieh. (2002). "Subcritical 90 degrees equal-width open-channel dividing flow." *Journal of Hydraulic Engineering-Asce*, 128(7), 716-720.

Hsu, C. C., F. S. Wu et W. J. Lee. (1998b). "Flow at 90 degrees equal-width open-channel junction." *Journal of Hydraulic Engineering-Asce*, 124(2), 186-191.

Huang, J. C., L. J. Weber et Y. G. Lai. (2002). "Three-dimensional numerical study of flows in open-channel junctions." *Journal of Hydraulic Engineering-Asce*, 128(3), 268-280.

Jeong, J. H. et D. Y. Yang. (1998). "Finite element analysis of transient fluid flow with free surface using VOF (Volume-of-fluid)method and adaptative grid." *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 26, 1127-1154.

Kao, C. (2002). "Fonctionnement hydraulique des nappes superficielles de fonds de vallées en interaction avec le réseau hydrographique," Thèse de Doctorat en Sciences de l'eau, ENGREF, Paris.

Kao, C., Y. Nédélec et D. Zimmer. (1998). "Surface runoff mechanisms and modeling in subsurface drained fields." *ICID - CIID*, 258.

Kao, C., G. Vernet, J. M. Le Filleul, Y. Nédélec, N. Carluer et V. Gouy. (2002). "Elaboration d'une méthode de typologie des fossés d'assainissement agricole et de leur comportement potentiel vis-à-vis des produits phyto-sanitaires." *Ingénieries Eau Agriculture Territoires*, 29, 49-65.

Khatibi, R. H. (1997a). "Hydraulic character of flood drainage systems - Part 1: Hydraulic basis." *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Water Maritime and Energy*, 124(4), 240-253.

Khatibi, R. H. (1997b). "Hydraulic character of flood drainage systems - Part 2: Case studies." *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Water Maritime and Energy*, 124(4), 254-268.

Knight, D. W. et M. Sterling. (2000). "Boundary shear in circular pipes running partially full." *Journal of Hydraulic Engineering*, 126(4), 263-275.

Konyha, K. D., R. W. Skaggs et J. W. Gilliam. (1992). "Effects of drainage and water-management practices on hydrology." *Journal of Irrigation and Drainage Engineering - ASCE*, 118(5), 807-819.

Leblois, E. et A. Moreau. (1998). CANAL9, Cemagref

Ledun, J. (2004). "Le déterminisme du ruissellement dans le bassin versant de Melarchez (77)." Institu National Agronomique de Paris-Grignon, Cemagref Antony, 71.

Lesaffre, B. (1988). "Fonctionnement hydrologique et hydraulique du drainage souterrain des sols temporairement engorgés," Thèse de doctorat, Université Pierre et Marie Curie, Paris VI.

Lorre, E., M. P. Arlot, D. A., J. P. Gérard et D. Zimmer. "Influence du drainage sur le ruissellement hivernal à l'échelle de la parcelle." *23 èmes journées de l'Hydraulique - "Crues et Inondations" Nimes 14-15-16 septembre 1994*, Nimes, 87-93.

Meknassi, F., R. Benkirane, A. Line et L. Masbernat. (2000). "Numerical modeling of wavy stratified two-phase flow in pipes." *Chemical Engineering Science*, 55(20), 4681-4697.

Microsoft. (1999). Excel 2000, Microsoft

Minhas, H. et G. S. H. Lock. (1996). "Laminar-turbulent transition in a bayonet tube." *International Journal of Heat and Fluid Flow*, 17(2), 102-107.

Montes, J. S. (1997). "Transition to a free-surface flow at end of a horizontal conduit." *Journal of Hydraulic Research*, 35(2), 225-241.

Motiee, H. (1996). "Un modèle numérique pour la simulation des réseaux d'assainissement pluvial fondé sur le concept de stockage," INSA de Lyon, LYON.

Motiee, H., B. Chocat et O. Blanpain. (1997). "A storage model for the simulation of the hydraulic behavior of drainage networks." *Water Science and Techniques*, 36(8-9), 57-63.

Mussalli, Y. G. (1978). "Size determination of partly full conduits." *Journal of the Hydraulics Division-Asce*, 104(7), 959-974.

Nédélec, Y. (1998). "Etude globale de bassin versant des ASA de drainage de Beaumesnil et de la Landepereuse (27)." Cemagref, division Ouvrages pour le drainage et l'étanchéité, Antony.

Nédélec, Y., C. Kao et C. Chaumont. (2004). "Réduction des transferts de crues dans les bassins versants agricoles fortement drainés : état des connaissances et des recherches." *Ingénieries Eau Agriculture Territoires*, 37, 3-21.

Nédélec, Y., P. Laffly et K. Haddane. (2000). "Projet OMER : Document de synthèse." Cemagref, unité Ouvrages pour le drainage et l'étanchéité.

Nordsveen, M. (2001). "Wave- and turbulence-induced secondary currents in the liquid phase in stratified duct flow." *International Journal of Multiphase Flow*, 27(9), 1555-1577.

Oberlin, G. (1981). "Influence du drainage et de l'assainissement rural sur l'hydrologie." *Cemagref - Informations techniques*, 285, 45-55.

Oberlin, G., O. Gilard, E. Sauquet et E. Desbos. (1997). "The concept of dynamic slowing down, in water integrated management." *Third report : 1994 - 1997*, UNESCO - FRIEND : Flow regimes from international experimental and network data.

Ojha, C. S. P. (1999). "Outlet scour modeling for drop height influence." *Journal of Hydraulic Engineering-Asce*, 125(1), 83-85.

O'Loughlin, G., W. Huber et B. Chocat. (1996). "Rainfall-runiff processes and modelling." *Journal of Hydraulic Research*, 34(6), 733-749.

Parsons, J. E., R. W. Skaggs et C. W. Doty. (1990). "Simulation of controlled drainage in open-ditch drainage systems." *Agricultural Water Management*, 18, 301-316.

Pierre, L. (2000). "Etude métrologique d'un limnimètre à membrane appliquée à la mesure de niveaux de lixiviat en Centre de Stockage de Déchets." IUT mesures physiques, Orsay, Cemagref, unité DEAN, 67.

Poiree, M. et C. Ollier. (1973). *Assainissement agricole - Drainage par tuyaux ou fossés - aménagement des cours d'eau et émissaires*, EYROLLES.

Poirson, M. et J. P. Baume. (1996). SIC, Cemagref - Unité Irrigation

Ponce, V. M. (1986). "Diffusion wave modeling of catchment dynamics." *Journal of Hydraulic Engineering*, 112(8), 716-726.

Porcheron, M. D. (1996). "Laminage de crues par ralentissement dynamique sur un petit bassin versant drainé." ENGEES, Cemagref ANTONY, unité Ouvrages pour le Drainage et l'Etanchéité, 91.

Rajaratnam, N. et S. A. Ead. (2003). "A note on uniform open channel flow in circular pipes." *Water & maritime Engineering*, 156(1), 97-99.

Ramamurthy, A. S., B. L. Carballada et D. M. Tran. (1988). "Combining Open Channel Flow at Right Angled Junctions." *Journal of Hydraulic Engineering*, 114(12), 1449-1460.

Ramamurthy, A. S. et W. M. Zhu. (1997). "Combining flows in 90 degrees junctions of rectangular closed conduits." *Journal of Hydraulic Engineering-Asce*, 123(11), 1012-1019.

Rice, C. E. et K. C. Kadavy. (1994a). "Plunge pool design at submerged pipe spillway outlets." *Transactions of the ASAE*, 37(4), 1167-1173.

Rice, C. E. et K. C. Kadavy. (1994b). "Riprap design downstream of submerged pipe outlets." *Transactions of the ASAE*, 37(1), 85-94.

Robinson, M. et D. W. Rycroft. (1999). "The impact of drainage on streamflow." Agricultural drainage, R. W. Skaggs et J. Van Schilfgaarde, eds., American Society of Agronomy, Inc.

Crop Science Society of America, Inc.

Soil Science Society of America, Inc., Madison, Wisconsin, USA, 767-800.

Romeo, E., C. Royo et A. Monzon. (2002). "Improved explicit equations for estimation of the friction factor in rough and smooth pipes." *Chemical Engineering Journal*, 86(3), 369-374.

Rumsey, C. L., T. B. Gatski, W. K. Anderson et E. J. Nielsen. (2001). "Isolating curvature effects in computing wall-bounded turbulent flows." *International Journal of Heat and Fluid Flow*, 22(6), 573-582.

Sarazin, K. (1993). "Méthodologie pour le recensement des zones drainées à l'aide d'un S.I.G." Ecole Supérieure de Géomètres et Topographes, Cemagref ANTONY, unité Ouvrages pour le Drainage et l'Etanchéité, 63.

Sartor, J. (1999). "Simulating the influence of backwater effects in sewer systems using hydrological model components." *Water Science and Technology*, 39(9), 145-152.

Serre, M., A. J. Odgaard et R. A. Elder. (1994). "Energy Loss at Combining Pipe Junction." *Journal of Hydraulic Engineering*, 120(7), 808-830.

Shettar, A. S. et K. K. Murthy. (1996). "A numerical study of division of flow in open channels." *Journal of Hydraulic Research*, 34(5), 651-675.

Shields, F. D., S. S. Knight et C. M. Cooper. (1998). "Rehabilitation of aquatic habitats in warmwater streams damaged by channel incision in Mississippi." *Hydrobiologia*, 382, 63-86.

Sierra-Espinosa, F. Z., C. J. Bates et T. O'Doherty. (2000). "Turbulent flow in a 90 degrees pipe junction Part 1. Decay of fluctuations upstream the flow bifurcation." *Computers & Fluids*, 29(2), 197-213.

Sinniger, R. O. et W. H. Hager. (1989). *Constructions hydrauliques. Ecoulements stationnaires*, CHE Presses Polytechniques Romandes, Lausanne.

Skaggs, R. W., M. A. Breve et J. W. Gilliam. (1994). "Hydrologic and water quality impacts of agricultural drainage."

Smith, D., W. Wall, Z. Chen, R. Barnes et B. Simons. (1996). Surfer (Win32), Golden Software, inc.

Smith, D. C. (1962). "Brink depth for a circular channel." *Journal of the Hydraulics Division-Asce*, 88(6), 125-134.

Trajkovic, B., M. Ivetic, F. Calomino et A. D'Ippolito. (1999). "Investigation of transition from free surface to pressurized flow in a circular pipe." *Water Science and Technology*, 39(9), 105-112.

Trincal, L. (1994). "Recensement des superficies drainées d'un bassin versant agricole à l'aide d'un S.I.G." Ecole Supérieure de Géomètres et Topographes, Cemagref ANTONY, unité Ouvrages pour le Drainage et l'Etanchéité, 60.

Van Zeijts, T. E. J. "Watercourses in the netherlands : back to natural streams ?" *1st Inter-Regional Conference on Environment-Water : Innovative Issues in Irrigation and Drainage*, Lisbonne, 205-212.

Verma, D. V. S. et A. Goel. (2000). "Stilling basins for pipe outlets using wedge-shaped splitter block." *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 126(3), 179-184.

Wang, X. et L. Cheng. (2000). "Three-dimensional simulation of a side discharge into a cross channel flow." *Computers & Fluids*, 29(4), 415-433.

Wasson, J. G., J. R. Malavoi, L. Maridet, Y. Souchon et L. Paulin. (1998). *Impacts écologiques de la chenalisation des rivières*, Cemagref Editions.

Weber, L. J., E. D. Schumate et N. Mawer. (2001). "Experiments on flow at a 90 degrees open-channel junction." *Journal of Hydraulic Engineering-Asce*, 127(5), 340-350.

Williams, P. B. (1990). "Rethinking flood-control channel design." *ASCE Civil Engineering*, 57-59.

Wolfram, S. (1999). Mathematica, Wolfram Research, Inc.

Zimmer, D. (1988). "Transferts hydriques en sols drainés par tuyaux enterrés," Thèse de doctorat, Université Pierre et Marie Curie, Paris VI.

Annexe 1 Notations et définitions principales

canal	volume d'eau en mouvement contenu dans le fossé, partie vitrée équivalente au fossé dans le modèle réduit FoCol
collecteur	tuyau cylindrique rejetant les eaux de drainage dans le fossé
conduite	volume d'eau en mouvement contenu dans le collecteur, tuyau équivalent au collecteur dans le modèle réduit FoCol
d	Diamètre du collecteur ou de la conduite
e	Longueur de l'avancée de la conduite dans le canal
$F_{cd}(X_2,y)$	Nombre de Froude dans le collecteur ou la conduite
$F_{cn}(X_1,Y)$	Nombre de Froude dans le fossé ou le canal
$FE(X_2,y)$	Nombre de Froude "étendu" dans la conduite
FoCol	Modèle réduit hydraulique de jonction conduite canal
fossé	ouvrage d'évacuation des eaux à ciel ouvert recevant les eaux du collecteur
g	Accélération de la pesanteur
H	Hauteur du fil d'eau du collecteur par rapport au point le plus bas du fond du fossé, dans la section droite contenant le point de rejet
i	Pente du collecteur ou de la conduite, cas invariant
I	Pente du fossé ou du canal, cas invariant
$I(X_1)$	Pente du fossé ou du canal, dans la section droite d'abscisse X_1
$i(X_1,X_2)$	Pente du collecteur ou de la conduite
$\vec{i}_1$	Vecteur unitaire de l'axe horizontal dirigé suivant l'axe du fossé ou du canal et orienté vers l'aval
$\vec{i}_2$	Vecteur unitaire de l'axe horizontal dirigé perpendiculairement à l'axe du fossé ou du canal et orienté vers la rive gauche
$\vec{i}_3$	Vecteur unitaire de l'axe vertical orienté vers le haut
k	Coefficient de frottement du collecteur (loi de Manning-Strickler)
K	Coefficient de frottement du fossé (loi de Manning-Strickler)
k'	Rugosité caractéristique du collecteur
$L(X_1)$	Largeur du fossé ou du canal, dans la section droite d'abscisse X_1
l(y)	Largeur au miroir dans le collecteur ou la conduite, pour un tirant d'eau y
O	Origine des coordonnées d'espace
$p_0(X_1,X_2,X_3)$	Champ de pression d'eau dans le collecteur ou la conduite
$P_0(X_1,X_2,X_3)$	Champ de pression (d'eau) dans le fossé ou le canal

$p_a(X_1,X_2,X_3)$	Champ de pression de l'air dans le collecteur ou la conduite
PZ1	Point de rejet de celui des deux collecteurs de drainage se déversant en tête de bassin qui fait l'objet d'un suivi expérimental
PZ1bis	Point de rejet de celui des deux collecteurs de drainage se déversant en tête de bassin qui ne fait pas l'objet d'un suivi expérimental
PZ5	Point de rejet d'un collecteur de drainage se déversant en milieu de bassin, qui fait l'objet d'un suivi expérimental
PZn	Emplacement de groupes de points de mesures sur le terrain
$Q(X_1)$	Débit dans le fossé ou le canal, dans la section droite d'abscisse X_1
$q(X_2)$	Débit dans le collecteur ou la conduite, dans la section d'abscisse X_2
$R_h(X_1,Y)$	Rayon hydraulique dans le fossé ou le canal, pour un tirant d'eau Y dans la section droite d'abscisse X_1
$r_h(y)$	Rayon hydraulique dans le collecteur ou la conduite, pour un tirant d'eau y
$S(X_1,Y)$	Section mouillée dans le fossé ou le canal, pour un tirant d'eau Y dans la section droite d'abscisse X_1
s(y)	Section mouillée dans le collecteur ou la conduite, pour un tirant d'eau y
SD1	Superficie drainée desservie par le collecteur se déversant en "PZ1"
SD1bis	Superficie drainée desservie par le collecteur se déversant en "PZ1bis"
Section droite	Intersection du fossé ou du canal avec le plan perpendiculaire à l'axe du fossé ou du canal. L'abscisse de la section droite est la coordonnée X_1 du point le plus bas de l'intersection des parois du fossé ou du canal avec le plan vertical perpendiculaire à son axe.
T_a	Température de l'air
T_e	Température de l'eau
u(x)	Fonction échelon unitaire. $u(x) = 0$ si $x<0$, $u(x) = 1$ si $x \geq 0$
$\vec{v}(X_1,X_2,X_3)$	Champ de vitesses dans le collecteur ou la conduite (moyennes temporelles)
$\vec{V}(X_1,X_2,X_3)$	Champ de vitesses dans le fossé ou le canal (moyennes temporelles)
$V(X_1)$	Vitesse moyenne (spatiale) dans le fossé ou le canal, dans la section droite d'abscisse X_1
$v(X_2)$	Vitesse moyenne dans le collecteur ou la conduite, dans la section d'abscisse X_2
$V^*(X_1,X_2,X_3)$	Champ de vitesse de frottement aux parois du fossé ou du canal
$v^*(X_1,X_2,X_3)$	Champ de vitesse de frottement aux parois du collecteur ou de la conduite
X_1	Coordonnée d'espace suivant $(O, \vec{i_1})$

X_2	Coordonnée d'espace suivant (O, $\vec{i_2}$)
X_3	Coordonnée d'espace suivant (O, $\vec{i_3}$)
$X_{3,f}(X_1)$	Altitude du point le plus bas de l'intersection des parois du fossé ou du canal avec le plan vertical perpendiculaire à son axe, défini par X_1. Ce point définit la section droite (plan perpendiculaire à l'axe du fossé ou du canal) d'abscisse X_1
$X_{3,f}(X_1,X_2)$	Altitude du fond (radier), des talus et des berges du fossé ou du canal, ou altitude du fil d'eau du collecteur (génératrice inférieure), rapportée à l'origine O, à la verticale du point du plan horizontal de coordonnées (X_1, X_2)
$X_{3,sl}(X_1,X_2)$	Altitude de la surface libre dans le fossé ou le canal, ou dans le collecteur ou la conduite, rapportée à l'origine O, à la verticale du point du plan horizontal de coordonnées (X_1, X_2)
$Y(X_1)$	Tirant d'eau dans le fossé ou le canal, dans la section droite d'abscisse X_1
$Y(X_1,X_2)$	Hauteur d'eau dans le fossé ou le canal, à la verticale du point du plan horizontal de coordonnées (X_1, X_2)
$y(X_2)$	Tirant d'eau dans le collecteur ou la conduite
y_c	Tirant d'eau critique dans le collecteur ou la conduite
Y_c	Tirant d'eau critique dans le fossé ou le canal
$Z_f(X_1)$	Altitude du point le plus bas de l'intersection des parois du fossé ou du canal avec le plan vertical perpendiculaire à son axe, défini par X_1. Ce point définit la section droite (plan perpendiculaire à l'axe du fossé ou du canal) d'abscisse X_1
$Z_f(X_1,X_2)$	Altitude du fond (radier), des talus et des berges du fossé ou du canal, ou altitude du fil d'eau du collecteur (génératrice inférieure), mesurée au cathétomètre, à la verticale du point du plan horizontal de coordonnées (X_1, X_2)
$Z_{limni,sl}(X_1,X_2)$	Altitude de la surface libre dans le fossé ou le canal, lue sur les graduations du limnimètre, à la verticale du point du plan horizontal de coordonnées (X_1, X_2)
$Z_{sl}(X_1)$	Altitude de la surface libre dans le fossé ou le canal, mesurée au cathétomètre, dans la section droite d'abscisse X_1
$Z_{sl}(X_1,X_2)$	Altitude de la surface libre dans le canal, mesurée au cathétomètre, à la verticale du point du plan horizontal de coordonnées (X_1, X_2)
Φ	Angle, dans un plan horizontal, entre l'axe du collecteur et l'axe du fossé
$\chi(X_1,Y)$	Périmètre mouillé dans le fossé ou le canal, pour un tirant d'eau Y dans la section droite d'abscisse X_1
$\chi(y)$	Périmètre mouillé dans le collecteur ou la conduite, pour un tirant d'eau y

$\varepsilon_p(\delta,B(-2L),B(3L),\beta(10d),I,L,K)$	Fonction critère définie comme une distance (sans dimension) d'un ensemble de pressions relatives simulées à l'ensemble de pressions relatives mesurées, pour les mêmes conditions limites
$\varepsilon_Y(\delta,B(-2L),B(3L),\beta(10d),I,L,K)$	Fonction critère définie comme une distance (sans dimension) d'un ensemble de tirants d'eau relatifs amont simulés à l'ensemble de tirants d'eau relatifs amont mesurés, pour les mêmes conditions limites
λ	Coefficient de frottement du collecteur (loi de perte de charge d'une canalisation)
ν	Viscosité cinématique de l'eau
θ	Angle entre le rayon qui joint le centre de la section droite de la conduite au point de contact de celle-ci avec la surface libre, et le rayon vertical descendant
ρ	Masse volumique de l'eau
T_0	Force de frottement unitaire ou force tractrice, dans le fossé ou le canal
τ_0	Force de frottement unitaire ou force tractrice, dans le collecteur ou la conduite

Avertissement

Ces 4 pages, utiles à la compréhension du mémoire principal, sont extraites de l'ensemble des douze annexes, rassemblées par ailleurs en une reliure complète.

Cemagref

Ecole Doctorale
Géosciences et Ressources Naturelles

ECOLE NATIONALE DU GENIE RURAL DES EAUX ET DES FORÊTS
ENGREF

T H E S E

pour obtenir le grade de

Docteur de l'ENGREF

Spécialité : Sciences de l'Eau

présentée et soutenue publiquement par

Yves NÉDÉLEC

Le 31 mars 2005

à ***l'Ecole Nationale du Génie Rural, des Eaux et Forêts***
Centre de : ***Paris***

Interactions en crue entre drainage souterrain et assainissement agricole

Annexes

devant le jury suivant :

Pr. Bernard GAY	Directeur de Thèse
Pr. Willi HAGER	Rapporteur
Dr. Michel VAUCLIN	Rapporteur
M. Gérard DEGOUTTE	Examinateur
Dr. André PAQUIER	Examinateur
Dr. Cyril KAO	Examinateur
Pr. Jean-Claude DEUTSCH	Examinateur

Avertissement

Les annexes 2, 3, 5, 7 et 8 sont la reproduction de feuilles de calcul réalisées au moyen du logiciel *Mathematica ®* (Wolfram, 1999). Ces fichiers, destinés à effectuer certains calculs formels, ou mettre en forme des données, ont été écrits au cours du travail de thèse, et leurs résultats sont présentés et au besoin expliqués dans le texte principal. Ils n'ont pas pour objectif une démonstation argumentée et auto-suffisante, même si quelques commentaires ou paragraphes de texte aident à la lecture.

La numérotation des équations et des figures est propre à chacun de ces fichiers. Contraitrement au reste du document, le séparateur décimal y est un point.

Bien que le détail de ces annexes n'intéressera que quelques lecteurs spécialistes de *Mathematica*, nous avons fait le choix de les communiquer tout de même dans ce document.

Annexe 1 Notations et définitions principales

canal	volume d'eau en mouvement contenu dans le fossé, partie vitrée équivalente au fossé dans le modèle réduit FoCol
collecteur	tuyau cylindrique rejetant les eaux de drainage dans le fossé
conduite	volume d'eau en mouvement contenu dans le collecteur, tuyau équivalent au collecteur dans le modèle réduit FoCol
d	Diamètre du collecteur ou de la conduite
e	Longueur de l'avancée de la conduite dans le canal
$F_{cd}(X_2,y)$	Nombre de Froude dans le collecteur ou la conduite
$F_{cn}(X_1,Y)$	Nombre de Froude dans le fossé ou le canal
$FE(X_2,y)$	Nombre de Froude "étendu" dans la conduite
FoCol	Modèle réduit hydraulique de jonction conduite canal
fossé	ouvrage d'évacuation des eaux à ciel ouvert recevant les eaux du collecteur
g	Accélération de la pesanteur
H	Hauteur du fil d'eau du collecteur par rapport au point le plus bas du fond du fossé, dans la section droite contenant le point de rejet
i	Pente du collecteur ou de la conduite, cas invariant
I	Pente du fossé ou du canal, cas invariant
$I(X_1)$	Pente du fossé ou du canal, dans la section droite d'abscisse X_1
$i(X_1,X_2)$	Pente du collecteur ou de la conduite
$\vec{i_1}$	Vecteur unitaire de l'axe horizontal dirigé suivant l'axe du fossé ou du canal et orienté vers l'aval
$\vec{i_2}$	Vecteur unitaire de l'axe horizontal dirigé perpendiculairement à l'axe du fossé ou du canal et orienté vers la rive gauche
$\vec{i_3}$	Vecteur unitaire de l'axe vertical orienté vers le haut
k	Coefficient de frottement du collecteur (loi de Manning-Strickler)
K	Coefficient de frottement du fossé (loi de Manning-Strickler)
k'	Rugosité caractéristique du collecteur
$L(X_1)$	Largeur du fossé ou du canal, dans la section droite d'abscisse X_1
l(y)	Largeur au miroir dans le collecteur ou la conduite, pour un tirant d'eau y
O	Origine des coordonnées d'espace
$p_0(X_1,X_2,X_3)$	Champ de pression d'eau dans le collecteur ou la conduite
$P_0(X_1,X_2,X_3)$	Champ de pression (d'eau) dans le fossé ou le canal

$p_a(X_1,X_2,X_3)$	Champ de pression de l'air dans le collecteur ou la conduite
PZ1	Point de rejet de celui des deux collecteurs de drainage se déversant en tête de bassin qui fait l'objet d'un suivi expérimental
PZ1bis	Point de rejet de celui des deux collecteurs de drainage se déversant en tête de bassin qui ne fait pas l'objet d'un suivi expérimental
PZ5	Point de rejet d'un collecteur de drainage se déversant en milieu de bassin, qui fait l'objet d'un suivi expérimental
PZn	Emplacement de groupes de points de mesures sur le terrain
$Q(X_1)$	Débit dans le fossé ou le canal, dans la section droite d'abscisse X_1
$q(X_2)$	Débit dans le collecteur ou la conduite, dans la section d'abscisse X_2
$R_h(X_1,Y)$	Rayon hydraulique dans le fossé ou le canal, pour un tirant d'eau Y dans la section droite d'abscisse X_1
$r_h(y)$	Rayon hydraulique dans le collecteur ou la conduite, pour un tirant d'eau y
$S(X_1,Y)$	Section mouillée dans le fossé ou le canal, pour un tirant d'eau Y dans la section droite d'abscisse X_1
s(y)	Section mouillée dans le collecteur ou la conduite, pour un tirant d'eau y
SD1	Superficie drainée desservie par le collecteur se déversant en "PZ1"
SD1bis	Superficie drainée desservie par le collecteur se déversant en "PZ1bis"
Section droite	Intersection du fossé ou du canal avec le plan perpendiculaire à l'axe du fossé ou du canal. L'abscisse de la section droite est la coordonnée X_1 du point le plus bas de l'intersection des parois du fossé ou du canal avec le plan vertical perpendiculaire à son axe.
T_a	Température de l'air
T_e	Température de l'eau
u(x)	Fonction échelon unitaire. $u(x) = 0$ si $x<0$, $u(x) = 1$ si $x \geq 0$
$\vec{v}(X_1,X_2,X_3)$	Champ de vitesses dans le collecteur ou la conduite (moyennes temporelles)
$\vec{V}(X_1,X_2,X_3)$	Champ de vitesses dans le fossé ou le canal (moyennes temporelles)
$V(X_1)$	Vitesse moyenne (spatiale) dans le fossé ou le canal, dans la section droite d'abscisse X_1
$v(X_2)$	Vitesse moyenne dans le collecteur ou la conduite, dans la section d'abscisse X_2
$V^*(X_1,X_2,X_3)$	Champ de vitesse de frottement aux parois du fossé ou du canal
$v^*(X_1,X_2,X_3)$	Champ de vitesse de frottement aux parois du collecteur ou de la conduite
X_1	Coordonnée d'espace suivant $(O, \vec{i_1})$

X_2	Coordonnée d'espace suivant (O, $\vec{i_2}$)
X_3	Coordonnée d'espace suivant (O, $\vec{i_3}$)
$X_{3,f}(X_1)$	Altitude du point le plus bas de l'intersection des parois du fossé ou du canal avec le plan vertical perpendiculaire à son axe, défini par X_1. Ce point définit la section droite (plan perpendiculaire à l'axe du fossé ou du canal) d'abscisse X_1
$X_{3,f}(X_1,X_2)$	Altitude du fond (radier), des talus et des berges du fossé ou du canal, ou altitude du fil d'eau du collecteur (génératrice inférieure), rapportée à l'origine O, à la verticale du point du plan horizontal de coordonnées (X_1, X_2)
$X_{3,sl}(X_1,X_2)$	Altitude de la surface libre dans le fossé ou le canal, ou dans le collecteur ou la conduite, rapportée à l'origine O, à la verticale du point du plan horizontal de coordonnées (X_1, X_2)
$Y(X_1)$	Tirant d'eau dans le fossé ou le canal, dans la section droite d'abscisse X_1
$Y(X_1,X_2)$	Hauteur d'eau dans le fossé ou le canal, à la verticale du point du plan horizontal de coordonnées (X_1, X_2)
$y(X_2)$	Tirant d'eau dans le collecteur ou la conduite
y_c	Tirant d'eau critique dans le collecteur ou la conduite
Y_c	Tirant d'eau critique dans le fossé ou le canal
$Z_f(X_1)$	Altitude du point le plus bas de l'intersection des parois du fossé ou du canal avec le plan vertical perpendiculaire à son axe, défini par X_1. Ce point définit la section droite (plan perpendiculaire à l'axe du fossé ou du canal) d'abscisse X_1
$Z_f(X_1,X_2)$	Altitude du fond (radier), des talus et des berges du fossé ou du canal, ou altitude du fil d'eau du collecteur (génératrice inférieure), mesurée au cathétomètre, à la verticale du point du plan horizontal de coordonnées (X_1, X_2)
$Z_{limni,sl}(X_1,X_2)$	Altitude de la surface libre dans le fossé ou le canal, lue sur les graduations du limnimètre, à la verticale du point du plan horizontal de coordonnées (X_1, X_2)
$Z_{sl}(X_1)$	Altitude de la surface libre dans le fossé ou le canal, mesurée au cathétomètre, dans la section droite d'abscisse X_1
$Z_{sl}(X_1,X_2)$	Altitude de la surface libre dans le canal, mesurée au cathétomètre, à la verticale du point du plan horizontal de coordonnées (X_1, X_2)
Φ	Angle, dans un plan horizontal, entre l'axe du collecteur et l'axe du fossé
$\chi(X_1,Y)$	Périmètre mouillé dans le fossé ou le canal, pour un tirant d'eau Y dans la section droite d'abscisse X_1
$\chi(y)$	Périmètre mouillé dans le collecteur ou la conduite, pour un tirant d'eau y

$\varepsilon_p(\delta,B(-2L),B(3L),\beta(10d),I,L,K)$	Fonction critère définie comme une distance (sans dimension) d'un ensemble de pressions relatives simulées à l'ensemble de pressions relatives mesurées, pour les mêmes conditions limites
$\varepsilon_Y(\delta,B(-2L),B(3L),\beta(10d),I,L,K)$	Fonction critère définie comme une distance (sans dimension) d'un ensemble de tirants d'eau relatifs amont simulés à l'ensemble de tirants d'eau relatifs amont mesurés, pour les mêmes conditions limites
λ	Coefficient de frottement du collecteur (loi de perte de charge d'une canalisation)
ν	Viscosité cinématique de l'eau
θ	Angle entre le rayon qui joint le centre de la section droite de la conduite au point de contact de celle-ci avec la surface libre, et le rayon vertical descendant
ρ	Masse volumique de l'eau
T_0	Force de frottement unitaire ou force tractrice, dans le fossé ou le canal
τ_0	Force de frottement unitaire ou force tractrice, dans le collecteur ou la conduite

Annexe 2 Graphiques miniatures de sélection des épisodes en "PZ1" et "PZ5"

Recensement des épisodes de crue sur la totalité des observations en "PZ1" entre 1999 et 2003 (Fichier *Mathematica*)

Objectif et méthode

Le but est d'examiner l'ensemble des données de débit enregistrées en sortie du collecteur "PZ1", entre 1999 et 2003, afin de recenser les épisodes de crue intéressants à étudier. Ceux-ci ont été sélectionnés sur la base d'un critère sur le débit de pointe : il doit être supérieur à 75 l/s. Il n'y a pas de critère de sélection sur la durée de l'épisode.

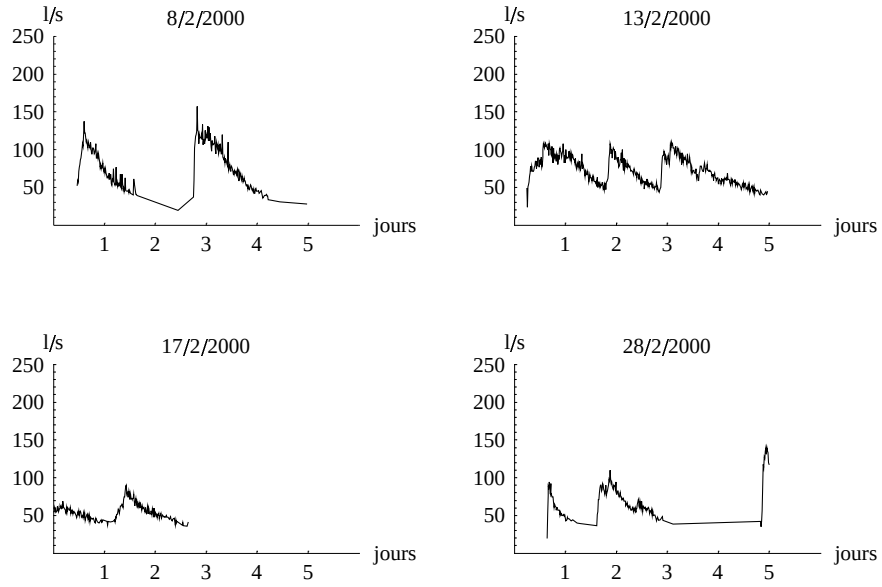
Les chroniques de débit sont examinées sur une durée de 5 jours, les épisodes de crues étant en général plus courts. Chaque période de 5 jours est ainsi visualisée sous la forme d'un petit graphique d'échelle fixée, et commençant à 0 h 00. Un choix visuel des pointes correctement observées est effectuésuivant le critère suivant : ceux ci contiennent au moins un pic de débit complet départ du débit minimal, passage par le pic, puis retour à un débit suffisamment faible), éventuellement en combinaison avec d'autres pics. Il existe des critères plus formels d'identification des pics développés pour les parcelles drainées (Lesaffre, 1988), mais l'irrégularité des débits observés en ces points de mesure ne permet pas d'automatiser ces critères.

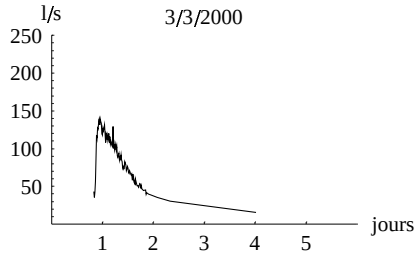
Cette méthode permet de repérer rapidement les épisodes intéressants.

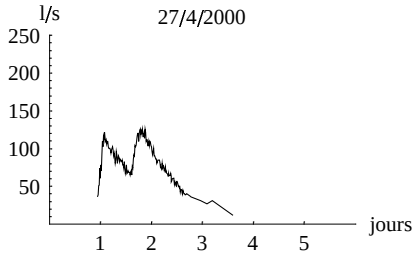
Résultats

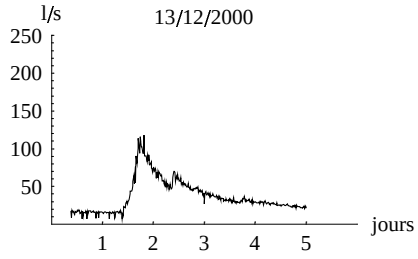
Trente deux épisodes ont ainsi été recensés sur la période de mesures. Compte tenu de la longueur uniforme de 5 jours retenue pour les épisodes, on observera parfois plusieurs pointes de débit pour un même épisode.

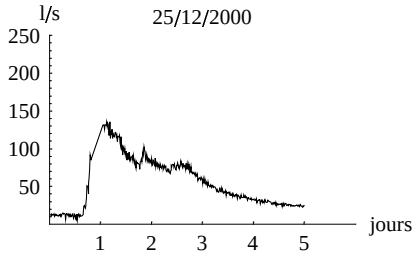
Les graphes des débits sont représentés ci-après.

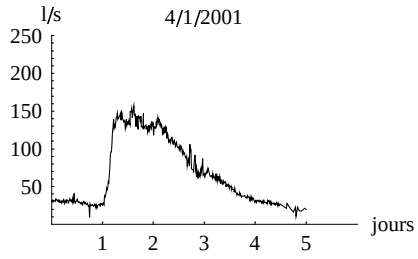


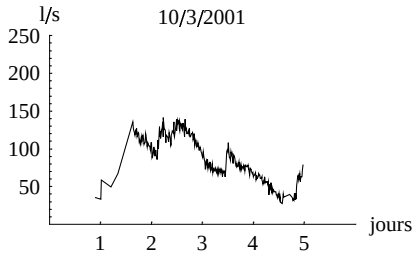

l/s
3/3/2000
250
200
150
100
50
jours
1 2 3 4 5

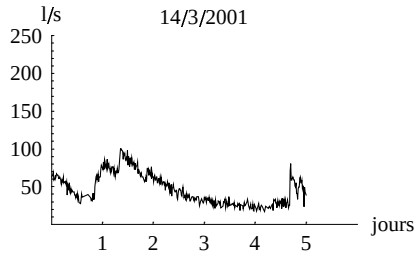

l/s
27/4/2000
250
200
150
100
50
jours
1 2 3 4 5

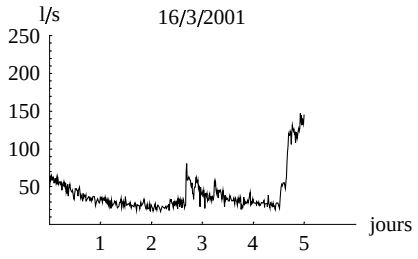

l/s
13/12/2000
250
200
150
100
50
jours
1 2 3 4 5

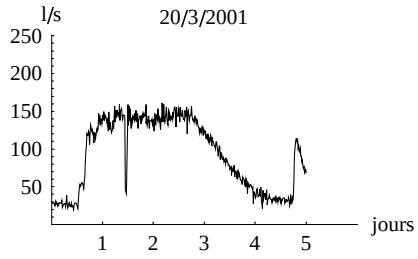

l/s
25/12/2000
250
200
150
100
50
jours
1 2 3 4 5

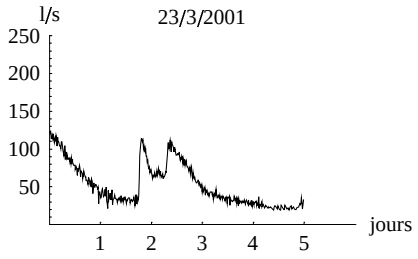

l/s
4/1/2001
250
200
150
100
50
jours
1 2 3 4 5

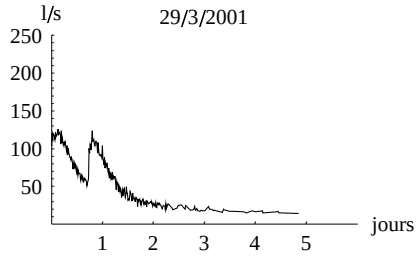

l/s
10/3/2001
250
200
150
100
50
jours
1 2 3 4 5

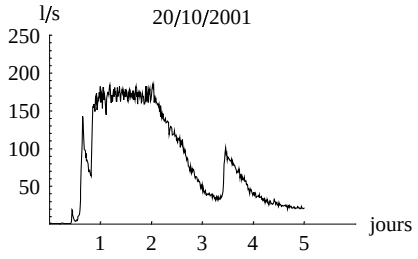

l/s
14/3/2001
250
200
150
100
50
jours
1 2 3 4 5

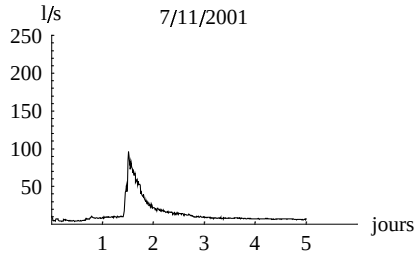

l/s
16/3/2001
250
200
150
100
50
jours
1 2 3 4 5

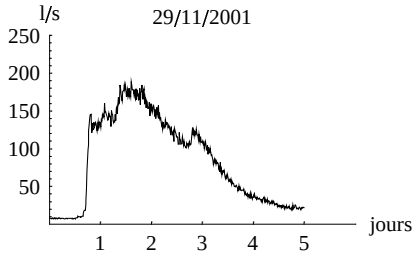

l/s
20/3/2001
250
200
150
100
50
jours
1 2 3 4 5

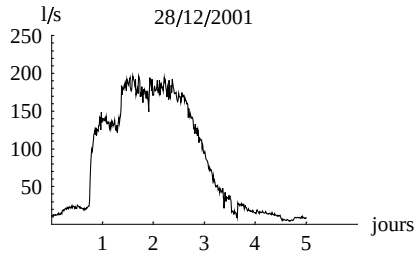

l/s
23/3/2001
250
200
150
100
50
jours
1 2 3 4 5

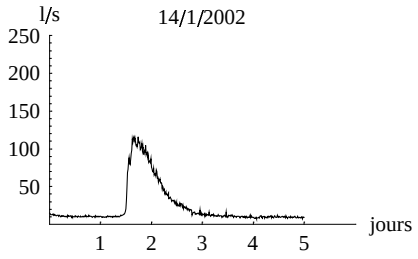

l/s
29/3/2001
250
200
150
100
50
1 2 3 4 5
jours

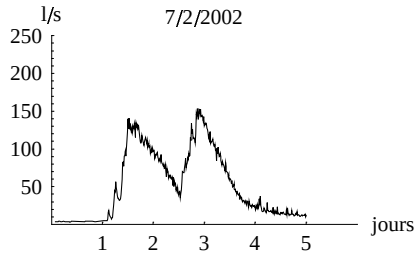

l/s
20/10/2001
250
200
150
100
50
1 2 3 4 5
jours

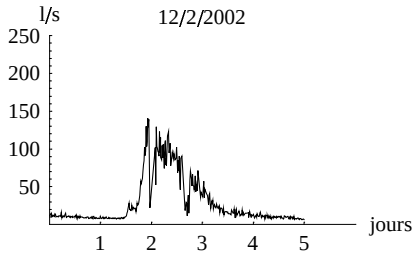

l/s
7/11/2001
250
200
150
100
50
1 2 3 4 5
jours

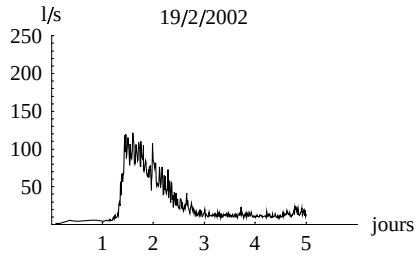

l/s
29/11/2001
250
200
150
100
50
1 2 3 4 5
jours

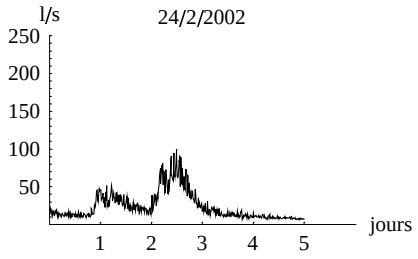

l/s
28/12/2001
250
200
150
100
50
1 2 3 4 5
jours


l/s
14/1/2002
250
200
150
100
50
1 2 3 4 5
jours


l/s
7/2/2002
250
200
150
100
50
1 2 3 4 5
jours


l/s
12/2/2002
250
200
150
100
50
1 2 3 4 5
jours


l/s
19/2/2002
250
200
150
100
50
1 2 3 4 5
jours


l/s
24/2/2002
250
200
150
100
50
1 2 3 4 5
jours

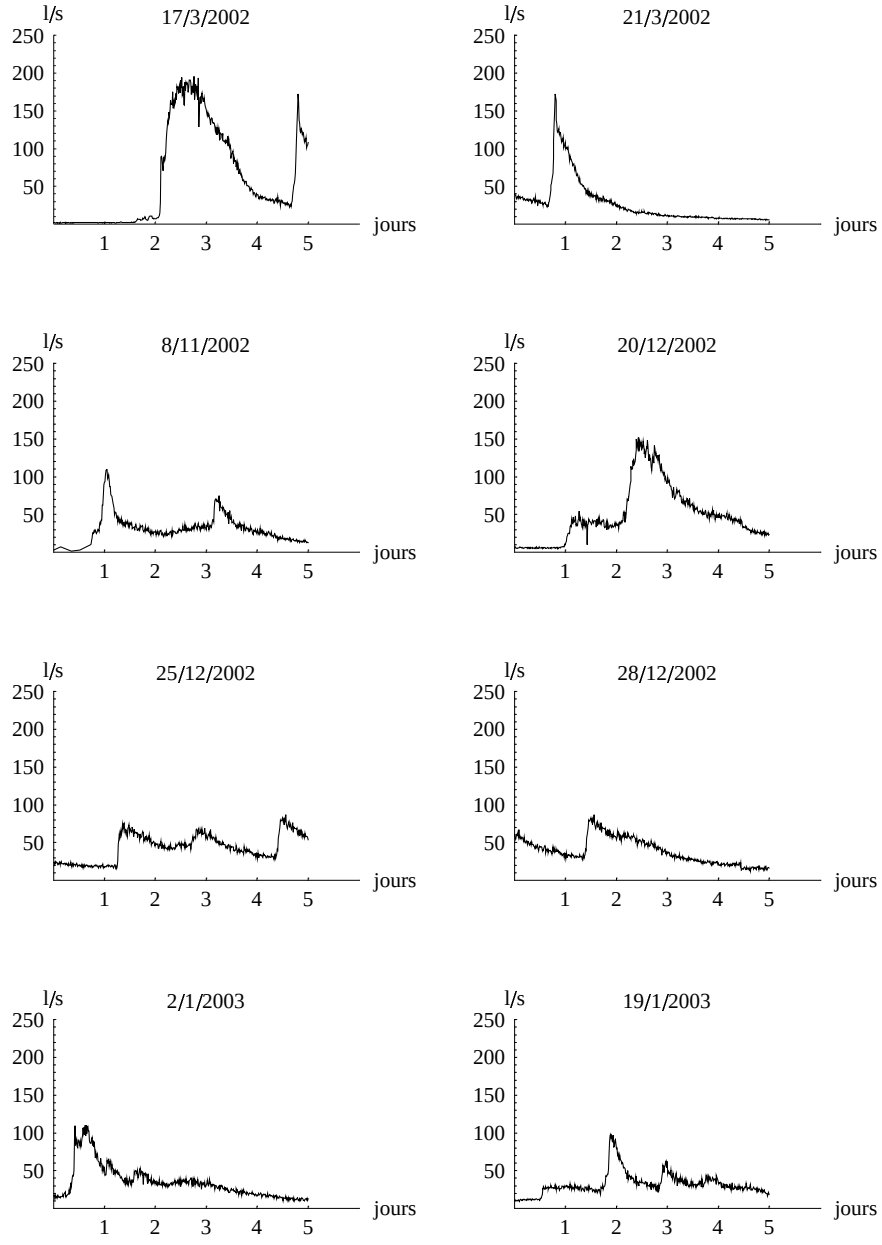


Figure 1 : Graphes des chroniques de débit des trente deux épisodes recensés en "PZ1"

On trouve parmi tous ces épisodes une variété de valeurs du débit maximal instantané, qui s'étend entre 75 et 190 l/s. Cet ensemble servira de base pour l'étude du fonctionnement du rejet et de la dynamique du réseau de collecteurs, notamment en fonction des précipitations qui ont occasionné les pointes de débit, et les conditions de charge à l'aval du débouché du collecteur.

On notera l'allure écrêtée des hydrogrammes pour lesquels le débit de pointe est supérieur à 150 l/s. Cette allure témoigne d'une probable saturation de la capacité d'évacuation du réseau. L'explication de cette saturation sera examinée par ailleurs.

Détail des calculs

Nous présentons dans cette partie le détail des calculs ayant servi à l'établissement des résultats précédents. Les commentaires sont en italiques, et précèdent les cellules de calcul. Les résultats, lorsqu'ils ne sont pas sous forme de graphique, son en caractères gras, et accompagnés à gauche d'un carré gris.

Définition du répertoire de lecture des données

```
SetDirectory[
"\\\\anato\\derf$\\ralentissement dynamique\\melarchez\\mesures\\
longues périodes\\"];
```

On définit une fonction de lecture de fichiers ASCII de valeurs. Le format est conventionnellement le suivant : une ligne unique dénomme les colonnes, sans caractères accentués. Les colonnes sont séparées par des tabulations, les valeurs indéfinies (deux tabulations à la suite) sont autorisées. La liste retournée contient une première liste de chaînes de caractères, constituant l'en-tête des colonnes, puis le tableau à deux dimensions des valeurs, converties en nombres.

```
LectureFichierValeurs[NomFichier_String] :=
Module[{Liste},
(Liste = ReadList[OpenRead[NomFichier], Word, RecordLists → True,
WordSeparators → "\t", RecordSeparators → "\n", NullWords → True];
Close[NomFichier]; {First[Liste], ToExpression[Drop[Liste, 1]]})]
```

Lecture du fichier d'ensemble des données valides (Hiver 1999-2000 à hiver 2002-2003)

```
TableForm[First[Data = LectureFichierValeurs["pz1_valides.txt"]], TableDirections → Row]
```

Date	Niveau cm	Vitesse m/s	Débit l/s PZ1	Q calculé PZ1 l/s

Repérage des limites de dates pour les données (format de date issu de l'exportation par Microsoft EXCEL)

```
TableForm[LimitesDates = {Min[#[[1]] & /@ Data[[2]]], Max[#[[1]] & /@ Data[[2]]]}]
```

36554.3
37698.6

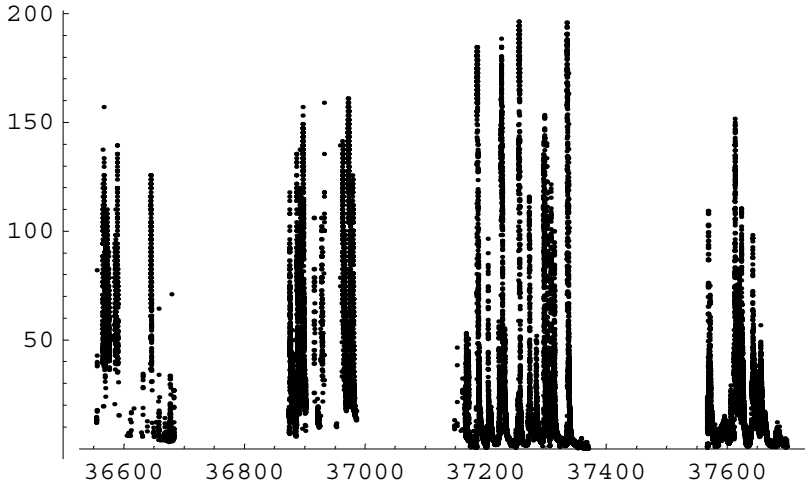
Traitement des débits

Extraction de chroniques de débit (listes de paires) à partir des colonnes 1 et 5 du fichier de données.

```
ChroniqueDebit = #[[{1, 5}]] & /@ Data[[2]];
```

Tracé de l'ensemble de la chronique

```
ListPlot[ChroniqueDebit, AxesOrigin → {36500., 0.}, PlotStyle → PointSize[0.006],
PlotRange → All, Background → GrayLevel[1.], ImageSize → {300, Automatic}];
```



Création d'ensemble de données par tranche de 5 jours.

```
ListesDebitCinqJours = Table[Select[ChroniqueDebit, (#[[1]] ≥ n ∧ #[[1]] ≤ n + 5) &],
{n, 36555, 37698}];
```

Les ensembles de données sont triés par ordre chronologique.

```
ListesDebitCinqJoursDatees = Sort[{Min[First /@ #], #} & /@ ListesDebitCinqJours];
```

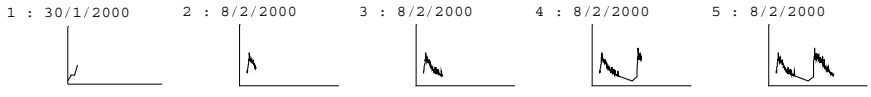
On retient dans les ensembles précédents ceux dont le maximum de débit vaut au moins 75 l/s.

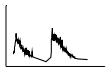
```
ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees =
Select[ListesDebitCinqJoursDatees, Max[Last /@ #[[2]]] > 75 &];
```

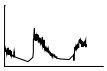
Les graphiques sont représentés par groupes de 5, pour un examen d'ensemble : ils ont une échelle commune (6 jours en abcisse, 250 l/s en ordonnée), et commencent tous à une date entière portée au dessus du graphe (elle est établie au moyen du package "Miscellaneous`Calendar`"), après le numéro d'ordre de ce dernier. Ce tableau permet un repérage exhaustif des épisodes complets.

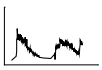
```
<< Miscellaneous‘Calendar‘

Show[GraphicsArray[#], DisplayFunction → $DisplayFunction,
ImageSize → {350, Automatic}] & /@
If[Mod[Length[ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees], 5] ≠ 0,
Append[
Partition[
ListPlot[ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees[[#, 2]], PlotJoined → True,
TextStyle → {FontSize → 6}, Background → GrayLevel[1.],
AxesLabel →
{None, StringForm["“ : “ ", #,
ToString[StringForm["“ /“ /“ ",
Sequence @@ Reverse[DaysPlus[{1899, 12, 31},
Floor[Min[First /@ ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees[[
#, 2]]] – 1]]]]]}, Ticks → None,
PlotRange → {{Floor[Min[First /@ ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees[[#, 2]]],
```

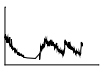
```
Floor[Min[First /@ ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees[[#, 2]]] + 6},
{0., 250.}}, DisplayFunction → Identity] & /@
Range[Length[ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees]], 5],
PadRight[
ListPlot[Take[ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees,
-Mod[Length[ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees], 5]][[#, 2]],
PlotJoined → True, TextStyle → {FontSize → 6}, Background → GrayLevel[1.],
AxesLabel →
{None, StringForm["“ : “ ",
# + Length[ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees] -
Mod[Length[ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees], 5],
ToString[StringForm["“ /“ /“ ", Sequence @@ Reverse[
DaysPlus[{1899, 12, 31},
Floor[Min[First /@
Take[ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees,
-Mod[Length[
ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees], 5]][[
#, 2]]] - 1]]]]]}, Ticks → None,
PlotRange →
{{Floor[Min[First /@ Take[ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees,
-Mod[Length[ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees], 5]][[
#, 2]]],
Floor[Min[First /@ Take[ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees,
-Mod[Length[ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees], 5]][[
#, 2]]] + 6}, {0., 250.}}, DisplayFunction → Identity] & /@
Range[Length[Take[ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees,
-Mod[Length[ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees], 5]]], 5, x] /.
x → Graphics[Point[{0., 0.}]]],
Partition[
ListPlot[ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees[[#, 2]], PlotJoined → True,
TextStyle → {FontSize → 6}, Background → GrayLevel[1.],
TextStyle → {FontSize → 6}, Background → GrayLevel[1.],
AxesLabel →
{None, StringForm["“ : “ ", #,
ToString[StringForm["“ /“ /“ ",
Sequence @@ Reverse[DaysPlus[{1899, 12, 31},
Floor[Min[First /@ ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees[[#, 2]]] -
1]]]]]}, Ticks → None,
PlotRange → {{Floor[Min[First /@ ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees[[#, 2]]],
Floor[Min[First /@ ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees[[#, 2]]] + 6},
{0., 250.}}, DisplayFunction → Identity] & /@
Range[Length[ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees]], 5]];
```



6 : 8/2/2000 

7 : 9/2/2000 

8 : 10/2/2000 

9 : 11/2/2000 

10 : 12/2/2000

11 : 13/2/2000

12 : 14/2/2000

13 : 15/2/2000

14 : 16/2/2000

15 : 17/2/2000

16 : 18/2/2000

17 : 28/2/2000

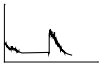
18 : 28/2/2000

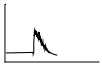
19 : 28/2/2000

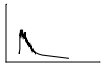
20 : 28/2/2000

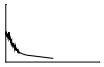
21 : 28/2/2000

22 : 29/2/2000

23 : 1/3/2000 

24 : 2/3/2000 

25 : 3/3/2000 

26 : 4/3/2000 

27 : 27/4/2000

28 : 27/4/2000

29 : 27/4/2000

30 : 27/4/2000

31 : 28/4/2000

32 : 29/4/2000

33 : 13/12/2000

34 : 13/12/2000

35 : 13/12/2000

36 : 13/12/2000

37 : 14/12/2000

38 : 21/12/2000

39 : 22/12/2000

40 : 23/12/2000

41 : 24/12/2000

42 : 25/12/2000

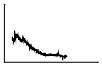
43 : 26/12/2000

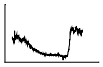
44 : 27/12/2000

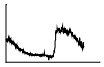
45 : 28/12/2000

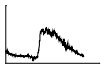
46 : 29/12/2000

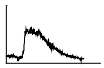
47 : 30/12/2000

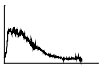
48 : 1/1/2001 

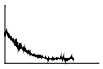
49 : 1/1/2001 

50 : 2/1/2001 

51 : 3/1/2001 

52 : 4/1/2001 

53 : 5/1/2001 

54 : 6/1/2001 

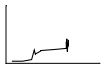
55 : 24/1/2001

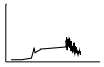
56 : 24/1/2001

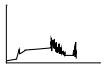
57 : 24/1/2001

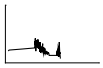
58 : 24/1/2001

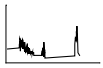
59 : 24/1/2001

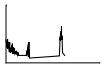
60 : 2/2/2001 

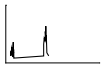
61 : 2/2/2001 

62 : 3/2/2001 

63 : 4/2/2001 

64 : 5/2/2001 

65 : 6/2/2001 

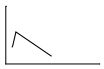
66 : 7/2/2001 

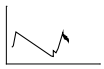
67 : 9/2/2001

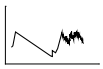
68 : 9/2/2001

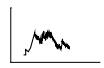
69 : 8/3/2001

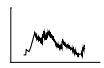
70 : 8/3/2001

71 : 8/3/2001 

72 : 8/3/2001 

73 : 8/3/2001 

74 : 10/3/2001 

75 : 10/3/2001 

76 : 11/3/2001

77 : 12/3/2001

78 : 13/3/2001

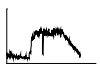
79 : 14/3/2001

80 : 15/3/2001

81 : 16/3/2001

82 : 17/3/2001

83 : 18/3/2001

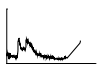
84 : 19/3/2001 

85 : 20/3/2001

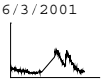
86 : 21/3/2001

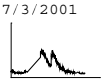
87 : 22/3/2001

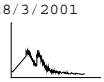
88 : 23/3/2001

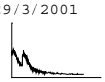
89 : 24/3/2001 

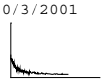
90 : 25/3/2001

91 : 26/3/2001 

92 : 27/3/2001 

93 : 28/3/2001 

94 : 29/3/2001 

95 : 30/3/2001 

96 : 16/10/2001

97 : 17/10/2001

98 : 18/10/2001

99 : 19/10/2001

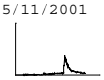
100 : 20/10/2001

101 : 21/10/2001

102 : 22/10/2001

103 : 23/10/2001

104 : 4/11/2001

105 : 5/11/2001 

106 : 6/11/2001

107 : 7/11/2001

108 : 8/11/2001

109 : 25/11/2001

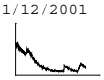
110 : 26/11/2001

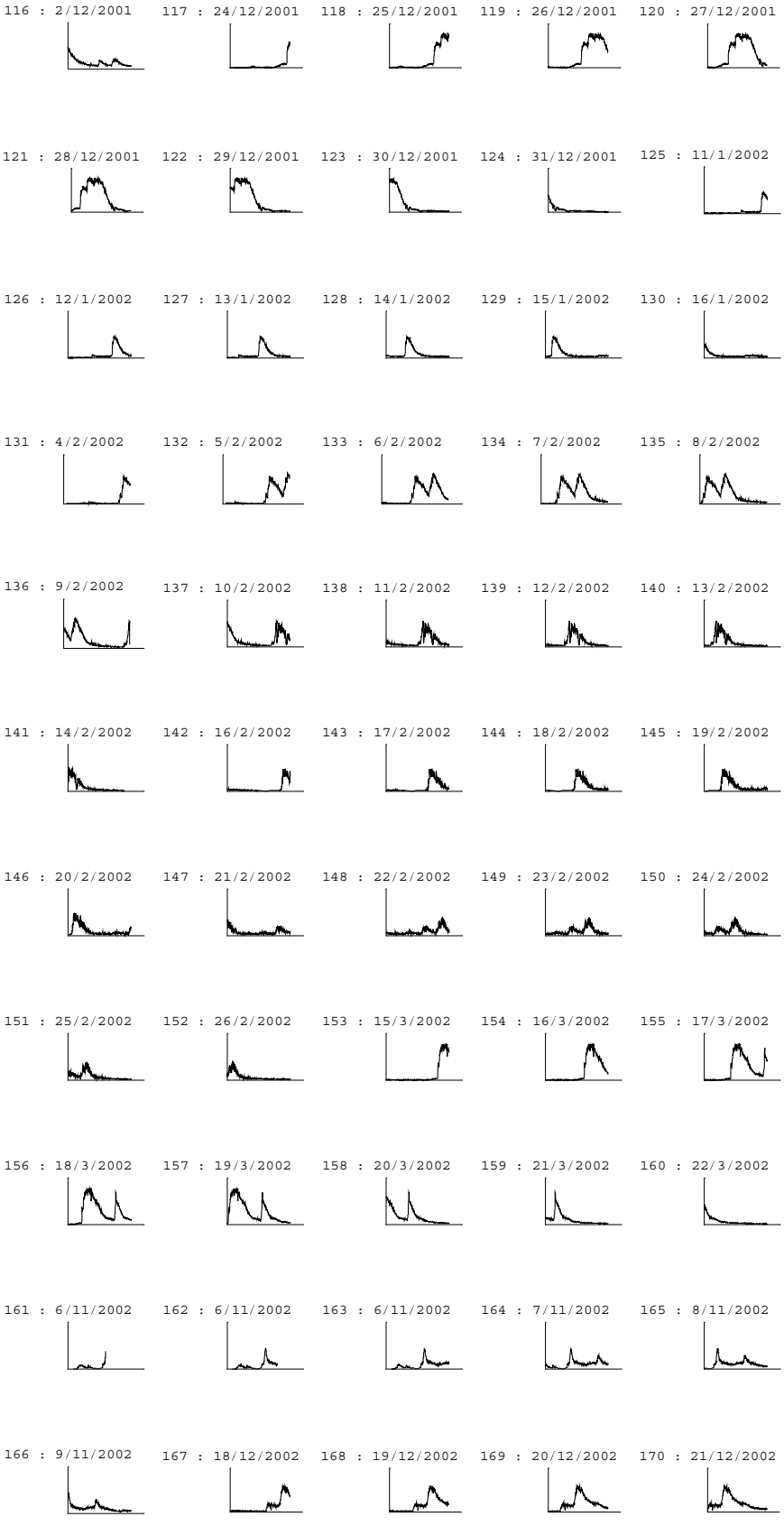
111 : 27/11/2001

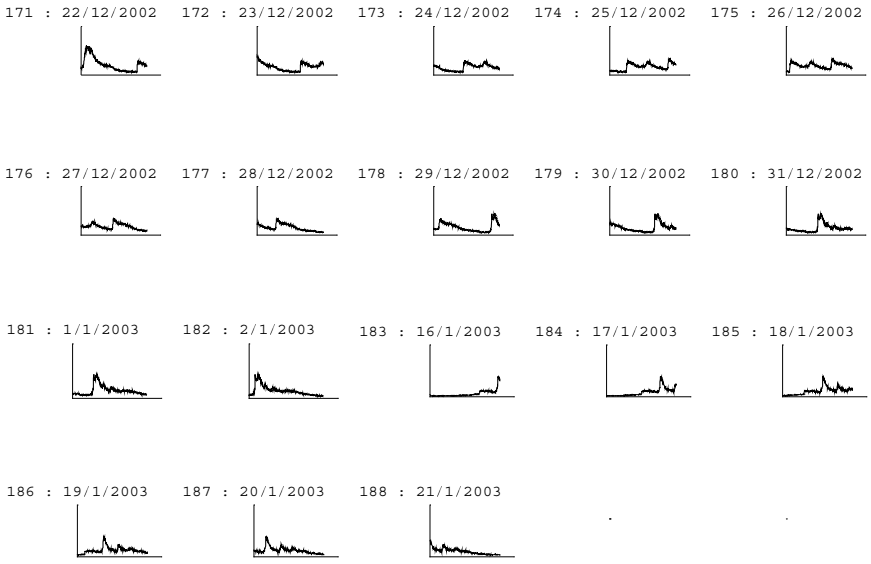
112 : 28/11/2001

113 : 29/11/2001

114 : 30/11/2001

115 : 1/12/2001 


116 : 2/12/2001
117 : 24/12/2001
118 : 25/12/2001
119 : 26/12/2001
120 : 27/12/2001
121 : 28/12/2001
122 : 29/12/2001
123 : 30/12/2001
124 : 31/12/2001
125 : 11/1/2002
126 : 12/1/2002
127 : 13/1/2002
128 : 14/1/2002
129 : 15/1/2002
130 : 16/1/2002
131 : 4/2/2002
132 : 5/2/2002
133 : 6/2/2002
134 : 7/2/2002
135 : 8/2/2002
136 : 9/2/2002
137 : 10/2/2002
138 : 11/2/2002
139 : 12/2/2002
140 : 13/2/2002
141 : 14/2/2002
142 : 16/2/2002
143 : 17/2/2002
144 : 18/2/2002
145 : 19/2/2002
146 : 20/2/2002
147 : 21/2/2002
148 : 22/2/2002
149 : 23/2/2002
150 : 24/2/2002
151 : 25/2/2002
152 : 26/2/2002
153 : 15/3/2002
154 : 16/3/2002
155 : 17/3/2002
156 : 18/3/2002
157 : 19/3/2002
158 : 20/3/2002
159 : 21/3/2002
160 : 22/3/2002
161 : 6/11/2002
162 : 6/11/2002
163 : 6/11/2002
164 : 7/11/2002
165 : 8/11/2002
166 : 9/11/2002
167 : 18/12/2002
168 : 19/12/2002
169 : 20/12/2002
170 : 21/12/2002



Construction de la liste de dates retenues à partir des numéros d'ordre des graphes sélectionnés visuellement sur le critère suivant : ceux ci contiennent au moins un pic de débit complet départ du débit minimal, passage par le pic, puis retour à un débit suffisamment faible), éventuellement en combinaison avec d'autres pics. Il existe des critères plus formels d'identification des pics développés pour les parcelles drainées [XXX], mais l'irrégularité des débits observés en ces points de mesure ne permet pas d'automatiser ces critères.

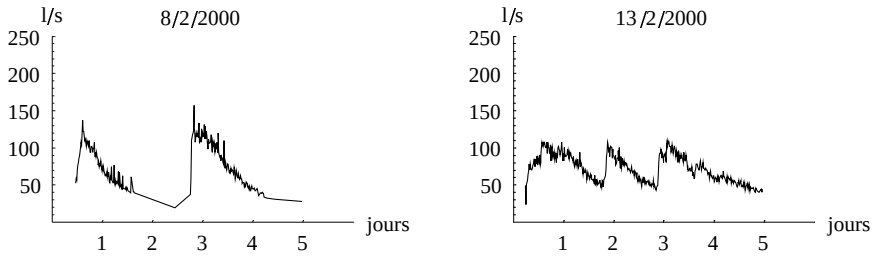
```
GraphesDebitRetenus =
Union[Function[i, Floor[Min[First /@ ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees[[i, 2]]]]] /@
{6, 11, 15, 20, 25, 30, 36, 42, 52, 75, 79, 81, 85, 88, 94, 100, 107, 113, 121,
128, 134, 139, 145, 150, 155, 159, 165, 170, 174, 177, 182, 186}];

Length[GraphesDebitRetenus]
```

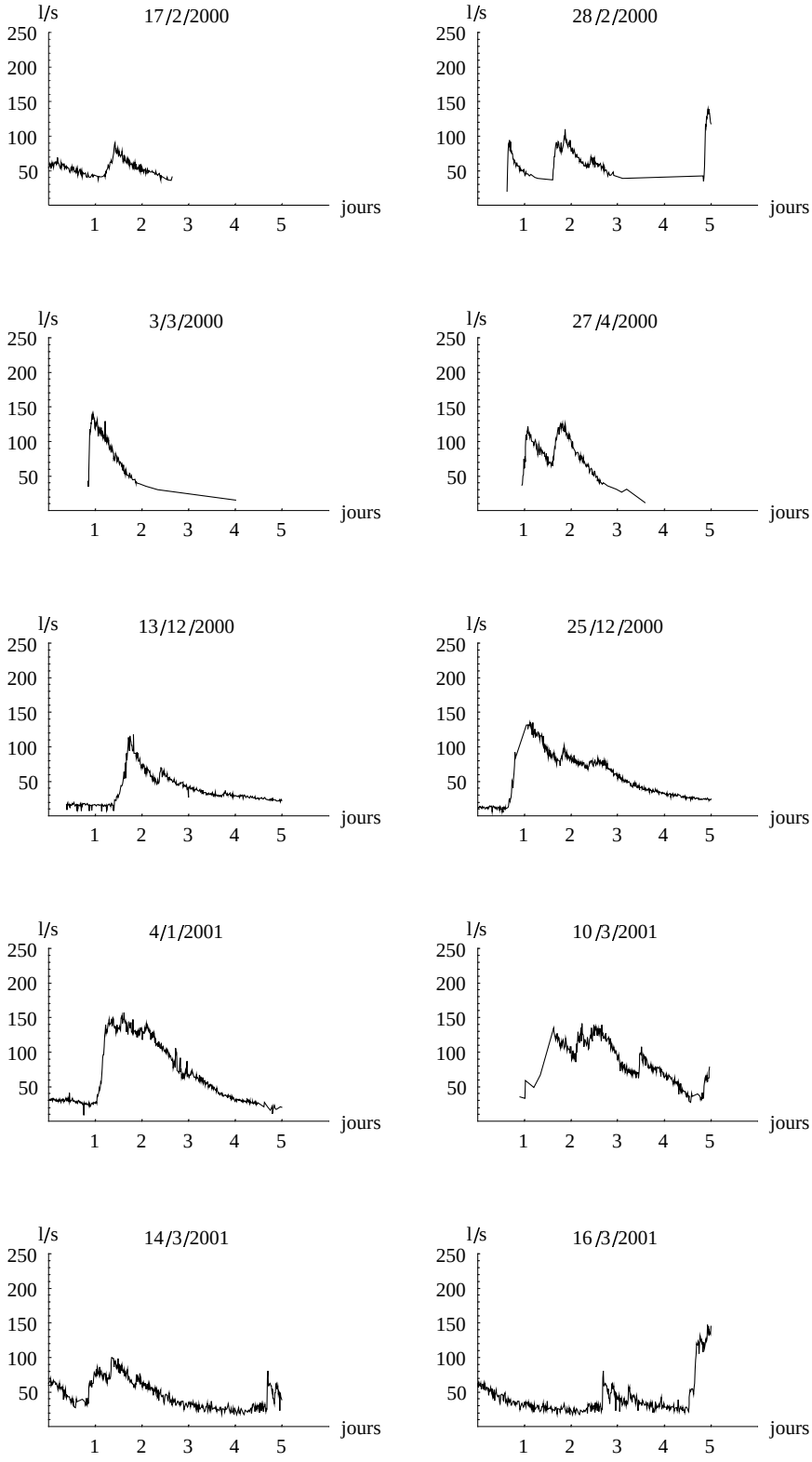
32

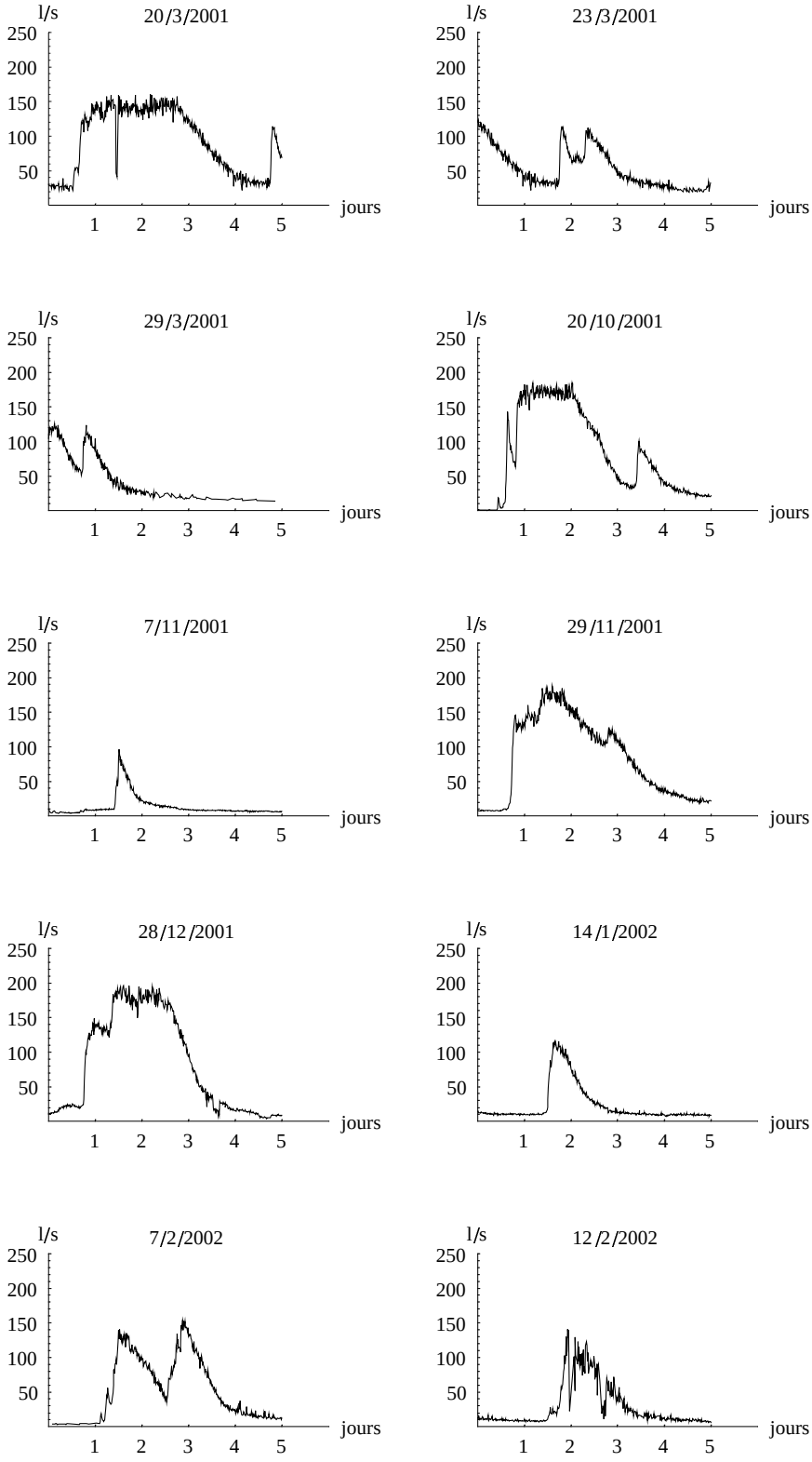
```
HydrogrammesRetenus =
Function[Debut, Select[ChroniqueDebit, (#[[1]] ≥ Debut ∧ #[[1]] ≤ Debut + 5) &]] /@
GraphesDebitRetenus;
```

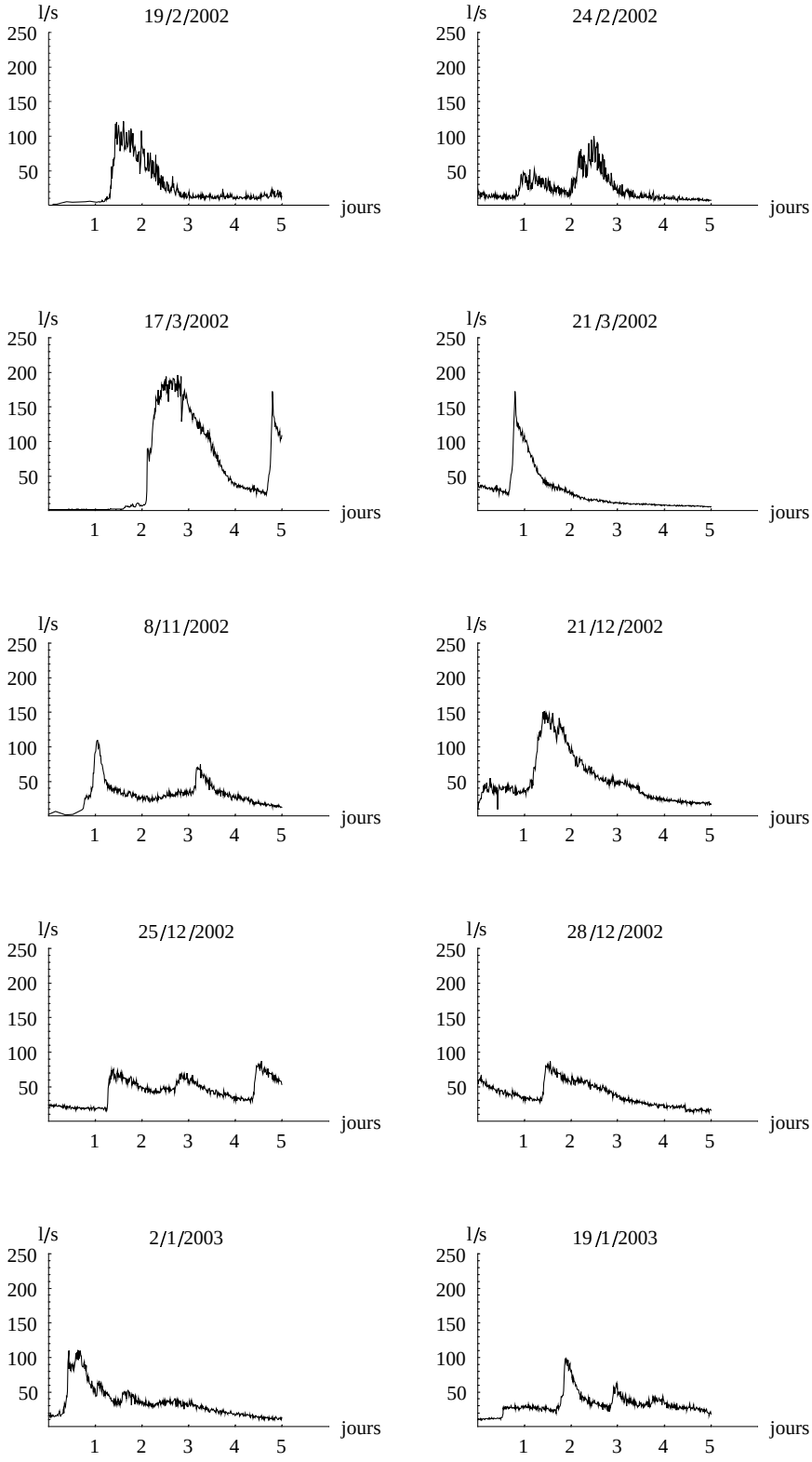
Tracé, par paires, des graphes correspondants, à la même échelle que précédemment (ils sont utilisés pour retirer a posteriori de la liste ci-dessus quelques cas redondants). La date de début du graphe est portée en titre.

```
Show[GraphicsArray[#], DisplayFunction → $DisplayFunction,
ImageSize → {350, Automatic}] & /@
If[OddQ[Length[HydrogrammesRetenus]],
Append[
Partition[
ListPlot[#, PlotJoined → True,
PlotLabel →
ToString[StringForm["“ /“ /“ ",
Sequence @@ Reverse[DaysPlus[{1899, 12, 31},
Floor[Min[First /@ #]] – 1]]], AxesLabel → {"jours", "l/s"},
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
Ticks → {Table[{Floor[Min[First /@ #]] + i, i}, {i, 0, 5}], Automatic},
PlotRange → {{Floor[Min[First /@ #]], Floor[Min[First /@ #]] + 6}, {0., 250.}},
DisplayFunction → Identity] & /@ HydrogrammesRetenus, 2],
{ListPlot[Last[HydrogrammesRetenus], PlotJoined → True,
PlotLabel →
ToString[StringForm["“ /“ /“ ",
Sequence @@ Reverse[DaysPlus[{1899, 12, 31},
Floor[Min[First /@ Last[HydrogrammesRetenus]] – 1]]]],
AxesLabel → {"jours", "l/s"},
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
Ticks → {Table[{Floor[Min[First /@ Last[HydrogrammesRetenus]]] + i, i}, {i, 0, 5}],
Automatic},
PlotRange → {{Floor[Min[First /@ Last[HydrogrammesRetenus]]],
Floor[Min[First /@ Last[HydrogrammesRetenus]]] + 6}, {0., 250.}},
DisplayFunction → Identity], Graphics[Point[{0., 0.}]]}],
Partition[
ListPlot[#, PlotJoined → True,
PlotLabel →
ToString[StringForm["“ /“ /“ ",
Sequence @@ Reverse[DaysPlus[{1899, 12, 31}, Floor[Min[First /@ #]] – 1]]],
AxesLabel → {"jours", "l/s"},
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
Ticks → {Table[{Floor[Min[First /@ #]] + i, i}, {i, 0, 5}], Automatic},
PlotRange → {{Floor[Min[First /@ #]], Floor[Min[First /@ #]] + 6}, {0., 250.}},
DisplayFunction → Identity] & /@ HydrogrammesRetenus, 2]];
```




l/s
17/2/2000
250
200
150
100
50
jours
1 2 3 4 5
l/s
28/2/2000
250
200
150
100
50
jours
1 2 3 4 5
l/s
3/3/2000
250
200
150
100
50
jours
1 2 3 4 5
l/s
27/4/2000
250
200
150
100
50
jours
1 2 3 4 5
l/s
13/12/2000
250
200
150
100
50
jours
1 2 3 4 5
l/s
25/12/2000
250
200
150
100
50
jours
1 2 3 4 5
l/s
4/1/2001
250
200
150
100
50
jours
1 2 3 4 5
l/s
10/3/2001
250
200
150
100
50
jours
1 2 3 4 5
l/s
14/3/2001
250
200
150
100
50
jours
1 2 3 4 5
l/s
16/3/2001
250
200
150
100
50
jours
1 2 3 4 5


l/s
20/3/2001
250
200
150
100
50
1 2 3 4 5
jours
l/s
23/3/2001
250
200
150
100
50
1 2 3 4 5
jours
l/s
29/3/2001
250
200
150
100
50
1 2 3 4 5
jours
l/s
20/10/2001
250
200
150
100
50
1 2 3 4 5
jours
l/s
7/11/2001
250
200
150
100
50
1 2 3 4 5
jours
l/s
29/11/2001
250
200
150
100
50
1 2 3 4 5
jours
l/s
28/12/2001
250
200
150
100
50
1 2 3 4 5
jours
l/s
14/1/2002
250
200
150
100
50
1 2 3 4 5
jours
l/s
7/2/2002
250
200
150
100
50
1 2 3 4 5
jours
l/s
12/2/2002
250
200
150
100
50
1 2 3 4 5
jours


l/s
19/2/2002
250
200
150
100
50
jours
1 2 3 4 5
l/s
24/2/2002
250
200
150
100
50
jours
1 2 3 4 5
l/s
17/3/2002
250
200
150
100
50
jours
1 2 3 4 5
l/s
21/3/2002
250
200
150
100
50
jours
1 2 3 4 5
l/s
8/11/2002
250
200
150
100
50
jours
1 2 3 4 5
l/s
21/12/2002
250
200
150
100
50
jours
1 2 3 4 5
l/s
25/12/2002
250
200
150
100
50
jours
1 2 3 4 5
l/s
28/12/2002
250
200
150
100
50
jours
1 2 3 4 5
l/s
2/1/2003
250
200
150
100
50
jours
1 2 3 4 5
l/s
19/1/2003
250
200
150
100
50
jours
1 2 3 4 5

Recensement des épisodes de crue sur la totalité des observations en "PZ5" entre 2002 et 2003 (Fichier *Mathematica*)

Objectif et méthode

Le but est d'examiner l'ensemble des données de débit enregistrées en sortie du collecteur "PZ5", entre 1999 et 2003, afin de recenser les épisodes de crue intéressants à étudier. Ceux-ci ont été sélectionnés sur la base d'un critère sur le débit de pointe : il doit être discernable visuellement, et supérieur à 75 l/s. Il n'y a pas de critère de sélection sur la durée de l'épisode.

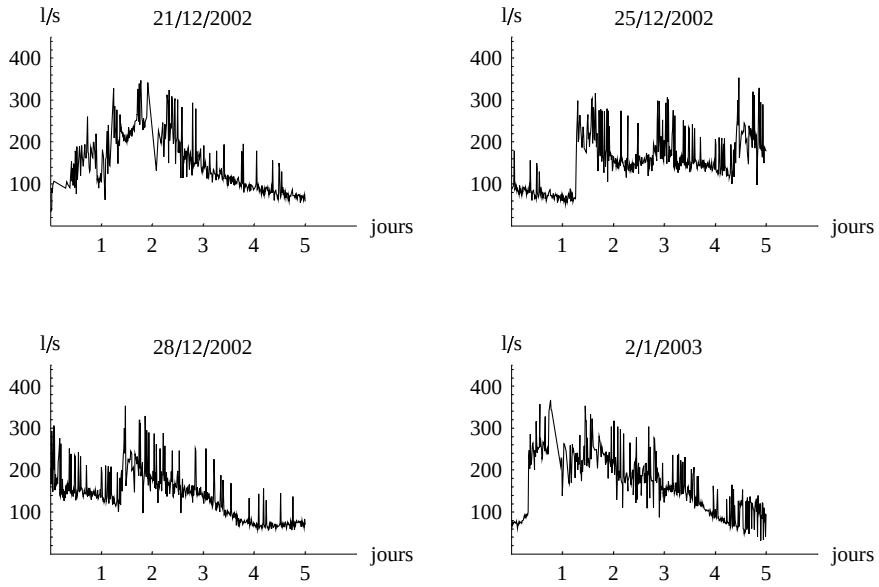
Les chroniques de débit sont examinées sur une durée de 5 jours, les épisodes de crues étant en général plus courts. Chaque période de 5 jours est ainsi visualisée sous la forme d'un petit graphique d'échelle fixée, et commençant à 0 h 00. Un choix visuel des pointes correctement observées est effectué selon le critère suivant : ceux ci contiennent au moins un pic de débit complet (départ d'un débit minimal, passage par le pic, puis retour à un débit suffisamment faible), éventuellement en combinaison avec d'autres pics. Il existe des critères plus formels d'identification des pics développés pour les parcelles drainées (Lesaffre, 1988), mais l'irrégularité des débits observés en ces points de mesure ne permet pas d'automatiser ces critères.

Cette méthode permet de repérer rapidement les épisodes intéressants.

Résultats

Dix épisodes ont ainsi été recensés sur la période de mesures. Compte tenu de la longueur uniforme de 5 jours retenue pour les épisodes, on observera parfois plusieurs pointes de débit pour un même épisode.

Les graphes des débits sont représentés ci-après.



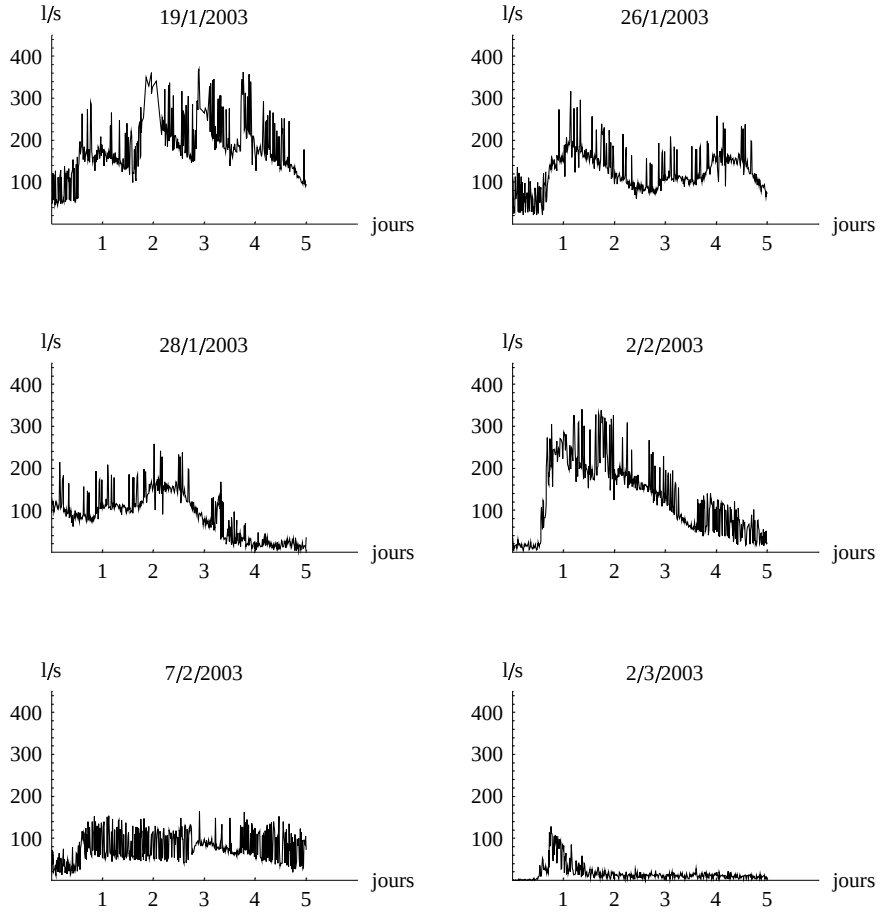


Figure 1 : Graphes des chroniques de débit des dix épisodes recensés en "PZ5"

On trouve parmi tous ces épisodes une variété de valeurs du débit maximal instantané, qui s'étend entre 75 et 300 l/s. Cet ensemble servira de base pour l'étude du fonctionnement du rejet et de la dynamique du réseau de collecteurs, notamment en fonction des précipitations qui ont occasionné les pointes de débit, et les conditions de charge à l'aval du débouché du collecteur.

Détail des calculs

Nous présentons dans cette partie le détail des calculs ayant servi à l'établissement des résultats précédents. Les commentaires sont en italiques, et précèdent les cellules de calcul. Les résultats, lorsqu'ils ne sont pas sous forme de graphique, son en caractères gras, et accompagnés à gauche d'un carré gris.

Définition du répertoire de lecture des données

```
SetDirectory[
"\\\\anato\\derf$\\ralentissement dynamique\\melarchez\\mesures\\
longues périodes\\"];
```

On définit une fonction de lecture de fichiers ASCII de valeurs. Le format est conventionnellement le suivant : une ligne unique dénomme les colonnes, sans caractères

accentués. Les colonnes sont séparées par des tabulations, les valeurs indéfinies (deux tabulations à la suite) sont autorisées. La liste retournée contient une première liste de chaînes de caractères, constituant l'en-tête des colonnes, puis le tableau à deux dimensions des valeurs, converties en nombres.

```
LectureFichierValeurs[NomFichier_String] :=
  Module[{Liste},
   (Liste = ReadList[OpenRead[NomFichier], Word, RecordLists → True,
   WordSeparators → "\t", RecordSeparators → "\n", NullWords → True];
   Close[NomFichier]; {First[Liste], ToExpression[Drop[Liste, 1]]})]
```

Lecture du fichier d'ensemble des données valides (Hiver 1999-2000 à hiver 2002-2003)

```
TableForm[First[Data = LectureFichierValeurs["pz5_valides.txt"]], TableDirections → Row]
```

Date Niveau cm Vitesse m/s Débit l/s PZ5 Q calculé PZ5 l/s

Repérage des limites de dates pour les données (format de date issu de l'exportation par Microsoft EXCEL)

```
TableForm[LimitesDates = {Min[#[[1]] & /@ Data[[2]]], Max[#[[1]] & /@ Data[[2]]]}]
```

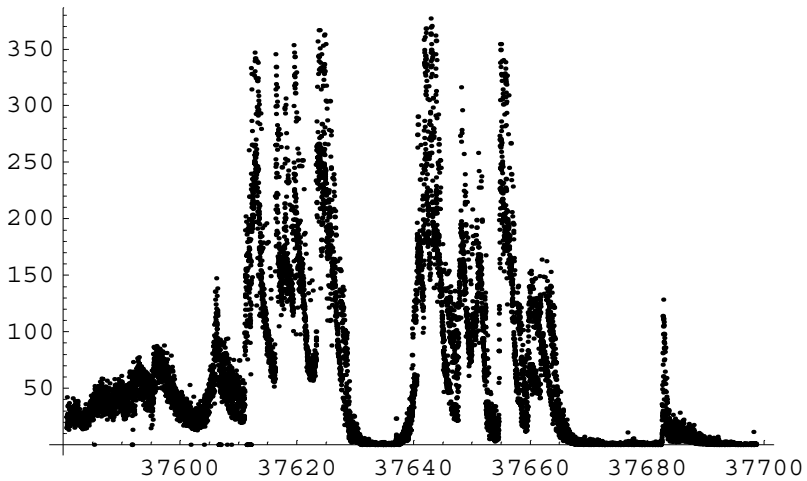
37580.5
37698.7

Extraction de chroniques de débit (listes de paires) à partir des colonnes 1 et 5 du fichier de données.

```
ChroniqueDebit = #[[{1, 5}]] & /@ Data[[2]];
```

Tracé de l'ensemble de la chronique

```
ListPlot[ChroniqueDebit, AxesOrigin → {37580., 0.}, PlotStyle → PointSize[0.006],
 PlotRange → All, Background → GrayLevel[1.], ImageSize → {300, Automatic}];
```



Création d'ensemble de données par tranche de 5 jours.

```
ListesDebitCinqJours = Table[Select[ChroniqueDebit, (#[[1]] ≥ n ∧ #[[1]] ≤ n + 5) &],
{n, 37580, 37698}];
```

Les ensembles de données sont triés par ordre chronologique.

```
ListesDebitCinqJoursDatees = Sort[{Min[First /@ #], #} & /@ ListesDebitCinqJours];
```

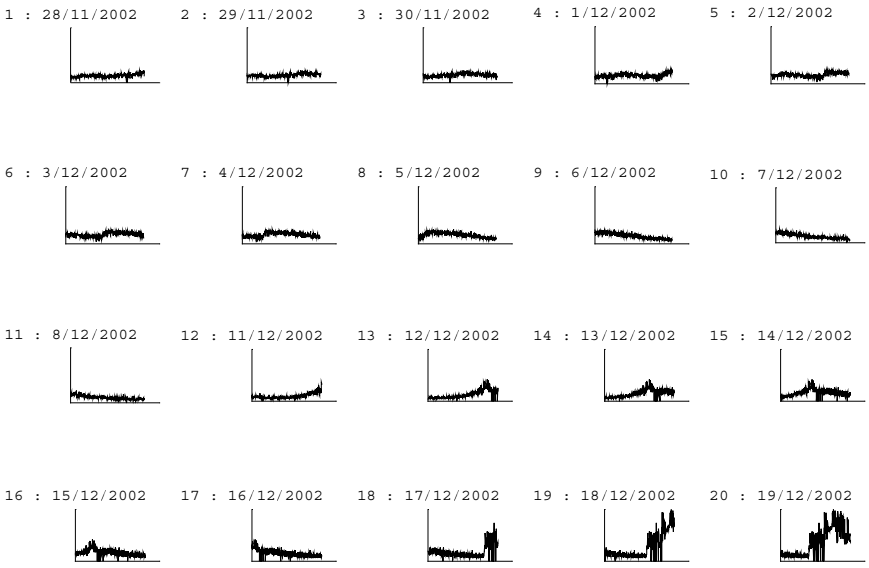
On retient dans les ensembles précédents ceux dont le maximum de débit vaut au moins 75 l/s.

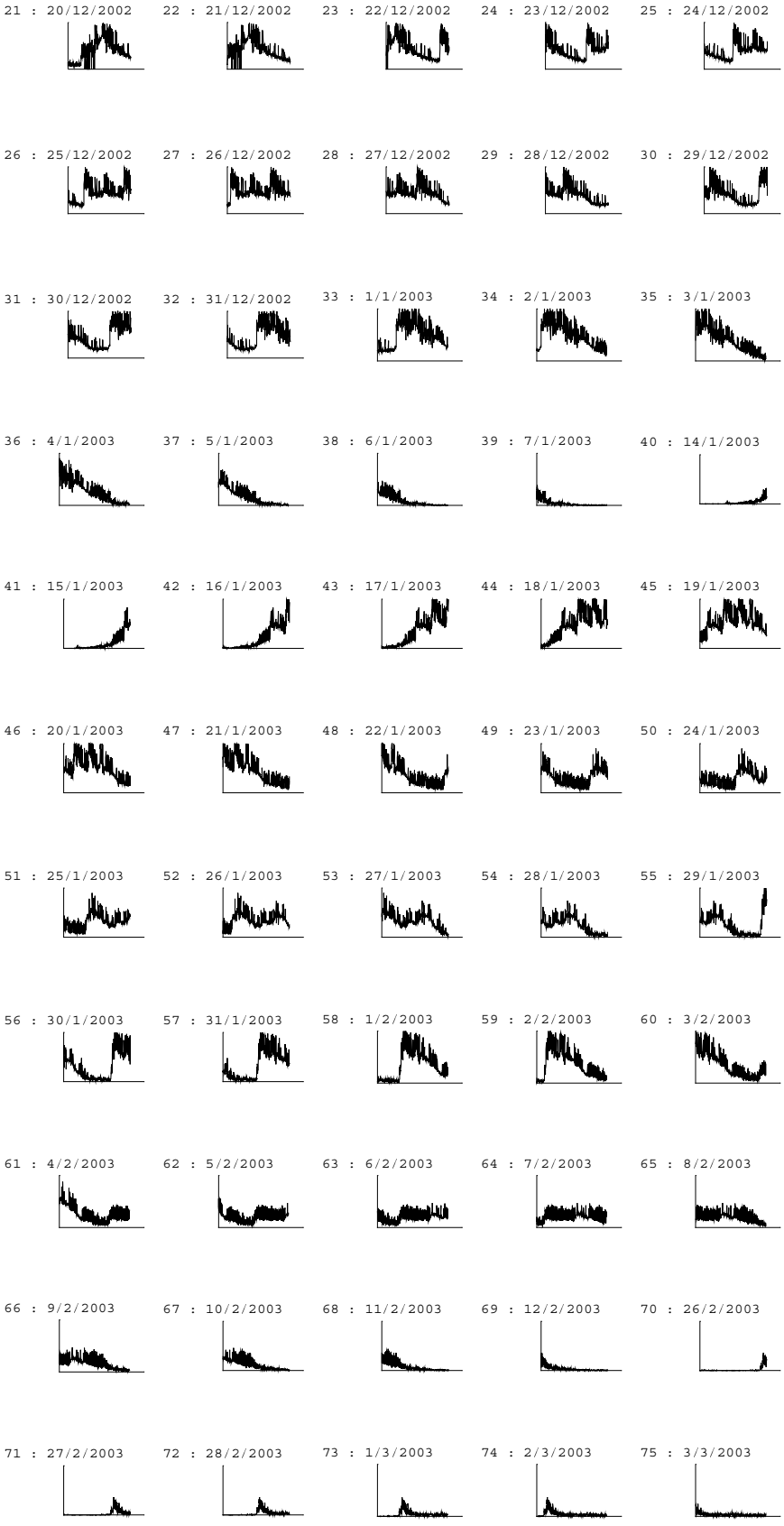
```
ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees =
Select[ListesDebitCinqJoursDatees, Max[Last /@ #[[2]]] > 75 &];
```

Les graphiques sont représentés par groupes de 5, pour un examen d'ensemble : ils ont une échelle commune (6 jours en abcisse, 400 l/s en ordonnée), et commencent tous à une date entière portée au dessus du graphe (elle est établie au moyen du package "Miscellaneous`Calendar`"), après le numéro d'ordre de ce dernier. Ce tableau permet un repérage exhaustif des épisodes complets.

```
<< Miscellaneous‘Calendar‘

Show[GraphicsArray[#], DisplayFunction → $DisplayFunction,
ImageSize → {350, Automatic}] & /@
If[Mod[Length[ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees], 5] ≠ 0,
Append[
Partition[
ListPlot[ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees[[#, 2]], PlotJoined → True,
TextStyle → {FontSize → 6}, Background → GrayLevel[1.],
AxesLabel →
{None, StringForm["“ : “ ", #,
ToString[StringForm["“ /“ /“ ",
Sequence @@ Reverse[DaysPlus[{1899, 12, 31},
Floor[Min[First /@ ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees[[
#, 2]] – 1]]]]]}, Ticks → None,
PlotRange → {{Floor[Min[First /@ ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees[[#, 2]]]],
Floor[Min[First /@ ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees[[#, 2]]] + 6},
{0., 350.}}, DisplayFunction → Identity] & /@
Range[Length[ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees]], 5],
PadRight[
ListPlot[Take[ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees,
–Mod[Length[ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees], 5]][[#, 2]],
PlotJoined → True, TextStyle → {FontSize → 6}, Background → GrayLevel[1.],
AxesLabel →
{None, StringForm["“ : “ ",
# + Length[ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees] –
Mod[Length[ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees], 5],
ToString[StringForm["“ /“ /“ ", Sequence @@ Reverse[
DaysPlus[{1899, 12, 31},
Floor[Min[First /@
Take[ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees,
```

```
–Mod[Length[
ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees], 5]]][
#, 2]]] – 1]]]]}, Ticks → None,
PlotRange →
{{Floor[Min[First /@ Take[ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees,
–Mod[Length[ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees], 5]]][
#, 2]]],
Floor[Min[First /@ Take[ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees,
–Mod[Length[ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees], 5]]][
#, 2]]] + 6}, {0., 350.}}, DisplayFunction → Identity] & /@
Range[Length[Take[ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees,
–Mod[Length[ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees], 5]]]], 5, x] /.
x → Graphics[Point[{0., 0.}]]],
Partition[
ListPlot[ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees[[#, 2]], PlotJoined → True,
TextStyle → {FontSize → 6}, Background → GrayLevel[1.],
TextStyle → {FontSize → 6}, Background → GrayLevel[1.],
AxesLabel →
{None, StringForm["“ : “ ", #,
ToString[StringForm["“ /“ /“ ",
Sequence @@ Reverse[DaysPlus[{1899, 12, 31},
Floor[Min[First /@ ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees[[#, 2]]] –
1]]]]}, Ticks → None,
PlotRange → {{Floor[Min[First /@ ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees[[#, 2]]],
Floor[Min[First /@ ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees[[#, 2]]] + 6},
{0., 350.}}, DisplayFunction → Identity] & /@
Range[Length[ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees]], 5]];
```





Construction de la liste de dates retenues à partir des numéros d'ordre des graphes sélectionnés visuellement sur le critère suivant : ceux ci contiennent au moins un pic de débit complet départ

du débit minimal, passage par le pic, puis retour à un débit suffisamment faible), éventuellement en combinaison avec d'autres pics. Il existe des critères plus formels d'identification des pics développés pour les parcelles drainées [XXX], mais l'irrégularité des débits observés en ces points de mesure ne permet pas d'automatiser ces critères.

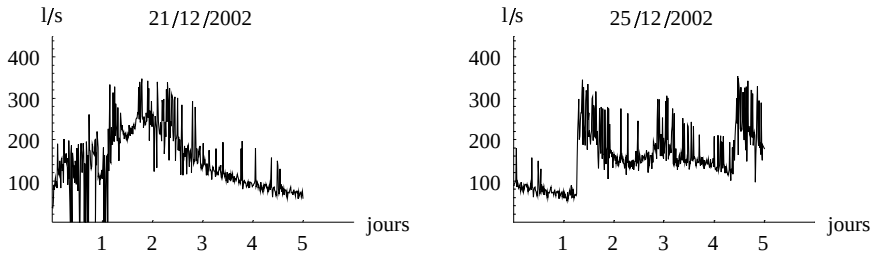
```
GraphesDebitRetenus =
Union[Function[i, Floor[Min[First /@ ListesDebitMinPic75CinqJoursDatees[[i, 2]]]]] /@
{22, 26, 29, 34, 45, 52, 54, 59, 64, 74}];

Length[GraphesDebitRetenus]
```

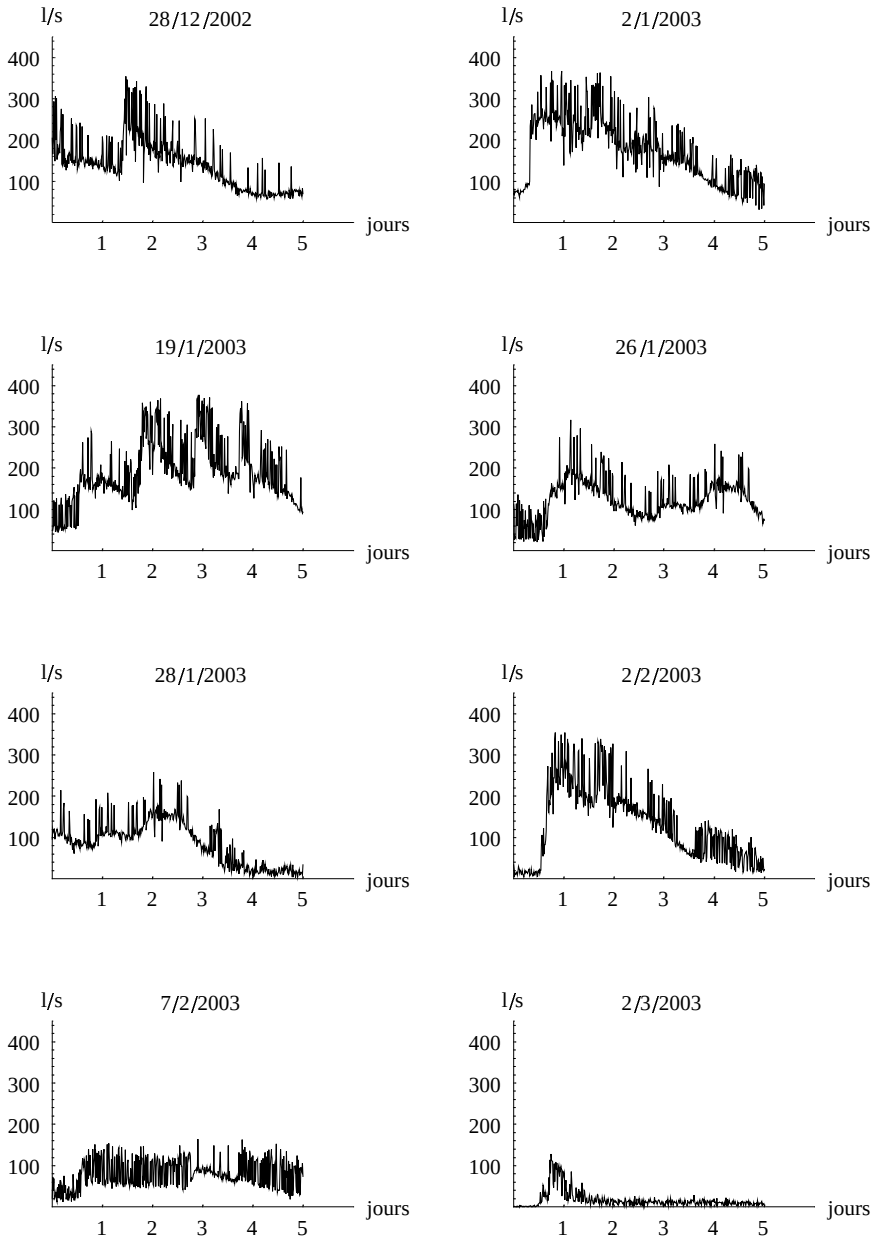
10

```
HydrogrammesRetenus =
Function[Debut, Select[ChroniqueDebit, (#[[1]] ≥ Debut ∧ #[[1]] ≤ Debut + 5) &]] /@
GraphesDebitRetenus;
```

Tracé, par paires, des graphes correspondants, à la même échelle que précédemment (ils sont utilisés pour retirer a posteriori de la liste ci-dessus quelques cas redondants). La date de début du graphe est portée en titre.

```
Show[GraphicsArray[#], DisplayFunction → $DisplayFunction,
ImageSize → {350, Automatic}] & /@
If[OddQ[Length[HydrogrammesRetenus]],
Append[
Partition[
ListPlot[#, PlotJoined → True,
PlotLabel →
ToString[StringForm["“ /“ /“ ",
Sequence @@ Reverse[DaysPlus[{1899, 12, 31},
Floor[Min[First /@ #]] – 1]]], AxesLabel → {"jours", "l/s"},
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
Ticks → {Table[{Floor[Min[First /@ #]] + i, i}, {i, 0, 5}], Automatic},
PlotRange → {{Floor[Min[First /@ #]], Floor[Min[First /@ #]] + 6}, {0., 450.}},
DisplayFunction → Identity] & /@ HydrogrammesRetenus, 2],
{ListPlot[Last[HydrogrammesRetenus], PlotJoined → True,
PlotLabel →
ToString[StringForm["“ /“ /“ ",
Sequence @@ Reverse[DaysPlus[{1899, 12, 31},
Floor[Min[First /@ Last[HydrogrammesRetenus]] – 1]]]],
AxesLabel → {"jours", "l/s"},
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
Ticks → {Table[{Floor[Min[First /@ Last[HydrogrammesRetenus]]] + i, i}, {i, 0, 5}],
Automatic},
PlotRange → {{Floor[Min[First /@ Last[HydrogrammesRetenus]]],
Floor[Min[First /@ Last[HydrogrammesRetenus]]] + 6}, {0., 450.}},
DisplayFunction → Identity], Graphics[Point[{0., 0.}]]}],
Partition[
ListPlot[#, PlotJoined → True,
PlotLabel →
ToString[StringForm["“ /“ /“ ",
Sequence @@ Reverse[DaysPlus[{1899, 12, 31}, Floor[Min[First /@ #]] – 1]]],
AxesLabel → {"jours", "l/s"},
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
Ticks → {Table[{Floor[Min[First /@ #]] + i, i}, {i, 0, 5}], Automatic},
PlotRange → {{Floor[Min[First /@ #]], Floor[Min[First /@ #]] + 6}, {0., 450.}},
DisplayFunction → Identity] & /@ HydrogrammesRetenus, 2]];
```




l/s
28/12/2002
400
300
200
100
1 2 3 4 5
jours
l/s
2/1/2003
400
300
200
100
1 2 3 4 5
jours
l/s
19/1/2003
400
300
200
100
1 2 3 4 5
jours
l/s
26/1/2003
400
300
200
100
1 2 3 4 5
jours
l/s
28/1/2003
400
300
200
100
1 2 3 4 5
jours
l/s
2/2/2003
400
300
200
100
1 2 3 4 5
jours
l/s
7/2/2003
400
300
200
100
1 2 3 4 5
jours
l/s
2/3/2003
400
300
200
100
1 2 3 4 5
jours

Annexe 3 Analyse des fluctuations de débit observées en "PZ1" et "PZ5"

Etude des fluctuations rapides de hauteur d'eau et de vitesse en "PZ1" et "PZ5"

Objectif et méthode

Le but est d'examiner à partir de l'ensemble des données de vitesse et de pression enregistrées entre 2002 et 2003, en sortie des collecteurs "PZ1" et "PZ5", quelle peut être la signification des fluctuations rapides de ces grandeurs, d'amplitude importante en "PZ5", mais bien moindre en sortie du collecteur "PZ1".

La méthode consiste à repérer, dans la chronique de vitesse, les données correspondant à un extremum local. On forme ainsi une succession de sommets et creux, à des instants bien identifiés.

Les données de pression, ramenées en hauteur de colonne d'eau, sont examinées aux instants correspondant à des pics ou à des creux de vitesse, afin de repérer d'éventuels extrema conjoints à ceux de vitesse. Pour cela, le délai entre un creux de vitesse et le creux de hauteur le plus proche est examiné.

Les variations de vitesse et de pression sont calculées à chaque phase montante d'une pointe de vitesse. Nous cherchons à voir si ces variations sont corrélées en amplitude.

Nous avons également calcul un temps séparant un creux d'un sommet et du creux suivant, pour identifier une période d'oscillation caractéristique.

Dans un premier temps, un examen d'ensemble de ces extrema est effectué. Ensuite, trois épisodes de crue sont examinés : l'un correspond en "PZ5" à un régime torrentiel, le deuxième à un régime torrentiel avec passage en régime fluvial et mise en charge, le troisième à un régime torrentiel avec passage en régime fluvial, mais en limite de mise en charge. Dans chaque cas, les comportements des deux rejets sont comparés.

Résultats

Examen d'ensemble des extrema locaux

La séparation en minima et maxima locaux distingue relativement bien deux chroniques de vitesse discernables visuellement, comme le montre la figure suivante. Sur cette figure, les minima ont été portés en bleu, en fonction du temps, et les maxima en rouge. Les valeurs intermédiaires ne sont pas portées.

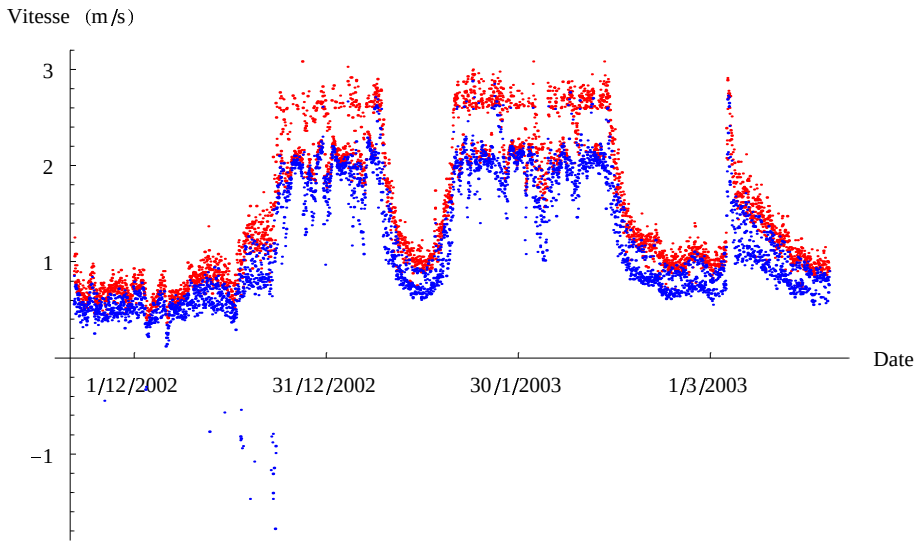


Figure 1 : Visualisation des pointes de vitesse au cours du temps. En bleu : minimum local, en rouge : maximum local.

Il est intéressant de constater que les hauteurs mesurées aux instants correspondant (pressions ramenées en hauteur de colonne d'eau), apparaissent séparées de la même façon, un maximum local de vitesse étant associé à une valeur de hauteur supérieure. On discerne ainsi des nuages de points rouges pour les valeurs plus élevées, et bleus pour les valeurs plus basses.

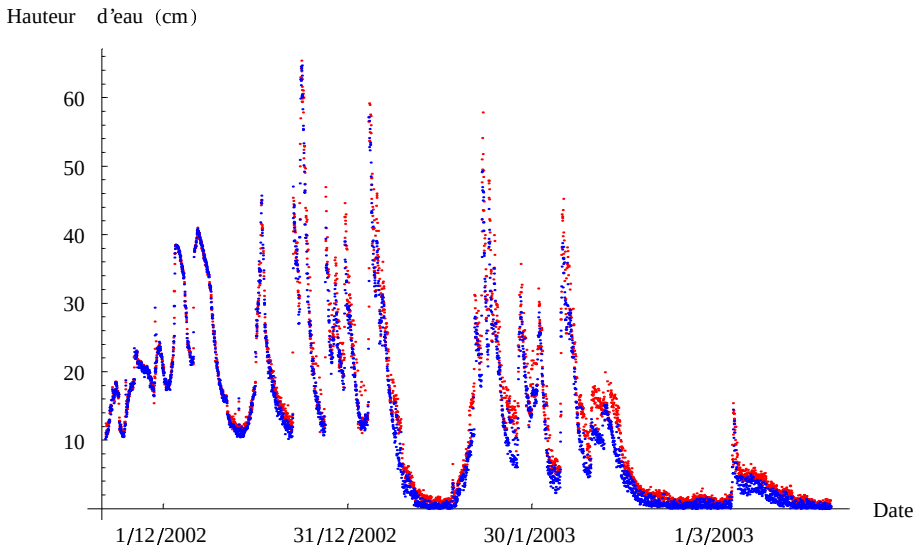


Figure 2 : Visualisation des hauteurs d'eau dans le collecteur au moment des minima et des maxima de vitesse. En bleu : minimum local de vitesse , en rouge : maximum local de vitesse.

La même opération effectuée sur les hauteurs d'eau mesurées dans le fossé (ramenées aux mêmes horaires par une interpolation linéaire de la chronique des données mesurées) ne présente pas cette séparation.

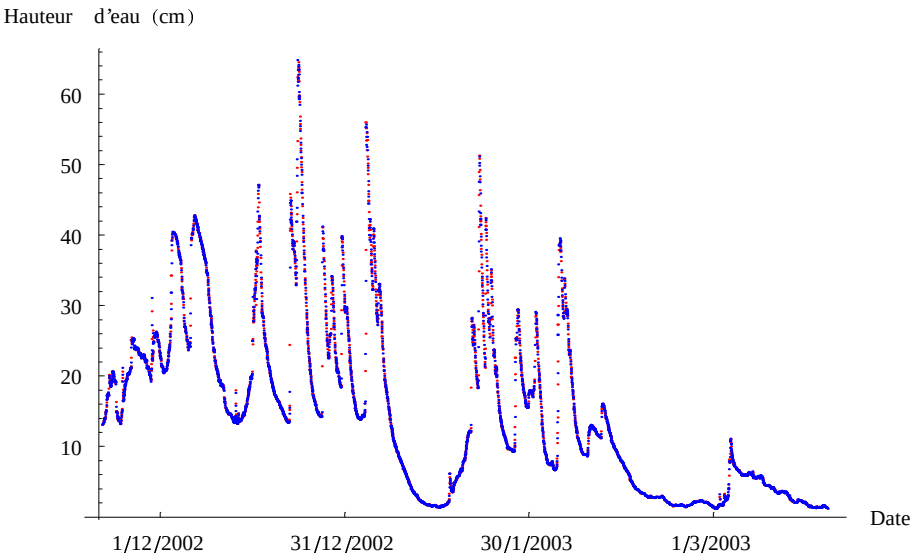


Figure 3 : Visualisation des hauteurs d'eau dans le fossé au moment des minima et des maxima de vitesse. En bleu : minimum local de vitesse , en rouge : maximum local de vitesse.

Un décompte des données montre que sur 11133 valeurs, 3669 sont des creux de vitesse. Avec ces creux de vitesses coïncident exactement 2367 creux de hauteur, soit quasiment les deux tiers. Le graphe ci-dessous précise la répartition des écarts en temps d'un creux de hauteur au creux de vitesse le plus proche.

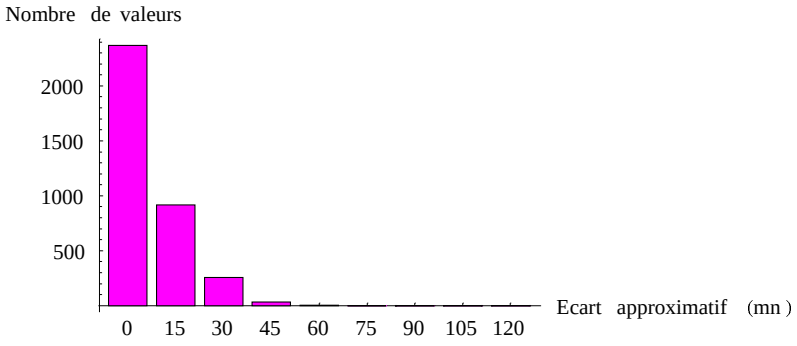


Figure 4 : Répartition en nombre de valeurs par tranche de durée, des écarts en temps entre chaque creux de hauteur et le creux de vitesse le plus proche.

La figure ci-dessous représente pour les paramètres mesurés la différence de vitesse entre un creux et le pic suivant (toujours positif), en fonction de l'écart de hauteur aux instants correspondants (pouvant être négatif si la correspondance des extrémas n'est pas vérifiée).

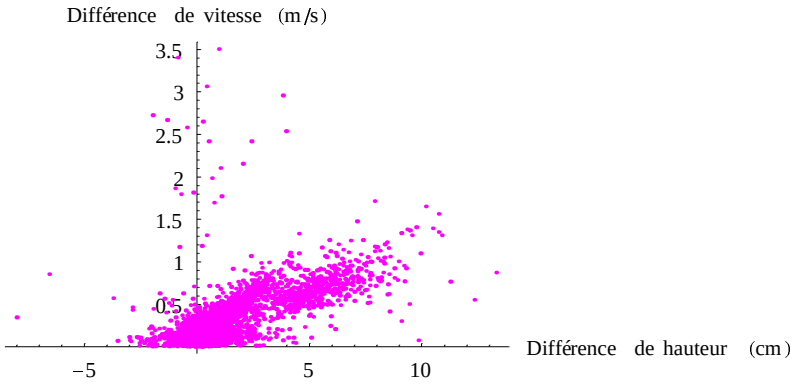


Figure 5 : Relation entre les écarts de vitesse depuis un minimum local vers le maximum local suivant, et les écarts de hauteur correspondants dans le collecteur

Cette figure montre une certaine corrélation positive entre ces deux écarts, mais de plus en plus grossière à mesure que les valeurs diminuent. On notera toutefois une tendance à l'alignement sur deux droites distinctes passant par l'origine. Devant l'impossibilité d'extraire de cet ensemble de données une corrélation précise, un examen à l'échelle de l'épisode a été effectué.

Examen d'un épisode en régime torrentiel (02/03/2003)

L'épisode du 2 mars 2003 a été retenu pour examiner les fluctuations de hauteur et de vitesse lorsque l'écoulement dans le collecteur est torrentiel. La valeur minimale du nombre de Froude pendant cet épisode est de 1.9. Dans ces conditions, tout phénomène hydraulique qui expliquerait ces fluctuations serait issu de l'intérieur du collecteur. Mais dans le même temps, les plus faibles hauteurs laissent une place plus importante à l'influence du capteur sur l'écoulement (ressaut possible à l'amont immédiat du capteur).

Les graphiques ci-dessous présentent les chroniques des hauteurs puis des vitesses, sur lesquelles ont été portés respectivement en rouge et en bleu les maxima et minima locaux.

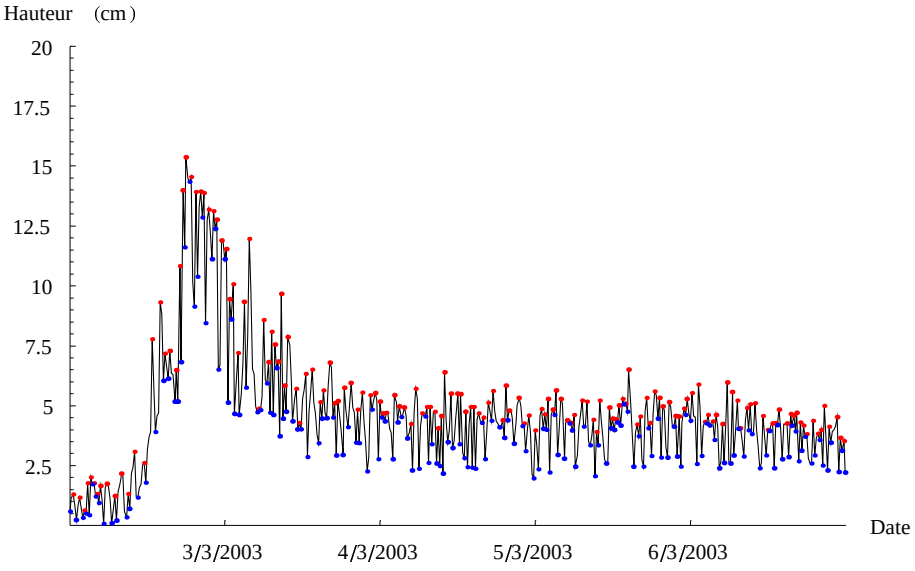


Figure 6 : Chronique des hauteurs pendant l'épisode du 2 mars 2003. Les maxima relatifs ont été portés en rouge, les minima relatifs en bleu.

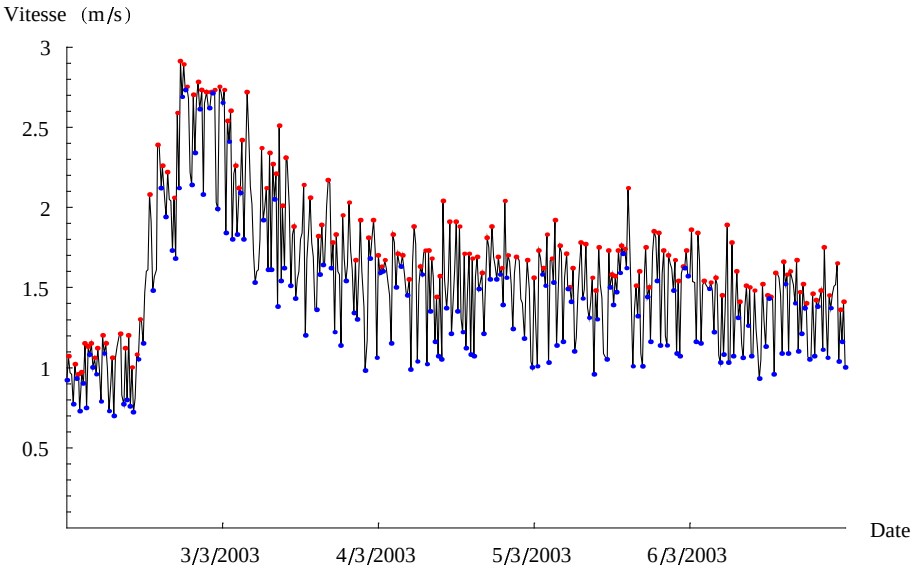


Figure 7 : Chronique des vitesses pendant l'épisode du 2 mars 2003. Les maxima relatifs ont été portés en rouge, les minima relatifs en bleu.

Il n'apparaît pas sur ces graphiques de périodicité particulière aux fluctuations de hauteur ou de vitesse. On relève en outre que les minima et maxima relatifs, qui pour beaucoup se situent à un niveau intermédiaire, ne sont pas suffisants pour discerner deux états extrêmes pour l'écoulement, l'un rapide et l'autre lent.

On peut observer également que les valeurs de hauteur et vitesse vérifient de manière assez satisfaisante, quelque soit le stade des fluctuations, une loi de Manning-Strickler (équation 1). Le graphique ci-dessous présente la succession des points sur un diagramme

hauteur relative (y/d) / vitesse, en identifiant à nouveau par des points colorés les minima et maxima locaux. La courbe verte représente une loi de Manning-Strickler sur le même diagramme, pour une pente i = 10 %, et un coefficient de rugosité K = 50 $m^{1/3}/s$ (ou encore i = 5 % et K = 70 $m^{1/3}/s$).

(1)

$$V = K\,Rh^{2/3}\,i^{1/2}$$

avec

$$Rh = d\,\frac{\arccos(1-2\,y/d) - (1-2\,y/d)\,\sqrt{1-(1-2\,y/d)^2}}{2\arccos(1-2\,y/d)}$$

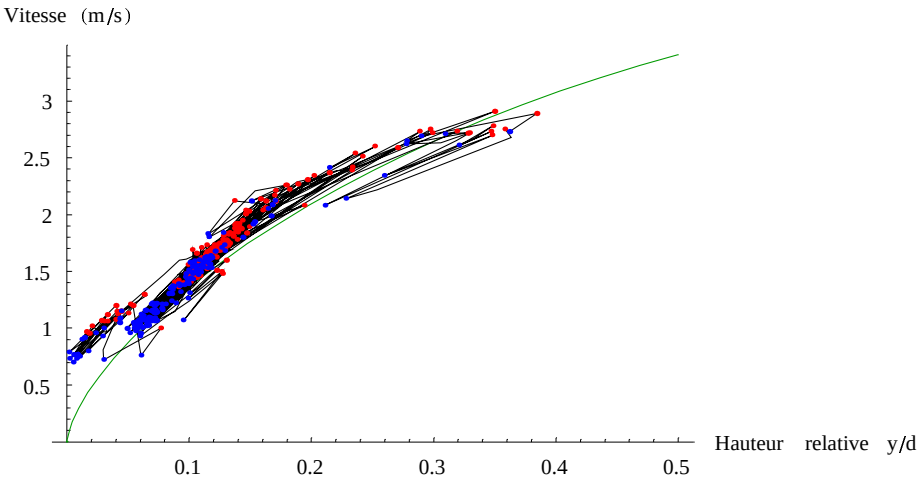


Figure 8 : Diagramme des vitesse en fonction de la hauteur relative pour l'épisode du 2 mars 2003. Les maxima et minima locaux sont portés en rouge et bleu respectivement. La courbe verte représente une loi de Manning-Strickler pour une pente de 10 % et un coefficient de rugosité de 50 $m^{1/3}/s$.

Pour cet épisode en particulier, la corrélation envisagée plus haut entre les écarts de hauteur et de vitesse (voir figure 5) est plus nette, comme le montre la figure ci-dessous.

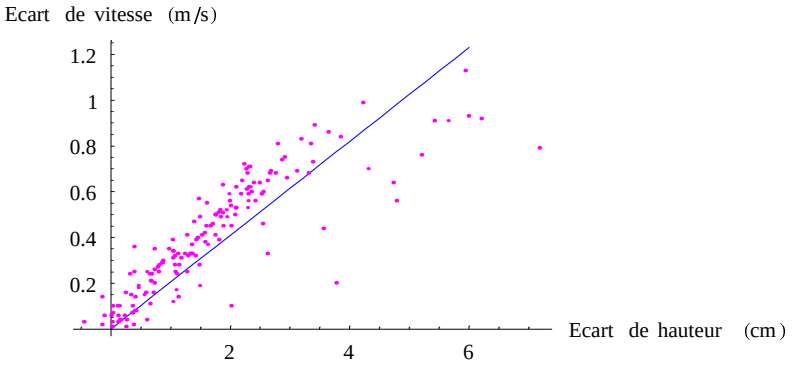


Figure 9 : Relation entre les écarts de vitesse depuis un minimum local vers le maximum local suivant, et les écarts de hauteur correspondants dans le collecteur, pour l'épisode du 2 mars 2003

Pour cet ensemble de valeurs, une régression linéaire passant par l'origine conduit à une droite d'équation y = 0.205 x pour un coefficient de régression R^2 = 0.897 (droite bleue sur la figure 9).

On peut donc s'attendre dans ce cas précis à l'observation d'un phénomène transitoire découlant du fonctionnement interne du réseau de collecteurs, pour lequel l'écoulement paraît localement proche d'un écoulement uniforme. Ceci reste paradoxal, et demande une réflexion plus poussée sur ce qui est susceptible de créer de telles perturbations de l'écoulement dans le réseau de collecteurs.

Examen d'un épisode partiellement en régime fluvial avec mise en charge (21/12/2002)

L'épisode du 21/12/2002 présente pour une grande part un écoulement fluvial, comme le montre la figure 10 ci-dessous.

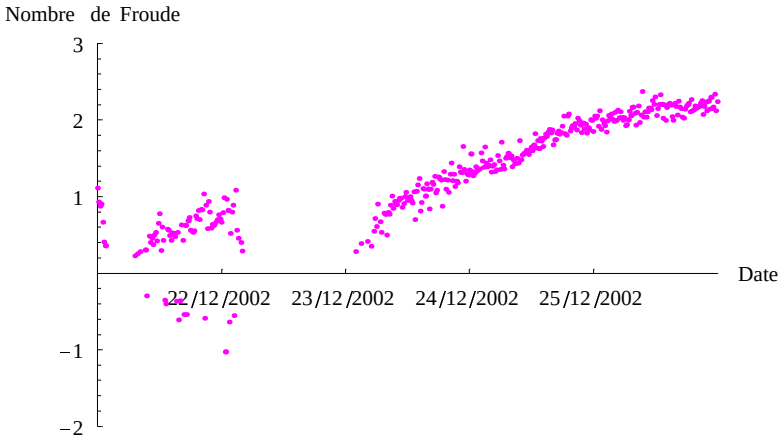


Figure 10 : Visualisation du nombre de Froude pendant l'épisode du 21 décembre 2002.

Les variations de hauteur et de vitesse sont représentées sur les deux figures qui suivent. Les fluctuations de hauteur paraissent d'une plus faible amplitude relative que dans le cas du 2 mars 2003. en revanche les fluctuations de vitesses sont plus irrégulières.

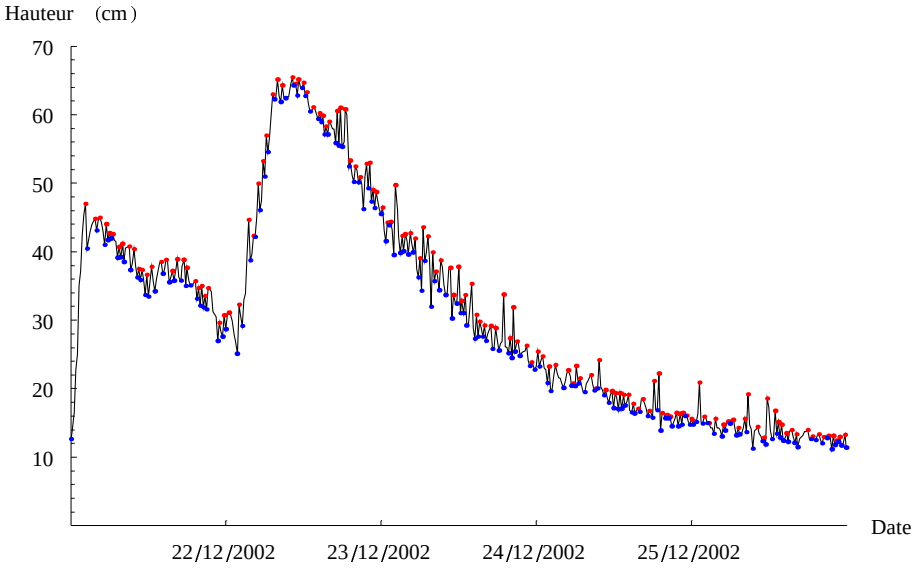


Figure 11 : Chronique des hauteurs pendant l'épisode du 21 décembre 2002. Les maxima relatifs ont été portés en rouge, les minima relatifs en bleu.

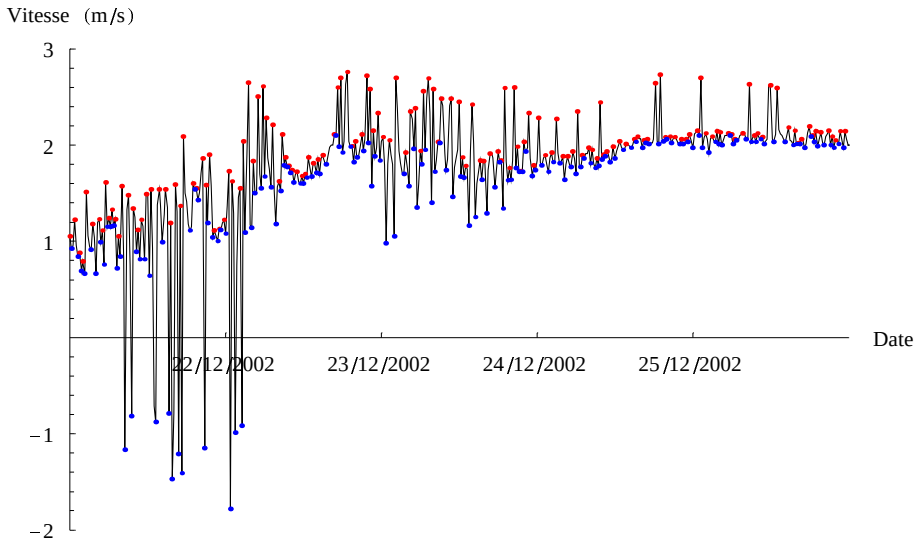


Figure 12 : Chronique des vitesses pendant l'épisode du 21 décembre 2002. Les maxima relatifs ont été portés en rouge, les minima relatifs en bleu.

Il n'a pas été possible d'identifier de caractéristique particulière pour ces fluctuations. Tout au plus peut on repérer, sur le diagramme hauteur relative / vitesse ci-dessous, l'apparition de vitesses négatives dans des conditions qui sont à la fois la zone de transition qui précède la mise en charge ($0.67 < y/d < 1.05$), et le passage en régime fluvial (matérialisé par la courbe rouge). Ces grandes variations de vitesse ne sont quasiment pas accompagnées de variations de hauteur.

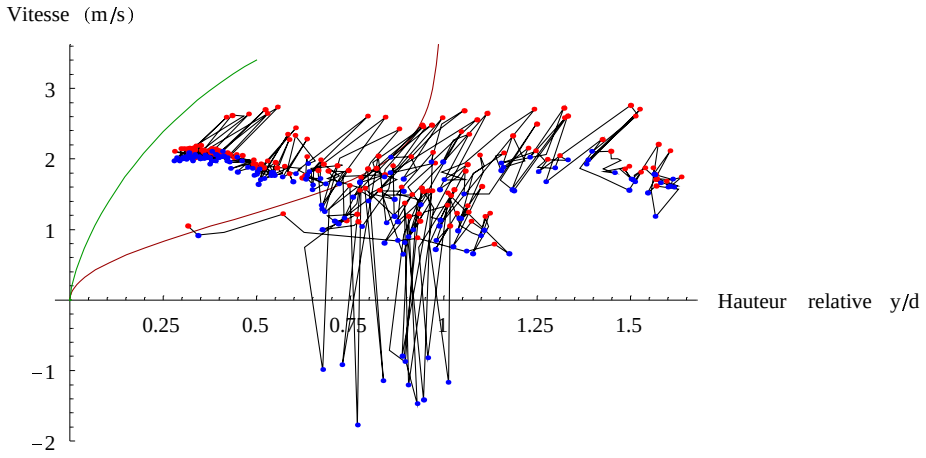


Figure 13 : Diagramme des vitesse en fonction de la hauteur relative pour l'épisode du 21 décembre 2002. Les maxima et minima locaux sont portés en rouge et bleu respectivement. La courbe verte représente une loi de Manning-Strickler pour une pente de 10 % et un coefficient de rugosité de 50 $m^{1/3}/s$. La courbe rouge est la frontière entre le régime fluvial et le régime torrentiel.

On peut identifier sur cette courbe des fluctuations qui, contrairement aux fluctuations verticales autour de la mise en charge, ont une orientation commune. Cette orientation commune se retrouve dans le graphe de corrélation des écarts, mais sans grande validité de la régression (y = 0.139 x, R^2= 0.239), d'autant que cette orientation commune ne s'appuie pas sur une courbe particulière, contrairement au cas de la figure 9.

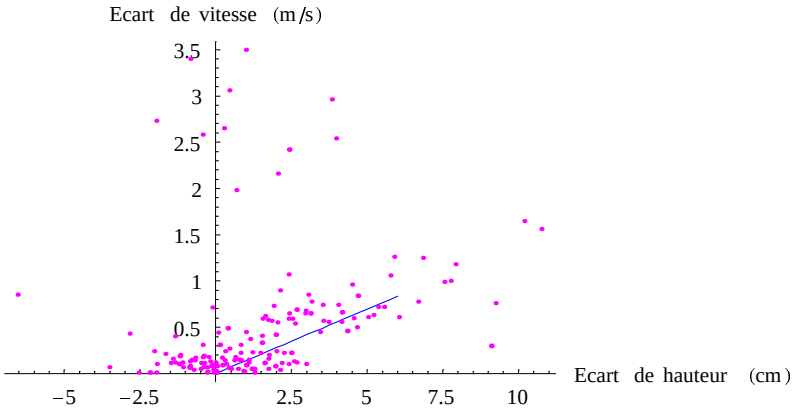


Figure 14 : Relation entre les écarts de vitesse depuis un minimum local vers le maximum local suivant, et les écarts de hauteur correspondants dans le collecteur, pour l'épisode du 21 décembre 2002

C'est l'examen de l'épisode du 2 février 2003 qui confirmera cette corrélation (y = 0.122 x, R^2= 0.892), mais essentiellement dans la plage d'écoulement torrentiel, l'écoulement fluvial n'étant qu'effleuré au cours de cet épisode (sans toutefois que cela s'accompagne de l'apparition d'irrégularités quelconques).

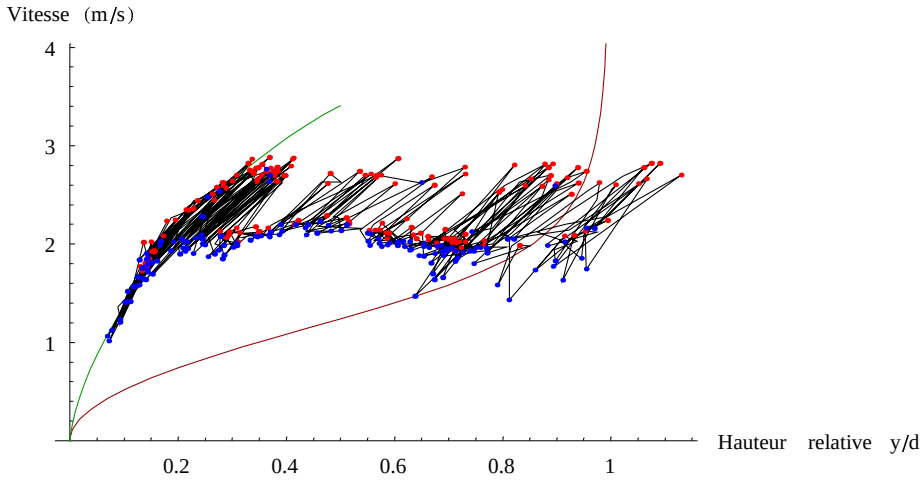


Figure 15 : Diagramme des vitesse en fonction de la hauteur relative pour l'épisode du 2 février 2003. Les maxima et minima locaux sont portés en rouge et bleu respectivement. La courbe verte représente une loi de Manning-Strickler pour une pente de 10 % et un coefficient de rugosité de 50 $m^{1/3}/s$. La courbe rouge est la frontière entre le régime fluvial et le régime torrentiel.

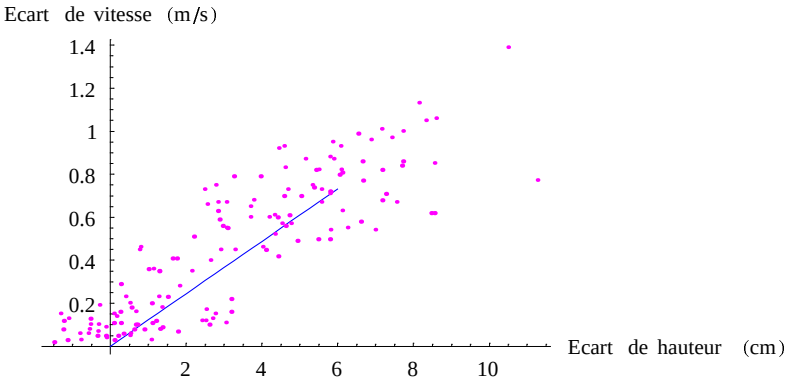


Figure 16 : Relation entre les écarts de vitesse depuis un minimum local vers le maximum local suivant, et les écarts de hauteur correspondants dans le collecteur, pour l'épisode du 2 février 2003

Détail des calculs

Nous présentons dans cette partie le détail des calculs ayant servi à l'établissement des résultats précédents. Les commentaires sont en italiques, et précèdent les cellules de calcul. Les résultats, lorsqu'ils ne sont pas sous forme de graphique, son en caractères gras, et accompagnés à gauche d'un carré gris.

Analyse globale des fluctuations rapides des observations en "PZ1"

Définition du répertoire de lecture des données

```
SetDirectory[
"\\\\anato\\derf$\\ralentissement dynamique\\melarchez\\mesures\\
longues périodes\\"]
```

■ **\\anato\derf$\ralentissement dynamique\melarchez\mesures\longues périodes**

On définit une fonction de lecture de fichiers ASCII de valeurs. Le format est conventionnellement le suivant : une ligne unique dénomme les colonnes, sans caractères accentués. Les données sont réparties en colonnes à partir de la ligne suivante. Les colonnes sont séparées par des tabulations, les valeurs indéfinies (deux tabulations à la suite) sont autorisées. La liste retournée contient une première liste de chaînes de caractères, constituant l'en-tête des colonnes, puis le tableau à deux dimensions des valeurs, converties en nombres.

```
LectureFichierValeurs[NomFichier_String] :=
Module[{Liste},
(Liste = ReadList[OpenRead[NomFichier], Word, RecordLists → True,
WordSeparators → "\t", RecordSeparators → "\n", NullWords → True];
Close[NomFichier]; {First[Liste], ToExpression[Drop[Liste, 1]]})]
```

Lecture du fichier d'ensemble des données valides

```
Data1 = LectureFichierValeurs["pz1_valides.txt"];
```

Rappel de la nature des données lues

```
Data1[[1]] // TableForm
```

■

Date
Niveau cm
Vitesse m/s
Débit l/s PZ1
Q calculé PZ1 l/s

Repérage des limites de dates pour les données (format de date issu de l'exportation par Microsoft EXCEL)

```
TableForm[{Min[#[[1]] & /@ Data1[[2]]], Max[#[[1]] & /@ Data1[[2]]]}]
```

```
36554.3
37698.6
```

Extraction des données correspondant à la plage de données disponibles en "PZ5" (voir annexe 2).

```
Data1 = {Data1[[1]], Cases[Data1[[2]], {a_, b__} /; a ≥ 37580.6 ∧ a ≤ 37698.6]};
```

Visualisationde la répartition des pas de temps en mn (de 7.5 à 67.5, par multiples de 15 mn)

```
DeltaTobs1 = Abs[Drop[#[[1]] & /@ Data1[[2]], 1] – Drop[#[[1]] & /@ Data1[[2]], –1]];
```

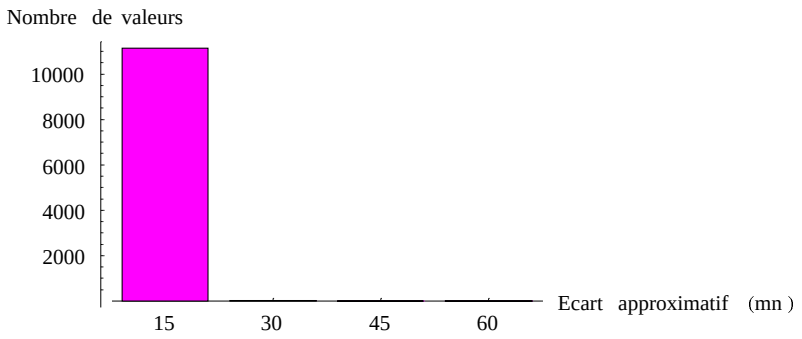
La fonction "bincounts" calculant la répartition par tranches de valeurs est chargée à partir du package aditionnel "Statistics"

```
<< Statistics`DataManipulation`
```

Les graphiques "barre" sont chargés à partir du package additionnel "Graphics"

```
<< Graphics`Graphics`
```

```
BarChart[BinCounts[24 * 60 * DeltaTobs1, {7.5, 67.5, 15}], BarStyle → {RGBColor[1., 0., 1.]},
  PlotRange → All, Background → GrayLevel[1.],
  TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
  Ticks → {Table[{i, 15 i}, {i, 1, 4}], Automatic},
  AxesLabel → {"Ecart approximatif(mn)", "Nombre de valeurs"},
  ImageSize → {300, Automatic}];
```



Extraction de chroniques de vitesse (listes de paires) à partir des colonnes 1 et 3 du fichier de données.

```
ChroniqueVitesse1 = #[[{1, 3}]] & /@ Data1[[2]];
```

Identification des pointes de vitesse

```
Liste = Last /@ ChroniqueVitesse1;

EstPic = Function[Test, Liste⟦Test − 1⟧ − Liste⟦Test⟧ < 0 ∧ Liste⟦Test + 1⟧ − Liste⟦Test⟧ ≤ 0] /@
  Range[2, Length[Liste] − 1] /. {False → 0, True → 1};

RangsPics = Flatten[Position[EstPic, 1]] + 1;

EstCreux =
 Function[Test, Liste⟦Test − 1⟧ − Liste⟦Test⟧ > 0 ∧ Liste⟦Test + 1⟧ − Liste⟦Test⟧ ≥ 0] /@
  Range[2, Length[Liste] − 1] /. {False → 0, True → 1};

RangsCreux = (Flatten[−Position[EstCreux, 1]] − 1);

Pointes = Sort[RangsCreux ⋃ RangsPics, Abs[#1] < Abs[#2] &];
VraiesPointesVitesse1 =
 Select[Drop[Pointes, −1], Sign[Pointes⟦Position[Pointes, #]⟦1, 1⟧ + 1⟧] ≠ Sign[#] &];
VraiesPointesVitesse1 = Prepend[VraiesPointesVitesse1, −2];
VraiesPointesVitesse1 = Append[VraiesPointesVitesse1, −Length[Liste] + 1];
VraiesPointesVitesse1 = First /@ Split[VraiesPointesVitesse1];

PicsVitesse1 = ChroniqueVitesse1⟦Select[VraiesPointesVitesse1, Positive]⟧;

CreuxVitesse1 = ChroniqueVitesse1⟦−Select[VraiesPointesVitesse1, Negative]⟧;
```

On s'assure que le premier et le dernier points identifiés sont des creux

```
NumberForm[First[First[#]], 10] & /@ {CreuxVitesse1, PicsVitesse1}
```

■ **{37580.61458, 37580.625}**

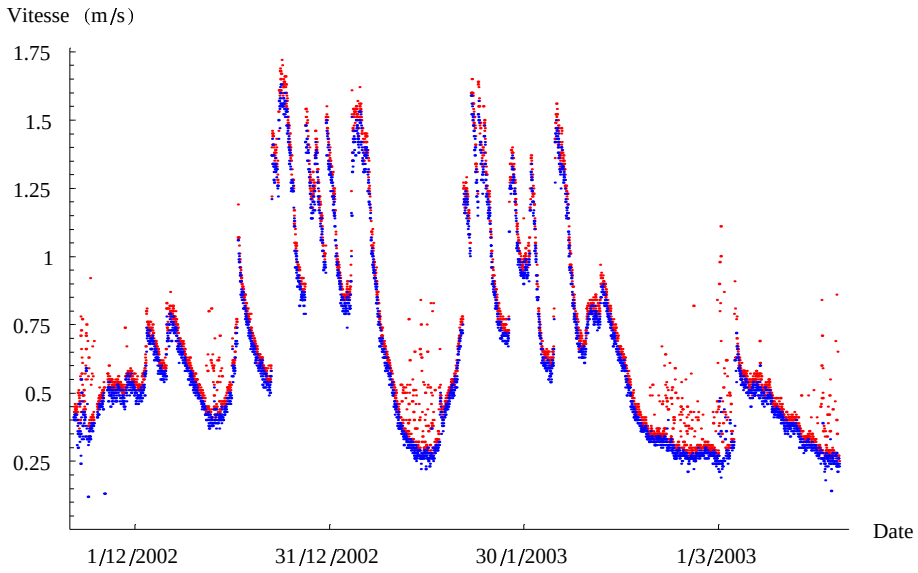
```
NumberForm[First[Last[#]], 10] & /@ {PicsVitesse1, CreuxVitesse1}
```

■ **{37698.57292, 37698.58333}**

Tracé de l'ensemble des pointes, pour l'hiver 2002-2003, pics en rouge et creux en bleu. Les dates numériques sont transcrites en données calendaires au moyen du package additionnel " Miscellaneous"

```
<< Miscellaneous`Calendar`
```

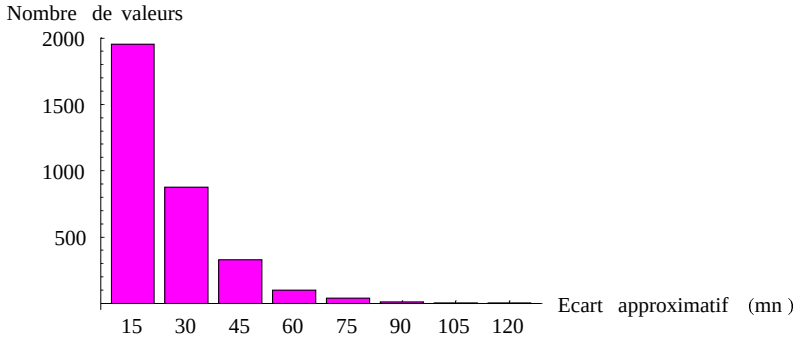
```
Show[ListPlot[PicsVitesse1, PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 0.], PointSize[0.003]},
  DisplayFunction → Identity],
 ListPlot[CreuxVitesse1, PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 1.], PointSize[0.003]},
  DisplayFunction → Identity], AxesOrigin → {37580., 0.}, Background → GrayLevel[1.],
 TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
 Ticks →
  {Table[
    {37530 + 30 i,
     ToString[StringForm["“ /“ /“ ",
      Sequence @@ Reverse[DaysPlus[{1899, 12, 31}, 37530 + 30 i]]]]}, {i, 1, 5}],
   Automatic}, AxesLabel → {"Date ", "Vitesse (m/s)"},
 PlotRange → {{37580, 37700}, {0, Automatic}}, ImageSize → {350, Automatic},
 DisplayFunction → $DisplayFunction];
```



Calcul de l'écart de temps creux → sommet, puis tracé de sa répartition par multiple de 15 mn entre 0 et 150 mn

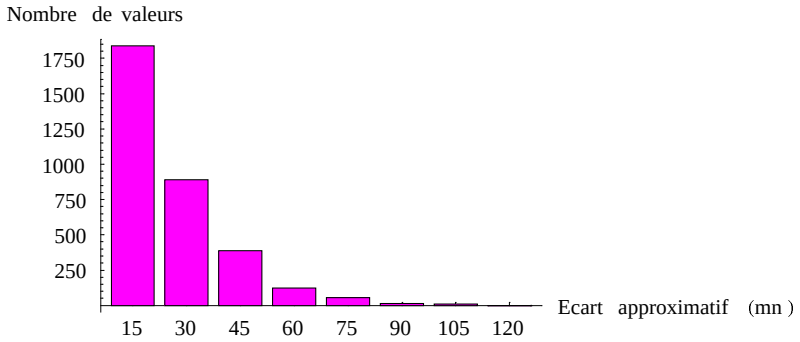
```
DeltaTmontant1 = First /@ PicsVitesse1 – Drop[First /@ CreuxVitesse1, –1];
```

```
BarChart[BinCounts[24 * 60 * DeltaTmontant1, {7.5, 127.5, 15}],
 BarStyle → {RGBColor[1., 0., 1.]}, PlotRange → All, Background → GrayLevel[1.],
 TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
 Ticks → {Table[{i, 15 i}, {i, 1, 8}], Automatic},
 AxesLabel → {"Ecart approximatif(mn)", "Nombre de valeurs"},
 ImageSize → {300, Automatic}];
```



Calcul de l'écart de temps sommet → creux, puis tracé de sa répartition par multiple de 15 mn entre 7.5 et 127.5 mn

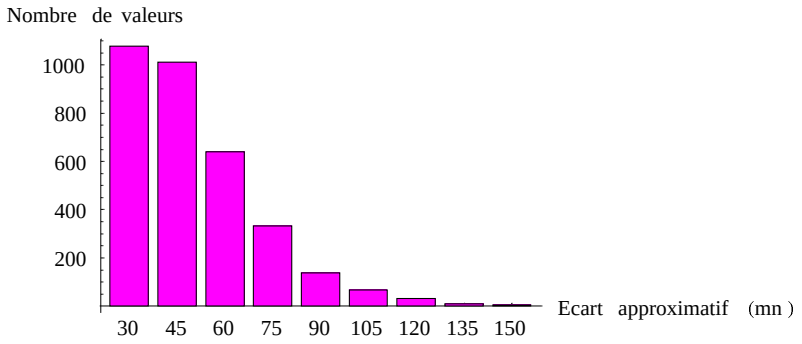
```
DeltaTdescendant1 = – First /@ PicsVitesse1 + Drop[First /@ CreuxVitesse1, 1];

BarChart[BinCounts[24 * 60 * DeltaTdescendant1, {7.5, 127.5, 15}],
BarStyle → {RGBColor[1., 0., 1.]}, PlotRange → All, Background → GrayLevel[1.],
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
Ticks → {Table[{i, 15 i}, {i, 1, 8}], Automatic},
AxesLabel → {"Ecart approximatif(mn)", "Nombre de valeurs"},
ImageSize → {300, Automatic}];
```



Calcul de l'écart de temps creux → creux, puis tracé de sa répartition par multiple de 15 mn entre 27.5 et 157.5 mn

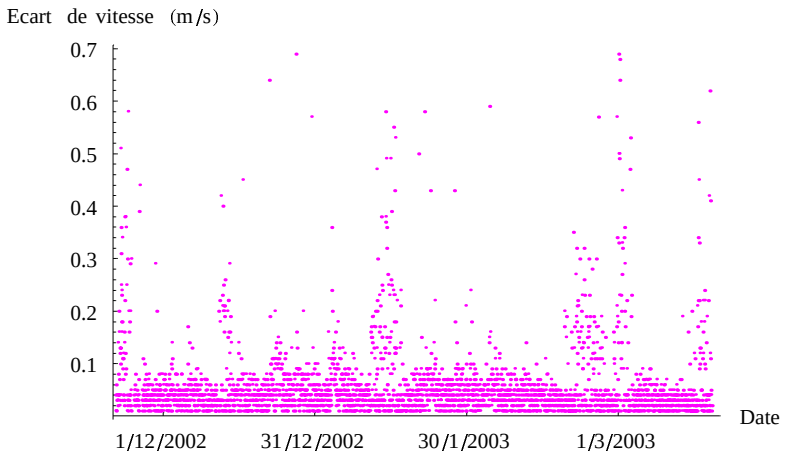
```
DeltaTpointe1 = Drop[First /@ CreuxVitesse1, 1] – Drop[First /@ CreuxVitesse1, –1];
```

```
BarChart[BinCounts[24 * 60 * DeltaTpointe1, {27.5, 157.5, 15}],
BarStyle → {RGBColor[1., 0., 1.]}, PlotRange → All, Background → GrayLevel[1.],
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
Ticks → {Table[{i, 15 i + 15}, {i, 1, 10}], Automatic},
AxesLabel → {"Ecart approximatif(mn)", "Nombre de valeurs"},
ImageSize → {300, Automatic}];
```



Calcul puis tracé des variations de vitesse, datées au creux de départ correspondant

```
DeltaV1 =
Transpose[{Drop[First /@ CreuxVitesse1, −1],
Last /@ PicsVitesse1 − Drop[Last /@ CreuxVitesse1, −1]}];

ListPlot[DeltaV1, PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 1.], PointSize[0.005]},
AxesOrigin → {37580., 0.}, Background → GrayLevel[1.],
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
Ticks →
{Table[
{37530 + 30 i,
ToString[StringForm["‘ /‘ /‘ ",
Sequence @@ Reverse[DaysPlus[{1899, 12, 31}, 37530 + 30 i]]]]}, {i, 1, 5}],
Automatic}, AxesLabel → {"Date ", "Ecart de vitesse (m/s)"},
PlotRange → {{37580, 37700}, All}, ImageSize → {300, Automatic}];
```

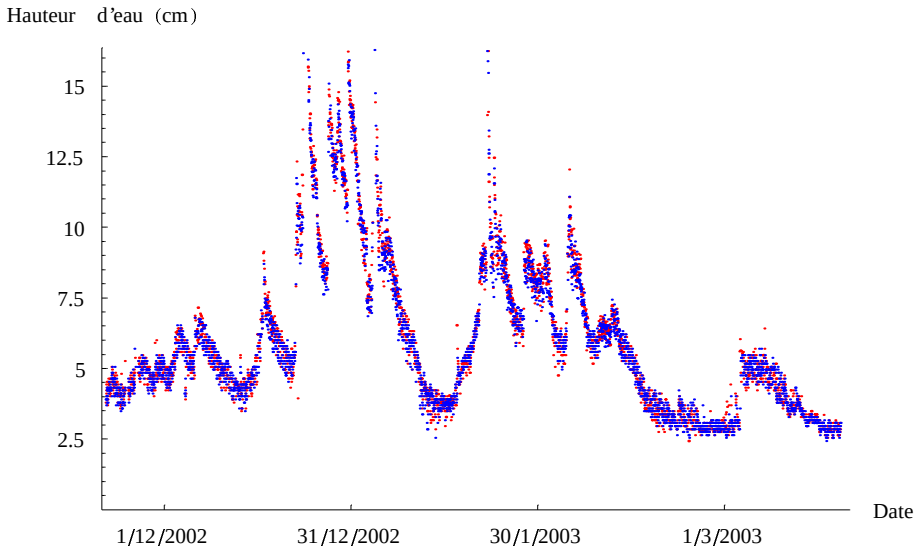


Extraction de chroniques de hauteur à partir des colonnes 1 et 4 du fichier de données.

```
ChroniqueHauteur1 = #[[{1, 2}]] & /@ Data1[[2]];
```

Tracé, pour l'hiver 2002-2003, des hauteurs aux rangs des pointes de vitesse, points correspondant aux pics de vitesse en rouge et points correspondant aux creux en bleu

```
Show[ListPlot[ChroniqueHauteur1[[Select[VraiesPointesVitesse1, Positive]]],
PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 0.], PointSize[0.003]}, DisplayFunction → Identity],
ListPlot[ChroniqueHauteur1[[-Select[VraiesPointesVitesse1, Negative]]],
PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 1.], PointSize[0.003]}, DisplayFunction → Identity],
AxesOrigin → {37580., 0.}, Background → GrayLevel[1.],
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
Ticks →
{Table[
{37530 + 30 i,
ToString[StringForm["“ /“ /“ ",
Sequence @@ Reverse[DaysPlus[{1899, 12, 31}, 37530 + 30 i]]]]}, {i, 1, 5}],
Automatic}, AxesLabel → {"Date ", "Hauteur d'eau (cm)"},
PlotRange → {{37580, 37700}, {0, Automatic}}, ImageSize → {350, Automatic},
DisplayFunction → $DisplayFunction];
```



Recherche des creux de hauteur qui ne sont pas des creux de vitesse

```
Liste = Last /@ ChroniqueHauteur1;

EstPic = Function[Test, Liste⟦Test − 1⟧ − Liste⟦Test⟧ < 0 ∧ Liste⟦Test + 1⟧ − Liste⟦Test⟧ ≤ 0] /@
Range[2, Length[Liste] − 1] /. {False → 0, True → 1};

RangsPics = Flatten[Position[EstPic, 1]] + 1;

EstCreux =
Function[Test, Liste⟦Test − 1⟧ − Liste⟦Test⟧ > 0 ∧ Liste⟦Test + 1⟧ − Liste⟦Test⟧ ≥ 0] /@
Range[2, Length[Liste] − 1] /. {False → 0, True → 1};

RangsCreux = (Flatten[−Position[EstCreux, 1]] − 1);

Pointes = Sort[RangsCreux ⋃ RangsPics, Abs[#1] < Abs[#2] &];
VraiesPointesHauteur1 =
Select[Drop[Pointes, −1], Sign[Pointes⟦Position[Pointes, #]⟦1, 1⟧ + 1⟧] ≠ Sign[#] &];
VraiesPointesHauteur1 = Prepend[VraiesPointesHauteur1, −2];
VraiesPointesHauteur1 = Append[VraiesPointesHauteur1, −Length[Liste] + 1];
VraiesPointesHauteur1 = First /@ Split[VraiesPointesHauteur1];

PicsHauteur1 = ChroniqueHauteur1⟦Select[VraiesPointesHauteur1, Positive]⟧;

CreuxHauteur1 = ChroniqueHauteur1⟦−Select[VraiesPointesHauteur1, Negative]⟧;
```

On écrit pour les comparer le nombre total de données, les nombre de creux de hauteur, de creux de vitesse, le nombre de creux de hauteur qui ne sont pas des creux de vitesse, puis on trace le graphe en barres de la répartition des intervalles de temps minimaux en minutes entre les creux de vitesse et de hauteur (de - 7.5 à 127.5 mn, par tranches de 15 mn, la première tranche correspond donc aux creux simultanés)

```
Length[Last[Data1]]
Length[CreuxHauteur1]
Length[CreuxVitesse1]
Length[Complement[First /@ CreuxHauteur1, First /@ CreuxVitesse1]]
```

11192

3477

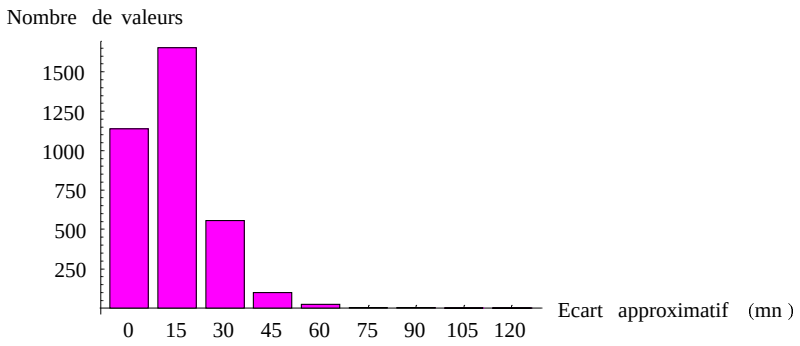
3328

2340

```
BinCounts[
Function[i, 24 * 60 * Min[Abs[First[CreuxHauteur1[[i]]] - #] & /@ (First /@ CreuxVitesse1)]] /@
Range[1, Length[CreuxHauteur1]], {-7.5, 127.5, 15}]
```

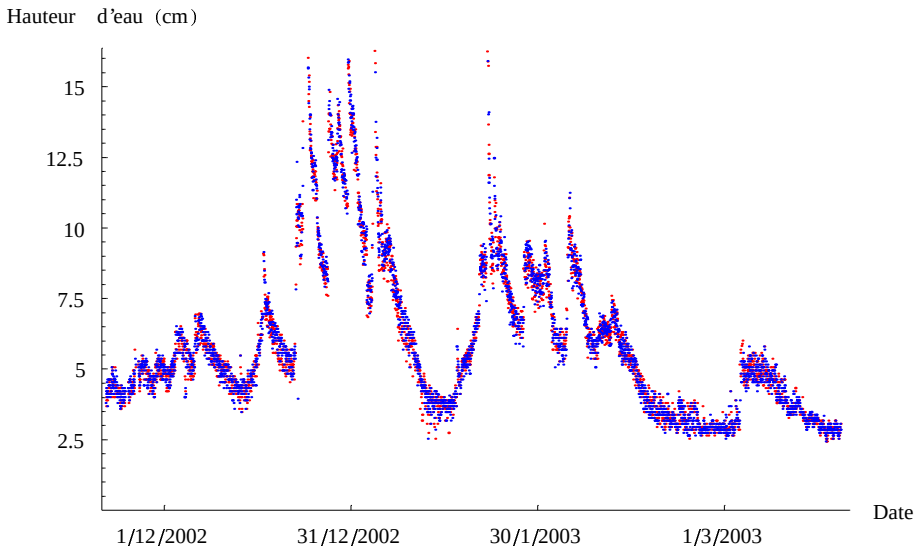
{1137, 1651, 556, 99, 25, 3, 3, 2, 0}

```
BarChart[%, BarStyle → {RGBColor[1., 0., 1.]}, PlotRange → All, Background → GrayLevel[1.],
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
Ticks → {Table[{i, 15 i - 15}, {i, 1, 9}], Automatic},
AxesLabel → {"Ecart approximatif(mn)", "Nombre de valeurs"},
ImageSize → {300, Automatic}];
```



Nouveau tracé, pour l'hiver 2002-2003, des hauteurs aux rangs des pointes de vitesse, décalés d'une unité , points correspondant aux pics de vitesse en rouge et points correspondant aux creux en bleu

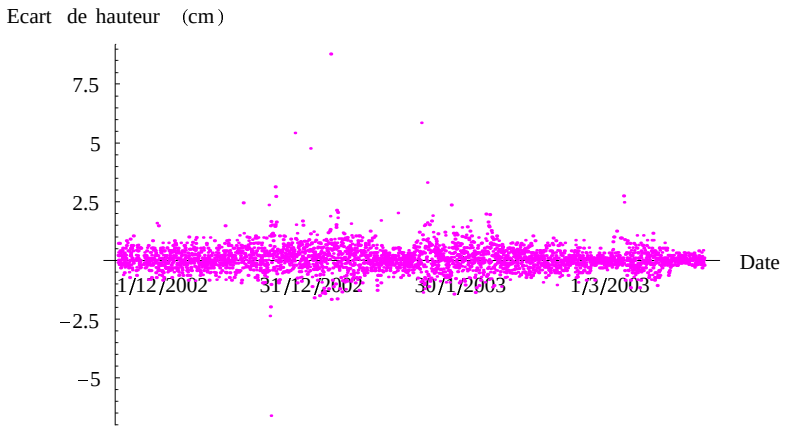
```
Show[ListPlot[ChroniqueHauteur1[[Select[VraiesPointesVitesse1, Positive] + 1]],
PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 0.], PointSize[0.003]}, DisplayFunction → Identity],
ListPlot[ChroniqueHauteur1[[-Select[VraiesPointesVitesse1, Negative] + 1]],
PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 1.], PointSize[0.003]}, DisplayFunction → Identity],
AxesOrigin → {37580., 0.}, Background → GrayLevel[1.],
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
Ticks →
{Table[
{37530 + 30 i,
ToString[StringForm["“ /“ /“ ",
Sequence @@ Reverse[DaysPlus[{1899, 12, 31}, 37530 + 30 i]]]]}, {i, 1, 5}],
Automatic}, AxesLabel → {"Date ", "Hauteur d'eau (cm)"},
PlotRange → {{37580, 37700}, {0, Automatic}}, ImageSize → {350, Automatic},
DisplayFunction → $DisplayFunction];
```



Calcul puis tracé des variations de hauteur pour les pointes de vitesse

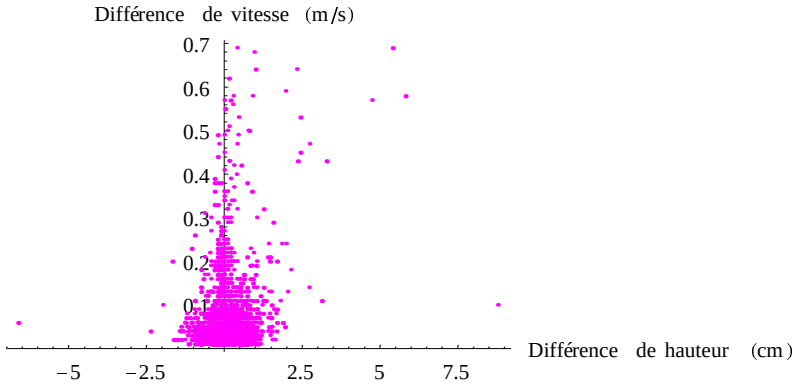
```
DeltaH1 =
Transpose[{Drop[First /@ CreuxVitesse1, -1],
Last /@ ChroniqueHauteur1[[Select[VraiesPointesVitesse1, Positive]]] -
Drop[Last /@ ChroniqueHauteur1[[-Select[VraiesPointesVitesse1, Negative]]], -1]}];
```

```
ListPlot[DeltaH1, PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 1.], PointSize[0.005]},
AxesOrigin → {37580., 0.}, Background → GrayLevel[1.],
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
Ticks →
{Table[
{37530 + 30 i,
ToString[StringForm["‘ /‘ /‘ ",
Sequence @@ Reverse[DaysPlus[{1899, 12, 31}, 37530 + 30 i]]]]}, {i, 1, 5}],
Automatic}, AxesLabel → {"Date ", "Ecart de hauteur (cm)"}, PlotRange → All,
ImageSize → {300, Automatic}];
```



Tracé des écarts de vitesse en fonction des écarts de hauteur, pour les pointes de vitesse

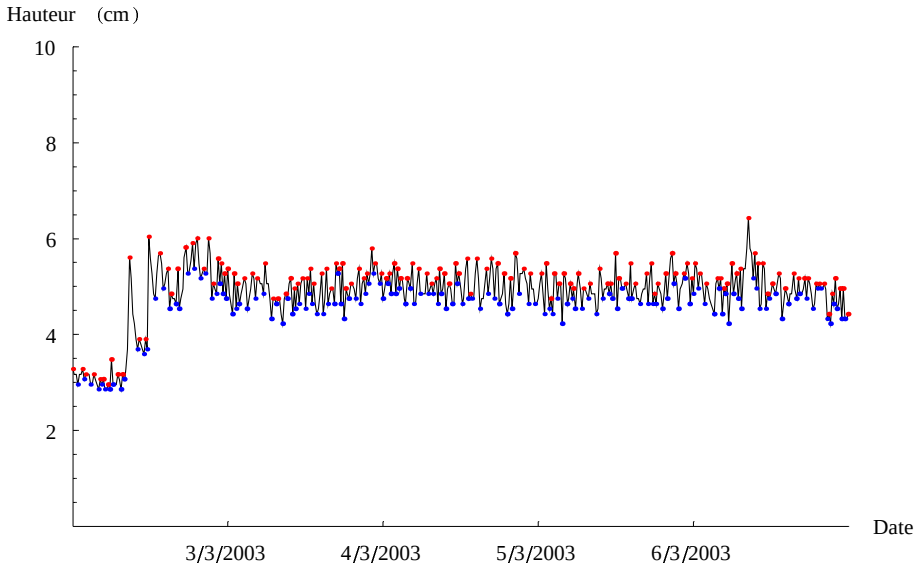
```
ListPlot[Transpose[{Last /@ DeltaH1, Last /@ DeltaV1}],
PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 1.], PointSize[0.008]}, Background → GrayLevel[1.],
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
AxesLabel → {"Différence de hauteur (cm) ", "Différence de vitesse (m/s)"},
PlotRange → All, ImageSize → {300, Automatic}];
```



Etude de l'épisode du 2/3/2003 en "PZ1"

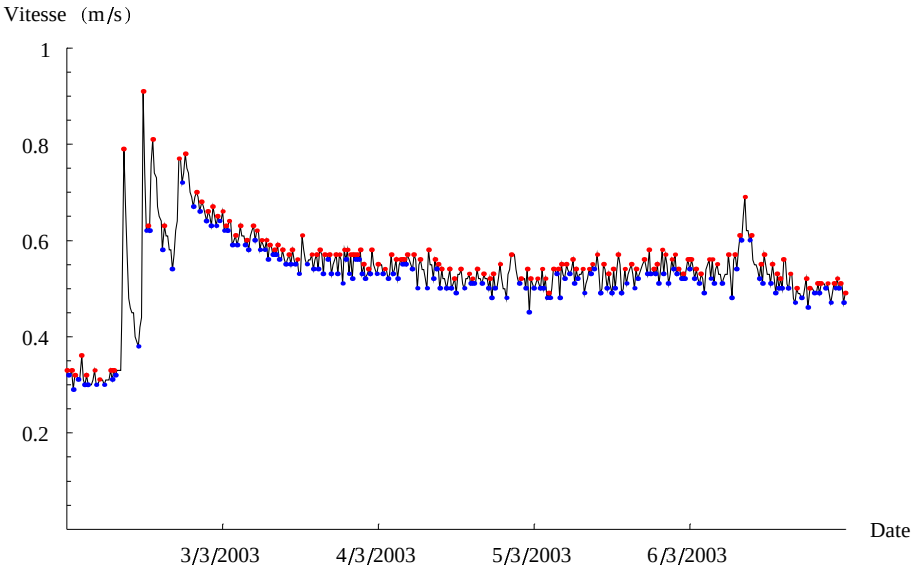
Tracé de la chronique de hauteur, en identifiant les pics et les creux, pour l'épisode du 02/03/2003

```
Show[ListPlot[ChroniqueHauteur1, PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 0.]}, PlotJoined → True,
  DisplayFunction → Identity],
 ListPlot[PicsHauteur1, PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 0.], PointSize[0.006]},
  DisplayFunction → Identity],
 ListPlot[CreuxHauteur1, PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 1.], PointSize[0.006]},
 DisplayFunction → Identity], AxesOrigin → {37682, 0.}, Background → GrayLevel[1.],
 TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
 Ticks →
 {Table[
 {37681 + i,
 ToString[StringForm["“ /“ /“ ",
 Sequence @@ Reverse[DaysPlus[{1899, 12, 31}, 37680 + i]]]]}, {i, 1, 5}],
 Automatic}, AxesLabel → {"Date ", "Hauteur (cm)"},
 PlotRange → {{37682, 37687}, {0, 10}}, ImageSize → {350, Automatic},
 DisplayFunction → $DisplayFunction];
```



Tracé de la chronique de vitesse, en identifiant les pics et les creux, pour l'épisode du 02/03/2003

```
Show[ListPlot[ChroniqueVitesse1, PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 0.]}, PlotJoined → True,
DisplayFunction → Identity],
ListPlot[PicsVitesse1, PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 0.], PointSize[0.006]},
DisplayFunction → Identity],
ListPlot[CreuxVitesse1, PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 1.], PointSize[0.006]},
DisplayFunction → Identity], AxesOrigin → {37682, 0.}, Background → GrayLevel[1.],
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
Ticks →
{Table[
{37681 + i,
ToString[StringForm["“ /“ /“ ",
Sequence @@ Reverse[DaysPlus[{1899, 12, 31}, 37680 + i]]]]}, {i, 1, 5}],
Automatic}, AxesLabel → {"Date ", "Vitesse (m/s)"}, PlotRange → {{37682, 37687}, {0, 1}},
ImageSize → {350, Automatic}, DisplayFunction → $DisplayFunction];
```

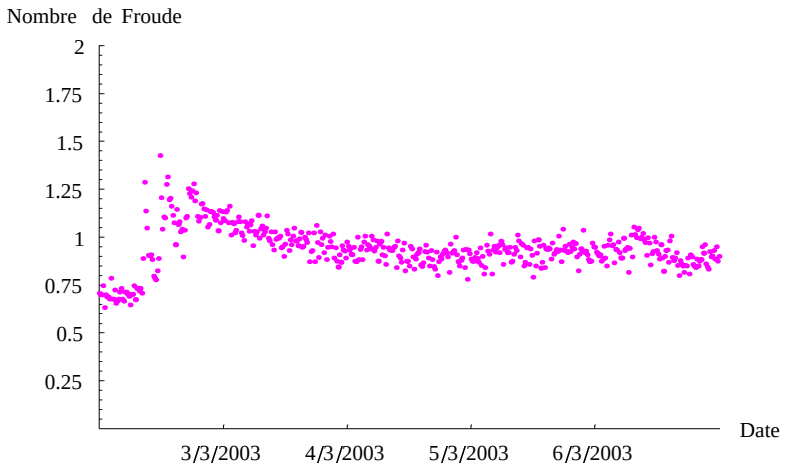


Calcul de la valeur minimale du nombre de Froude sur cette période, et tracé de ses variations pour l'écoulement à surface libre

$$\text{Min}\left[\text{Last}/@\,\text{Cases}[\text{ChroniqueVitesse1},\{a\_,\,b\_\}/;\,a\geq 37682\wedge a\leq 37687]\right]\Big/$$
$$\left(\sqrt{\left(9.81\,\frac{1}{0.4\,\text{Sin}\left[\text{ArcCos}\left[1-\frac{\text{Last}/@\text{Cases}[\text{ChroniqueHauteur1},\{a\_,b\_\}/;a\geq 37682\wedge a\leq 37687]}{20}\right]\right]}\right.\right.$$
$$0.2^2$$
$$\left(\text{ArcCos}\left[1-\frac{\text{Last}/@\,\text{Cases}[\text{ChroniqueHauteur1},\{a\_,\,b\_\}/;\,a\geq 37682\wedge a\leq 37687]}{20}\right]-\right.$$
$$\text{Sin}\Big[$$
$$\text{ArcCos}\Big[$$
$$1-\frac{1}{20}\,(\text{Last}/@\,\text{Cases}[\text{ChroniqueHauteur1},$$
$$\{a\_,\,b\_\}/;\,a\geq 37682\wedge a\leq 37687])\Big]\Big]$$
$$\left.\left.\left.\left(1-\frac{\text{Last}/@\,\text{Cases}[\text{ChroniqueHauteur1},\{a\_,\,b\_\}/;\,a\geq 37682\wedge a\leq 37687]}{20}\right)\right)\right)\right)\Big]$$

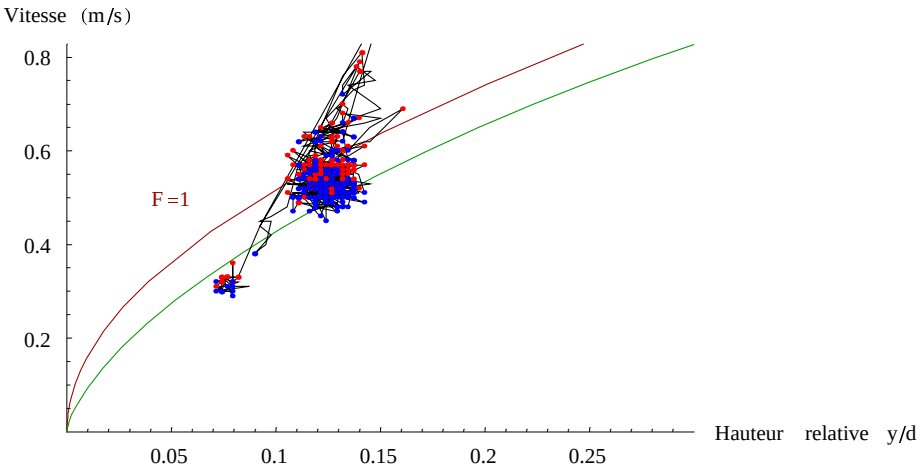
■ **0.631564**

```
ListPlot[
Cases[Transpose[{First /@ Cases[ChroniqueVitesse1, {a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687],
Last /@ Cases[ChroniqueVitesse1, {a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687]} /
(Sqrt[9.81 1/(0.4 Sin[ArcCos[1 - Last/@Cases[ChroniqueHauteur1,{a_,b_}/;a≥37682∧a≤37687]/20]])]
0.2^2
(ArcCos[1 - 1/20 (Last /@ Cases[ChroniqueHauteur1,
{a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687])] -
Sin[ArcCos[1 - 1/20 (Last /@ Cases[ChroniqueHauteur1,
{a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687])]]
(1 - 1/20 (Last /@ Cases[ChroniqueHauteur1,
{a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687])))^2)}], {x_, y_} /; y ∈ Reals],
PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 1.], PointSize[0.008]}, AxesOrigin → {37682., 0.},
Background → GrayLevel[1.],
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
Ticks →
{Table[
{37681 + i,
ToString[StringForm["“ /“ /“ ",
Sequence @@ Reverse[DaysPlus[{1899, 12, 31}, 37680 + i]]]]}, {i, 1, 5}],
Automatic}, AxesLabel → {"Date ", "Nombre de Froude"},
PlotRange → {{37682, 37687}, {0, 2}}, ImageSize → {300, Automatic}];
```



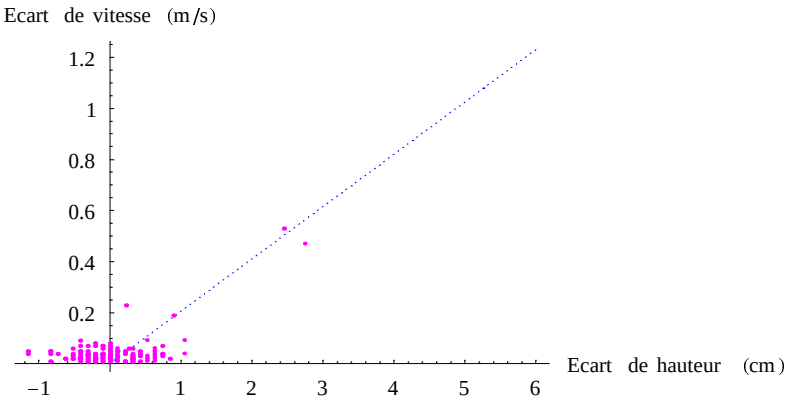
Tracé de la relation entre hauteur relative et vitesse, en identifiant les pics et les creux, pour l'épisode du 02/03/2003. Une courbe représentant la loi de Manning-Strickler avec i = 0.005 et K = 70 $m^{1/3}$ /s est portée en vert en arrière plan.

```
Show[ParametricPlot[{0.5 (1 - Cos[θ]), √(9.81 1/(0.4 Sin[θ]) 0.2^2 (θ - Sin[θ] Cos[θ]))},
{θ, 0, π}, PlotStyle → RGBColor[0.6, 0., 0.], DisplayFunction → Identity],
Graphics[{RGBColor[0.6, 0., 0.], Text["F=1", {0.05, 0.5}]}, DisplayFunction → Identity],
ParametricPlot[{0.5 (1 - Cos[θ]), 70 (0.2 (θ - Sin[θ] Cos[θ]))/(2 θ))^(2/3) 0.005^(1/2)}, {θ, 0, π/2},
PlotStyle → RGBColor[0., 0.6, 0.], DisplayFunction → Identity],
ListPlot[
Transpose[{Last /@ Cases[ChroniqueHauteur1, {a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687] / 40,
Last /@ Cases[ChroniqueVitesse1, {a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687]}],
PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 0.]}, PlotJoined → True, DisplayFunction → Identity],
ListPlot[
Transpose[
{Last /@ Cases[ChroniqueHauteur1[[Select[VraiesPointesVitesse1, Positive]]],
{a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687] / 40,
Last /@ Cases[ChroniqueVitesse1[[Select[VraiesPointesVitesse1, Positive]]],
{a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687]}],
PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 0.], PointSize[0.008]}, DisplayFunction → Identity],
ListPlot[
Transpose[
{Last /@ Cases[ChroniqueHauteur1[[-Select[VraiesPointesVitesse1, Negative]]],
{a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687] / 40,
Last /@ Cases[ChroniqueVitesse1[[-Select[VraiesPointesVitesse1, Negative]]],
{a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687]}],
PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 1.], PointSize[0.008]}, DisplayFunction → Identity],
Background → GrayLevel[1.],
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
AxesLabel → {"Hauteur relative y/d ", "Vitesse (m/s)"},
PlotRange → {{0, 0.3}, {0, Automatic}}, ImageSize → {350, Automatic},
DisplayFunction → $DisplayFunction];
```



Examen d'une corrélation éventuelle entre les écarts pour cet épisode (la droite en bleu est la droite de regression trouvée pour "PZ5", annexe 0)

```
Show[Plot[0.205 x, {x, 0, 6}, PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 1.], Dashing[{0.001, 0.01}]},
  DisplayFunction → Identity],
 ListPlot[Transpose[{Last /@ Cases[DeltaH1, {a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687],
   Last /@ Cases[DeltaV1, {a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687]}],
  PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 1.], PointSize[0.008]}, DisplayFunction → Identity],
 Background → GrayLevel[1.],
 TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
 AxesLabel → {"Ecart de hauteur (cm) ", "Ecart de vitesse (m/s)"}, PlotRange → All,
 ImageSize → {300, Automatic}, DisplayFunction → $DisplayFunction];
```



Application d'une régression linéaire à ces valeurs. La fonction de calcul de la regression est chargée à partir du package additionnel "Statistics"

```
<< Statistics`LinearRegression`
```

```
Regress[Transpose[{Last /@ Cases[DeltaH1, {a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687],
    Last /@ Cases[DeltaV1, {a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687]}], {x}, x,
  IncludeConstant → False]
```

— *DesignedRegress::tsos :*
Warning: the total sum of squares in the ANOVATable is uncorrected (not centered on the response mean) when there is no constant term in the model; it is designated U Total.

— *DesignedRegress::rsqr :*
Warning: the RSquared and AdjustedRSquared diagnostics are redefined when there is no constant term in the model.

■

{ParameterTable →

	Estimate	SE	TStat	PValue
x	0.0720683	0.0106696	6.75455	3.53567×10^{-10},

RSquared → 0.245787, AdjustedRSquared → 0.2404, EstimatedVariance → 0.00429578, ANOVATable →

	DF	SumOfSq	MeanSq	FRatio	PValue
ıdel	1	0.195991	0.195991	45.624	3.53566×10^{-10}
ror	140	0.601409	0.00429578		
Total	141	0.7974			

}

On vérifie que les données sont ici espacées d'un pas de temps fixe (aux imprécisions numériques près)

```
1 / Min[Drop[First /@ Cases[ChroniqueVitesse1, {a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687], 1] –
    Drop[First /@ Cases[ChroniqueVitesse1, {a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687], −1]]
(Min[Drop[First /@ Cases[ChroniqueVitesse1, {a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687], 1] –
    Drop[First /@ Cases[ChroniqueVitesse1, {a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687], −1]] –
  Max[Drop[First /@ Cases[ChroniqueVitesse1, {a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687], 1] –
    Drop[First /@ Cases[ChroniqueVitesse1, {a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687], −1]])
```

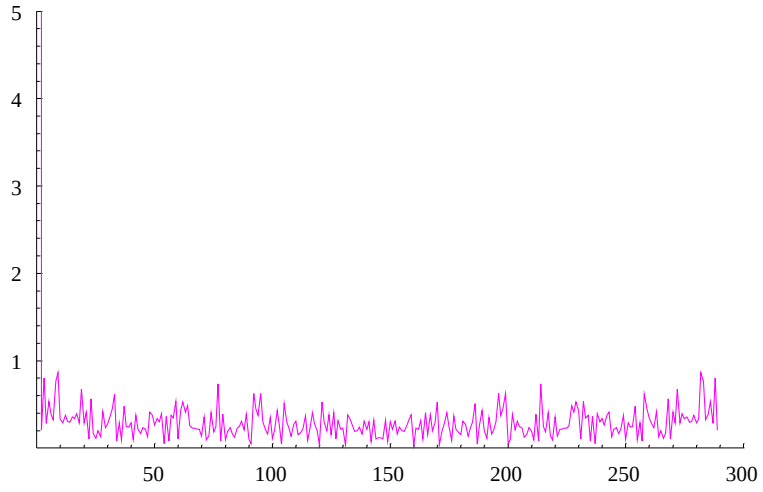
■ **−0.000960614**

La transformée de Fourier discrète est appliquée aux chroniques de vitesse et de hauteur

```
Max[Abs /@ Fourier[Last /@ Cases[ChroniqueHauteur1, {a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687]]]
```

■ **106.047**

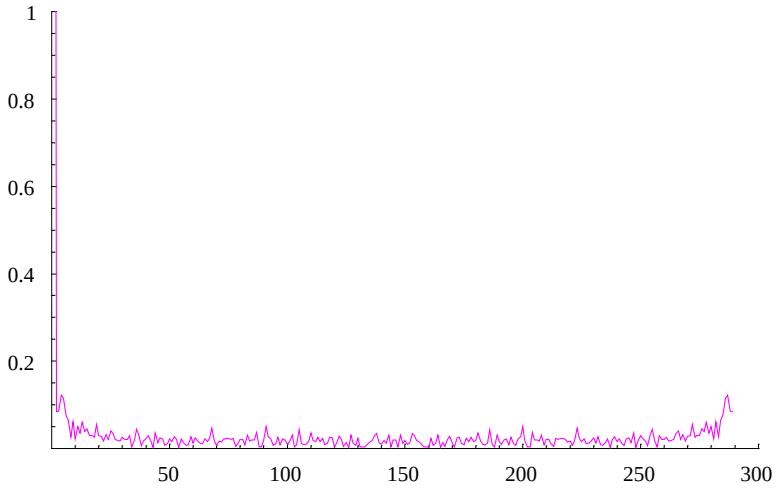
```
ListPlot[Abs /@ Fourier[Last /@ Cases[ChroniqueHauteur1, {a_, b_} /; a ≥ 37684 ∧ a ≤ 37687]],
  PlotJoined → True, PlotRange → {{0, 300}, {0, 5}},
  PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 1.], PointSize[0.008]}, Background → GrayLevel[1.],
  TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8}, AxesLabel → {"", ""},
  PlotRange → All, ImageSize → {300, Automatic}];
```




```
Max[Abs /@ Fourier[Last /@ Cases[ChroniqueVitesse1, {a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687]]]
```

11.7629

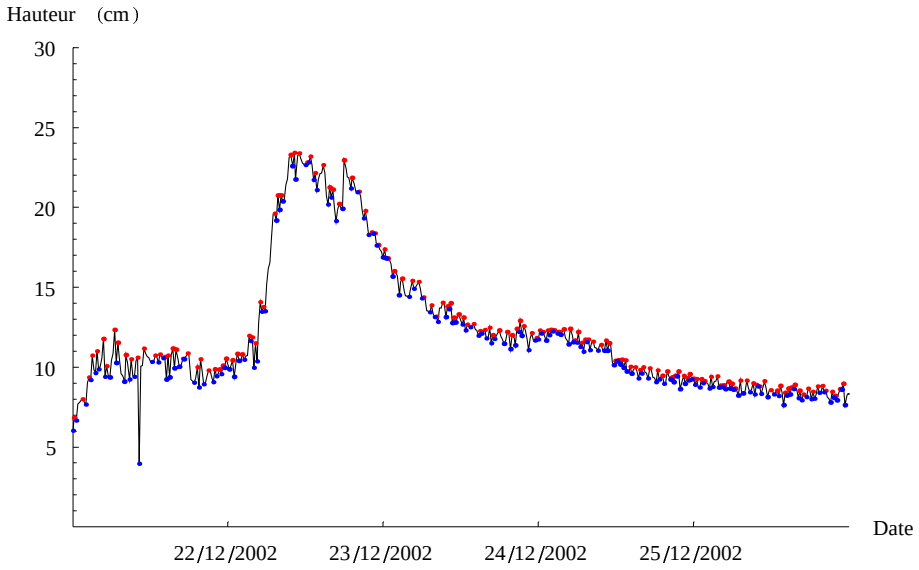
```
ListPlot[Abs /@ Fourier[Last /@ Cases[ChroniqueVitesse1, {a_, b_} /; a ≥ 37684 ∧ a ≤ 37687]],
  PlotJoined → True, PlotRange → {{0, 300}, {0, 1}},
  PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 1.], PointSize[0.008]}, Background → GrayLevel[1.],
  TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8}, AxesLabel → {"", ""},
  PlotRange → All, ImageSize → {300, Automatic}];
```



Etude de l'épisode du 21/12/2002, en "PZ1"

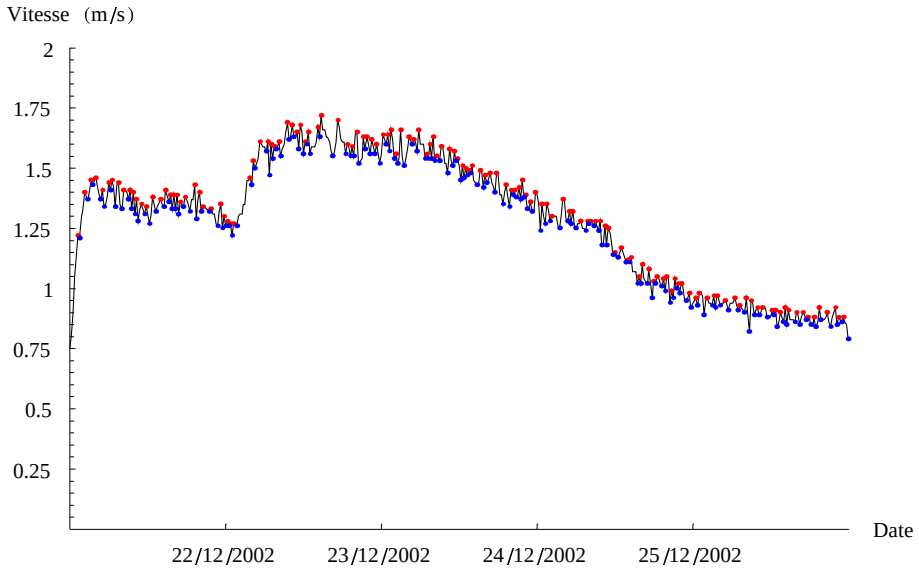
Tracé de la chronique de hauteur, en identifiant les pics et les creux, pour l'épisode du 21/12/2002

```
Show[ListPlot[ChroniqueHauteur1, PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 0.]}, PlotJoined → True,
  DisplayFunction → Identity],
 ListPlot[PicsHauteur1, PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 0.], PointSize[0.006]},
  DisplayFunction → Identity],
 ListPlot[CreuxHauteur1, PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 1.], PointSize[0.006]},
 DisplayFunction → Identity], AxesOrigin → {37611, 0.}, Background → GrayLevel[1.],
 TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
 Ticks →
 {Table[
 {37610 + i,
 ToString[StringForm["“ /“ /“ ",
 Sequence @@ Reverse[DaysPlus[{1899, 12, 31}, 37609 + i]]]]}, {i, 1, 5}],
 Automatic}, AxesLabel → {"Date ", "Hauteur (cm)"},
 PlotRange → {{37611, 37616}, {0, 30}}, ImageSize → {350, Automatic},
 DisplayFunction → $DisplayFunction];
```



Tracé de la chronique de vitesse, en identifiant les pics et les creux, pour l'épisode du 21/12/2002

```
Show[ListPlot[ChroniqueVitesse1, PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 0.]}, PlotJoined → True,
DisplayFunction → Identity],
ListPlot[PicsVitesse1, PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 0.], PointSize[0.006]},
DisplayFunction → Identity],
ListPlot[CreuxVitesse1, PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 1.], PointSize[0.006]},
DisplayFunction → Identity], AxesOrigin → {37611., 0.}, Background → GrayLevel[1.],
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
Ticks →
{Table[
{37610 + i,
ToString[StringForm["“ /“ /“ ",
Sequence @@ Reverse[DaysPlus[{1899, 12, 31}, 37609 + i]]]]}, {i, 1, 5}],
Automatic}, AxesLabel → {"Date ", "Vitesse (m/s)"}, PlotRange → {{37611, 37616}, {0, 2}},
ImageSize → {350, Automatic}, DisplayFunction → $DisplayFunction];
```

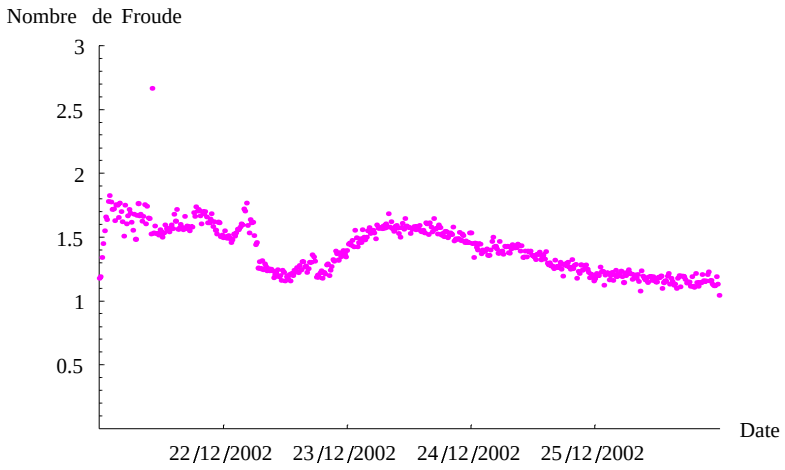


Calcul de la valeur maximale du nombre de Froude sur cette période, et tracé de ses variations pour l'écoulement à surface libre

$$\text{Max}\Big[\text{Cases}\Big[\text{Last}/@\,\text{Cases}[\text{ChroniqueVitesse1},\{a\_,b\_\}/;a\geq 37611\wedge a\leq 37616]\Big/\left(\sqrt{\left(9.81\,\frac{1}{0.4\,\text{Sin}\left[\text{ArcCos}\left[1-\frac{\text{Last}/@\,\text{Cases}[\text{ChroniqueHauteur1},\{a\_,b\_\}/;a\geq 37611\wedge a\leq 37616]}{20}\right]\right]}\right.\right.$$
$$0.2^2\left(\text{ArcCos}\left[1-\frac{\text{Last}/@\,\text{Cases}[\text{ChroniqueHauteur1},\{a\_,b\_\}/;a\geq 37611\wedge a\leq 37616]}{20}\right]-\text{Sin}\left[\text{ArcCos}\left[1-\frac{1}{20}(\text{Last}/@\,\text{Cases}[\text{ChroniqueHauteur1},\{a\_,b\_\}/;a\geq 37611\wedge a\leq 37616])\right]\right]\left(1-\frac{1}{20}(\text{Last}/@\,\text{Cases}[\text{ChroniqueHauteur1},\{a\_,b\_\}/;a\geq 37611\wedge a\leq 37616])\right)\right)\Big)\Big)\Big],\,x\_/;x\in\text{Reals}\Big]\Big]$$

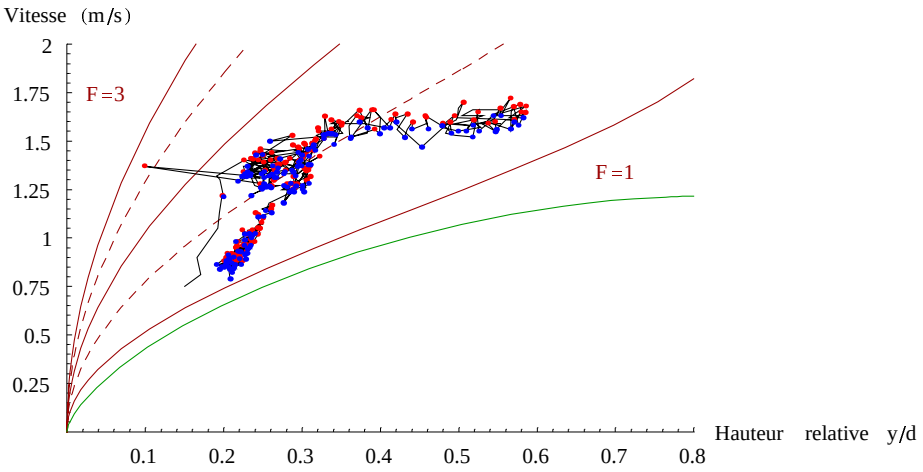
2.66546

```
ListPlot[
Cases[Transpose[{First /@ Cases[ChroniqueVitesse1, {a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616],
Last /@ Cases[ChroniqueVitesse1, {a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616]} /
(Sqrt[9.81 1 / (0.4 Sin[ArcCos[1 - Last/@Cases[ChroniqueHauteur1,{a_,b_}/;a≥37611∧a≤37616] / 20]]) / 0.2^2]
(ArcCos[1 - 1/20 (Last /@ Cases[ChroniqueHauteur1,
{a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616])] -
Sin[ArcCos[1 - 1/20 (Last /@ Cases[ChroniqueHauteur1,
{a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616])]]
(1 - 1/20 (Last /@ Cases[ChroniqueHauteur1,
{a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616]))))}], {x_, y_} /; y ∈ Reals],
PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 1.], PointSize[0.008]}, AxesOrigin → {37611., 0.},
Background → GrayLevel[1.],
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
Ticks →
{Table[
{37610 + i,
ToString[StringForm["“ /“ /“ ",
Sequence @@ Reverse[DaysPlus[{1899, 12, 31}, 37609 + i]]]]}, {i, 1, 5}],
Automatic}, AxesLabel → {"Date ", "Nombre de Froude"},
PlotRange → {{37611, 37616}, {0, 3}}, ImageSize → {300, Automatic}];
```



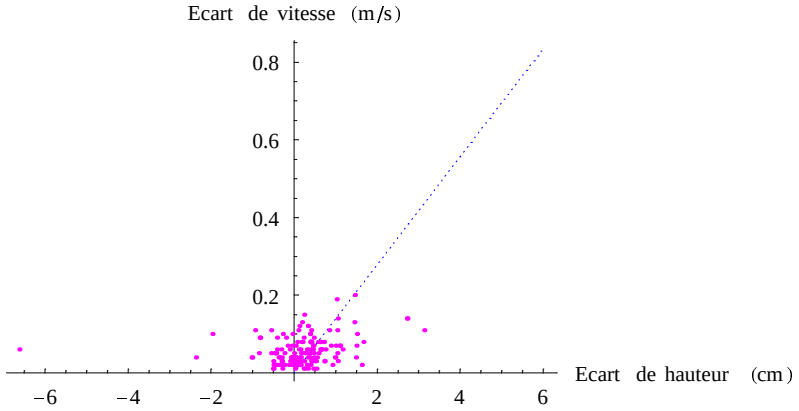
Tracé de la relation entre hauteur relative et vitesse, en identifiant les pics et les creux, pour l'épisode du 02/03/2003. Une courbe représentant la loi de Manning-Strickler avec i = 0.005 et K = 70 $m^{1/3}$ /s est portée en vert en arrière plan.

```
Show[
Join[Table[ParametricPlot[{0.5 (1 - Cos[θ]), F Sqrt[9.81 1/(0.4 Sin[θ]) 0.2^2 (θ - Sin[θ] Cos[θ])]},
{θ, 0, π}, PlotStyle → {RGBColor[0.6, 0., 0.], Dashing[{0.03 (F - Floor[F])}]},
DisplayFunction → Identity], {F, 1., 3., 0.5}],
{Graphics[{RGBColor[0.6, 0., 0.], Text["F=3", {0.05, 1.75}], Text["F=1", {0.7, 1.35}]},
DisplayFunction → Identity]},
{ParametricPlot[{0.5 (1 - Cos[θ]), 70 ((0.2 (θ - Sin[θ] Cos[θ]))/(2 θ))^(2/3) 0.005^(1/2)},
{θ, 0, π}, PlotStyle → RGBColor[0., 0.6, 0.], DisplayFunction → Identity],
ListPlot[
Transpose[{Last /@ Cases[ChroniqueHauteur1, {a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616] / 40,
Last /@ Cases[ChroniqueVitesse1, {a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616]}],
PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 0.]}, PlotJoined → True, DisplayFunction → Identity],
ListPlot[
Transpose[
{Last /@ Cases[ChroniqueHauteur1[[Select[VraiesPointesVitesse1, Positive]]],
{a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616] / 40,
Last /@ Cases[ChroniqueVitesse1[[Select[VraiesPointesVitesse1, Positive]]],
{a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616]}],
PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 0.], PointSize[0.008]}, DisplayFunction → Identity],
ListPlot[
Transpose[
{Last /@ Cases[ChroniqueHauteur1[[-Select[VraiesPointesVitesse1, Negative]]],
{a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616] / 40,
Last /@ Cases[ChroniqueVitesse1[[-Select[VraiesPointesVitesse1, Negative]]],
{a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616]}],
PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 1.], PointSize[0.008]}, DisplayFunction → Identity]}],
Background → GrayLevel[1.],
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
AxesLabel → {"Hauteur relative y/d ", "Vitesse (m/s)"}, PlotRange → {{0, 0.8}, {0, 2}},
ImageSize → {350, Automatic}, DisplayFunction → $DisplayFunction];
```



Examen d'une corrélation éventuelle entre les écarts pour cet épisode (la droite en bleu est la droite de regression trouvée pour "PZ5", annexe 0)

```
Show[Plot[0.139 x, {x, 0, 6}, PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 1.], Dashing[{0.001, 0.01}]},
  DisplayFunction → Identity],
 ListPlot[Transpose[{Last /@ Cases[DeltaH1, {a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616],
   Last /@ Cases[DeltaV1, {a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616]}],
  PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 1.], PointSize[0.008]}, DisplayFunction → Identity],
 Background → GrayLevel[1.],
 TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
 AxesLabel → {"Ecart de hauteur (cm) ", "Ecart de vitesse (m/s)"}, PlotRange → All,
 ImageSize → {300, Automatic}, DisplayFunction → $DisplayFunction];
```



Application d'une régression linéaire à ces valeurs

```
Regress[Transpose[{Last /@ Cases[DeltaH1, {a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616],
    Last /@ Cases[DeltaV1, {a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616]}], {x}, x,
  IncludeConstant → False]
```

— *DesignedRegress::tsos :*
Warning: the total sum of squares in the ANOVATable is uncorrected (not centered on the response mean) when there is no constant term in the model; it is designated U Total.

— *DesignedRegress::rsqr :*
Warning: the RSquared and AdjustedRSquared diagnostics are redefined when there is no constant term in the model.

■

{ParameterTable →

	Estimate	SE	TStat	PValue
x	0.023024	0.00605482	3.80259	0.000213084

RSquared → 0.0936146, AdjustedRSquared → 0.0871404, EstimatedVariance → 0.0043118, ANOVATable →

	DF	SumOfSq	MeanSq	FRatio	PValue
[odel	1	0.0623473	0.0623473	14.4597	0.000213084
rror	140	0.603653	0.0043118		
Total	141	0.666			

}

On vérifie que les données sont ici espacées d'un pas de temps fixe (aux imprécisions numériques près)

```
1 / Min[Drop[First /@ Cases[ChroniqueVitesse1, {a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616], 1] –
   Drop[First /@ Cases[ChroniqueVitesse1, {a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616], −1]]
 (Min[Drop[First /@ Cases[ChroniqueVitesse1, {a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616], 1] –
   Drop[First /@ Cases[ChroniqueVitesse1, {a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616], −1]] –
  Max[Drop[First /@ Cases[ChroniqueVitesse1, {a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616], 1] –
   Drop[First /@ Cases[ChroniqueVitesse1, {a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616], −1]])
```

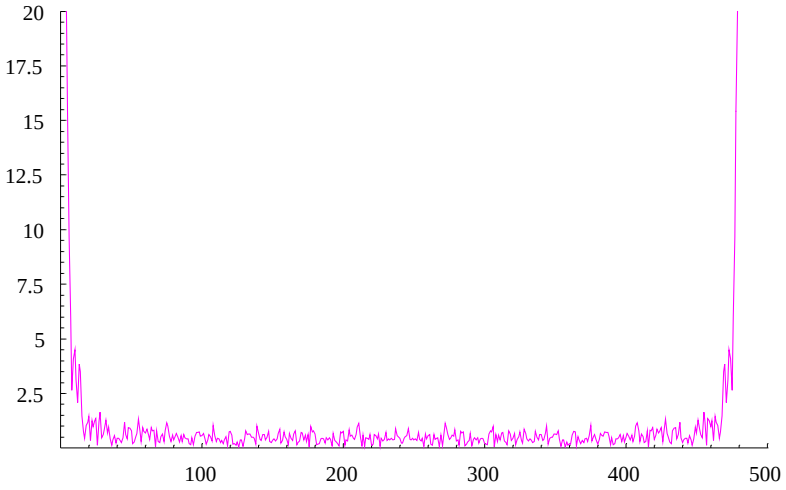
■ **−0.000960614**

La transformée de Fourier discrète est appliquée aux chroniques de vitesse et de hauteur

```
Max[Abs /@ Fourier[Last /@ Cases[ChroniqueHauteur1, {a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616]]]
```

■ **265.732**

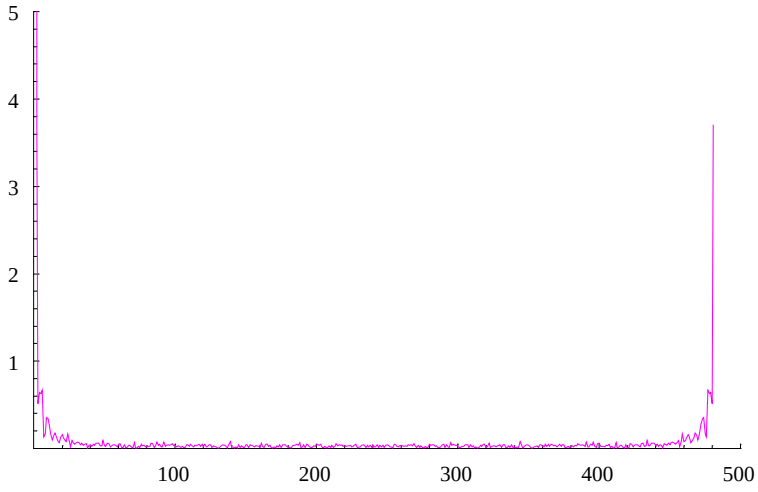
```
ListPlot[Abs /@ Fourier[Last /@ Cases[ChroniqueHauteur1, {a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616]],
  PlotJoined → True, PlotRange → {{0, 500}, {0, 20}},
  PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 1.], PointSize[0.008]}, Background → GrayLevel[1.],
  TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8}, AxesLabel → {"", ""},
  PlotRange → All, ImageSize → {300, Automatic}];
```




```
Max[Abs /@ Fourier[Last /@ Cases[ChroniqueVitesse1, {a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616]]]
```

28.2422

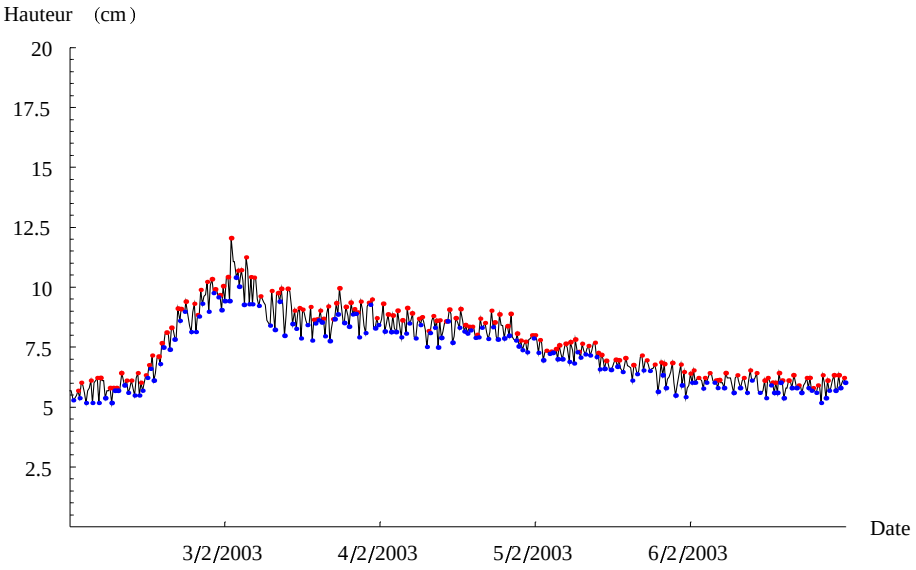
```
ListPlot[Abs /@ Fourier[Last /@ Cases[ChroniqueVitesse1, {a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616]],
  PlotJoined → True, PlotRange → {{0, 500}, {0, 5}},
  PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 1.], PointSize[0.008]}, Background → GrayLevel[1.],
  TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8}, AxesLabel → {"", ""},
  PlotRange → All, ImageSize → {300, Automatic}];
```



Etude de l'épisode du 2/2/2003, en "PZ1"

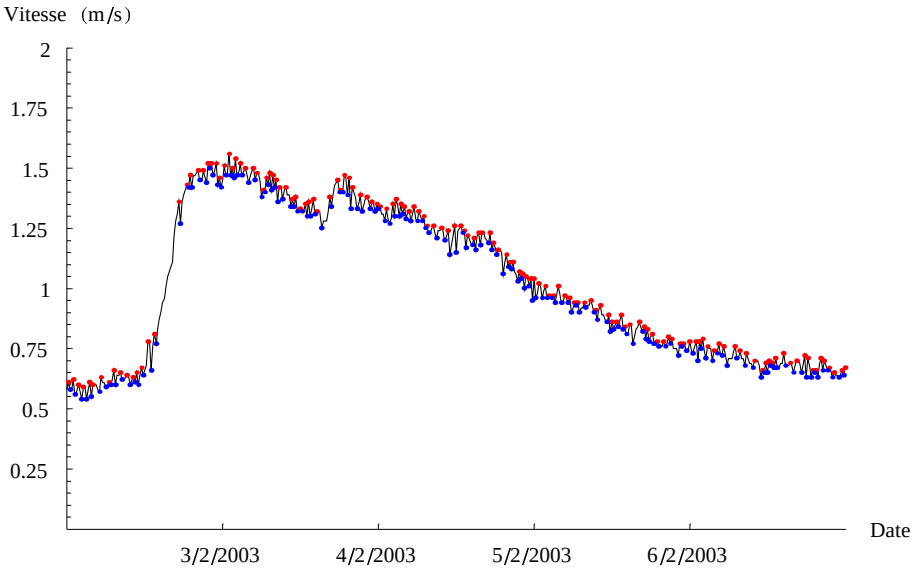
Tracé de la chronique de hauteur, en identifiant les pics et les creux, pour l'épisode du 02/02/2003

```
Show[ListPlot[ChroniqueHauteur1, PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 0.]}, PlotJoined → True,
  DisplayFunction → Identity],
 ListPlot[PicsHauteur1, PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 0.], PointSize[0.006]},
  DisplayFunction → Identity],
 ListPlot[CreuxHauteur1, PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 1.], PointSize[0.006]},
 DisplayFunction → Identity], AxesOrigin → {37654, 0.}, Background → GrayLevel[1.],
 TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
 Ticks →
 {Table[
 {37653 + i,
 ToString[StringForm["“ /“ /“ ",
 Sequence @@ Reverse[DaysPlus[{1899, 12, 31}, 37652 + i]]]]}, {i, 1, 5}],
  Automatic}, AxesLabel → {"Date ", "Hauteur (cm)"},
 PlotRange → {{37654, 37659}, {0, 20}}, ImageSize → {350, Automatic},
 DisplayFunction → $DisplayFunction];
```



Tracé de la chronique de vitesse, en identifiant les pics et les creux, pour l'épisode du 02/02/2003

```
Show[ListPlot[ChroniqueVitesse1, PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 0.]}, PlotJoined → True,
DisplayFunction → Identity],
ListPlot[PicsVitesse1, PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 0.], PointSize[0.006]},
DisplayFunction → Identity],
ListPlot[CreuxVitesse1, PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 1.], PointSize[0.006]},
DisplayFunction → Identity], AxesOrigin → {37654., 0.}, Background → GrayLevel[1.],
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
Ticks →
{Table[
{37653 + i,
ToString[StringForm["“ /“ /“ ",
Sequence @@ Reverse[DaysPlus[{1899, 12, 31}, 37652 + i]]]]}, {i, 1, 5}],
Automatic}, AxesLabel → {"Date ", "Vitesse (m/s)"}, PlotRange → {{37654, 37659}, {0, 2}},
ImageSize → {350, Automatic}, DisplayFunction → $DisplayFunction];
```

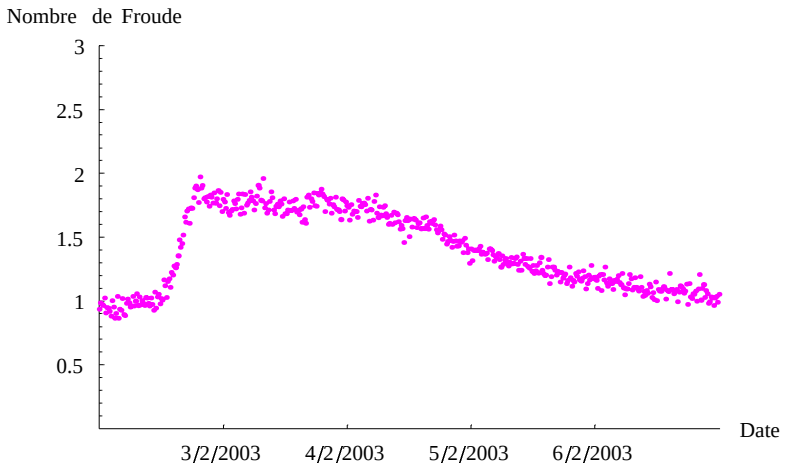


Calcul de la valeur maximale du nombre de Froude sur cette période, et tracé de ses variations pour l'écoulement à surface libre

$$\text{Max}\left[\text{Cases}\left[\text{Last}/@\,\text{Cases}[\text{ChroniqueVitesse1},\{a\_,b\_\}/;a\geq 37654\wedge a\leq 37659]\right]\Big/\left(\sqrt{\left(9.81\,\frac{1}{0.4\,\text{Sin}\left[\text{ArcCos}\left[1-\frac{\text{Last}/@\,\text{Cases}[\text{ChroniqueHauteur1},\{a\_,b\_\}/;a\geq 37654\wedge a\leq 37659]}{20}\right]\right]}\right.\right.\right.$$
$$\left.\left.\left.\frac{0.2^2}{\left(\text{ArcCos}\left[1-\frac{\text{Last}/@\,\text{Cases}[\text{ChroniqueHauteur1},\{a\_,b\_\}/;a\geq 37654\wedge a\leq 37659]}{20}\right]-\text{Sin}\left[\text{ArcCos}\left[1-\frac{1}{20}\left(\text{Last}/@\,\text{Cases}[\text{ChroniqueHauteur1},\{a\_,b\_\}/;a\geq 37654\wedge a\leq 37659]\right)\right]\right]\left(1-\frac{1}{20}\left(\text{Last}/@\,\text{Cases}[\text{ChroniqueHauteur1},\{a\_,b\_\}/;a\geq 37654\wedge a\leq 37659]\right)\right)\right)\right)\right),x\_/;x\in\text{Reals}\right]\right]$$

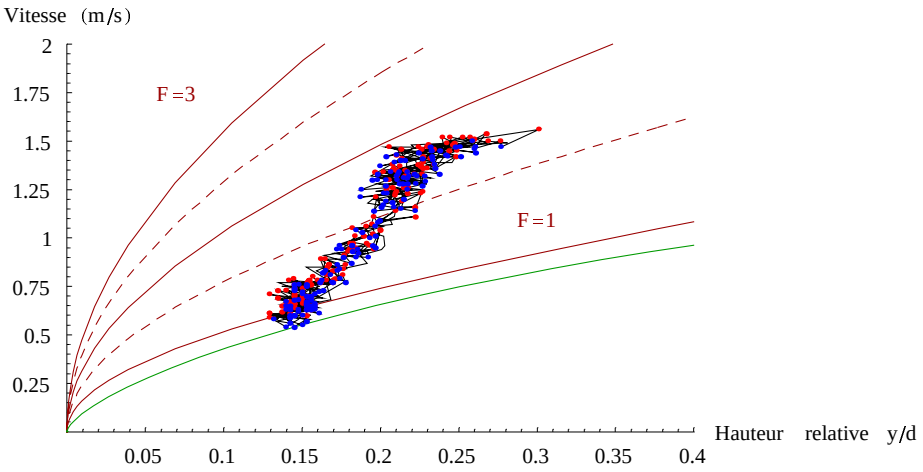
1.96855

```
ListPlot[
Cases[Transpose[{First /@ Cases[ChroniqueVitesse1, {a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659],
Last /@ Cases[ChroniqueVitesse1, {a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659]} /
(√(9.81 1 / (0.4 Sin[ArcCos[1 - Last/@Cases[ChroniqueHauteur1,{a_,b_}/;a≥37654∧a≤37659] / 20]]
0.2^2
(ArcCos[1 - 1/20 (Last /@ Cases[ChroniqueHauteur1,
{a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659])] -
Sin[ArcCos[1 - 1/20 (Last /@ Cases[ChroniqueHauteur1,
{a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659])]]
(1 - 1/20 (Last /@ Cases[ChroniqueHauteur1,
{a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659]))))))}], {x_, y_} /; y ∈ Reals],
PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 1.], PointSize[0.008]}, AxesOrigin → {37654., 0.},
Background → GrayLevel[1.],
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
Ticks →
{Table[
{37653 + i,
ToString[StringForm["“ /“ /“ ",
Sequence @@ Reverse[DaysPlus[{1899, 12, 31}, 37652 + i]]]]}, {i, 1, 5}],
Automatic}, AxesLabel → {"Date ", "Nombre de Froude"},
PlotRange → {{37654, 37659}, {0, 3}}, ImageSize → {300, Automatic}];
```



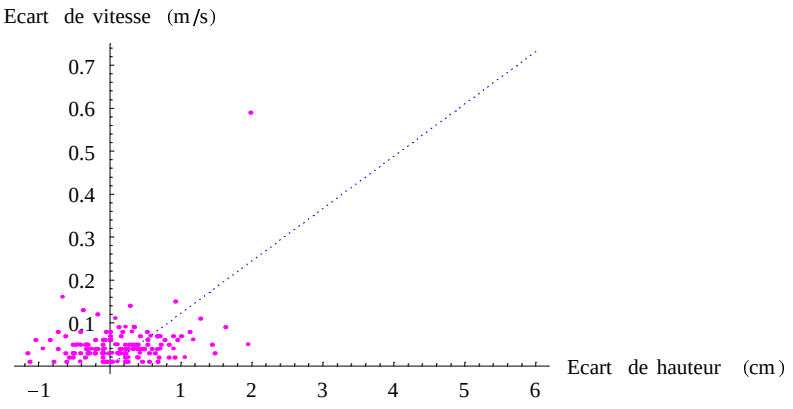
Tracé de la relation entre hauteur relative et vitesse, en identifiant les pics et les creux, pour l'épisode du 02/03/2003. Une courbe représentant la loi de Manning-Strickler avec i = 0.1 et K = 50 $m^{1/3}$/s est portée en vert en arrière plan.

```
Show[
Join[Table[ParametricPlot[{0.5 (1 - Cos[θ]), F Sqrt[9.81 1/(0.4 Sin[θ]) 0.2^2 (θ - Sin[θ] Cos[θ])]},
{θ, 0, π}, PlotStyle → {RGBColor[0.6, 0., 0.], Dashing[{0.03 (F - Floor[F])}]},
DisplayFunction → Identity], {F, 1., 3., 0.5}],
{Graphics[{RGBColor[0.6, 0., 0.], Text["F=3", {0.07, 1.75}], Text["F=1", {0.3, 1.1}]},
DisplayFunction → Identity]},
{ParametricPlot[{0.5 (1 - Cos[θ]), 70 (0.2 (θ - Sin[θ] Cos[θ]))/(2 θ))^(2/3) 0.005^(1/2)},
{θ, 0, π/2}, PlotStyle → RGBColor[0., 0.6, 0.], DisplayFunction → Identity],
ListPlot[
Transpose[{Last /@ Cases[ChroniqueHauteur1, {a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659] / 40,
Last /@ Cases[ChroniqueVitesse1, {a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659]}],
PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 0.]}, PlotJoined → True, DisplayFunction → Identity],
ListPlot[
Transpose[
{Last /@ Cases[ChroniqueHauteur1[[Select[VraiesPointesVitesse1, Positive]]],
{a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659] / 40,
Last /@ Cases[ChroniqueVitesse1[[Select[VraiesPointesVitesse1, Positive]]],
{a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659]}],
PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 0.], PointSize[0.008]}, DisplayFunction → Identity],
ListPlot[
Transpose[
{Last /@ Cases[ChroniqueHauteur1[[-Select[VraiesPointesVitesse1, Negative]]],
{a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659] / 40,
Last /@ Cases[ChroniqueVitesse1[[-Select[VraiesPointesVitesse1, Negative]]],
{a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659]}],
PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 1.], PointSize[0.008]}, DisplayFunction → Identity]}],
Background → GrayLevel[1.],
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
AxesLabel → {"Hauteur relative y/d ", "Vitesse (m/s)"}, PlotRange → {{0, 0.4}, {0, 2}},
ImageSize → {350, Automatic}, DisplayFunction → $DisplayFunction];
```



Examen d'une corrélation éventuelle entre les écarts pour cet épisode (la droite en bleu est la droite de regression trouvée pour "PZ5", annexe 0)

```
Show[Plot[0.122 x, {x, 0, 6}, PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 1.], Dashing[{0.001, 0.01}]},
  DisplayFunction → Identity],
 ListPlot[Transpose[{Last /@ Cases[DeltaH1, {a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659],
   Last /@ Cases[DeltaV1, {a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659]}],
  PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 1.], PointSize[0.008]}, DisplayFunction → Identity],
 Background → GrayLevel[1.],
 TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
 AxesLabel → {"Ecart de hauteur (cm) ", "Ecart de vitesse (m/s)"}, PlotRange → All,
 ImageSize → {300, Automatic}, DisplayFunction → $DisplayFunction];
```



Application d'une régression linéaire à ces valeurs

```
Regress[Transpose[{Last /@ Cases[DeltaH1, {a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659],
    Last /@ Cases[DeltaV1, {a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659]}], {x}, x,
  IncludeConstant → False]
```

— *DesignedRegress::tsos :*
Warning: the total sum of squares in the ANOVATable is uncorrected (not centered on the response mean) when there is no constant term in the model; it is designated U Total.

— *DesignedRegress::rsqr :*
Warning: the RSquared and AdjustedRSquared diagnostics are redefined when there is no constant term in the model.

■

{ParameterTable →

	Estimate	SE	TStat	PValue
x	0.046515	0.00955908	4.86605	2.91831×10^{-6}

RSquared → 0.139549, AdjustedRSquared → 0.133656,
EstimatedVariance → 0.00461048, ANOVATable →

	DF	SumOfSq	MeanSq	FRatio	PValue
ıdel	1	0.109169	0.109169	23.6785	2.91831×10^{-6}
ror	146	0.673131	0.00461048		
Γotal	147	0.7823			

}

On vérifie que les données sont ici espacées d'un pas de temps fixe (aux imprécisions numériques près)

```
1 / Min[Drop[First /@ Cases[ChroniqueVitesse1, {a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659], 1] –
    Drop[First /@ Cases[ChroniqueVitesse1, {a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659], −1]]
 (Min[Drop[First /@ Cases[ChroniqueVitesse1, {a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659], 1] –
    Drop[First /@ Cases[ChroniqueVitesse1, {a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659], −1]] –
  Max[Drop[First /@ Cases[ChroniqueVitesse1, {a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659], 1] –
    Drop[First /@ Cases[ChroniqueVitesse1, {a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659], −1]])
```

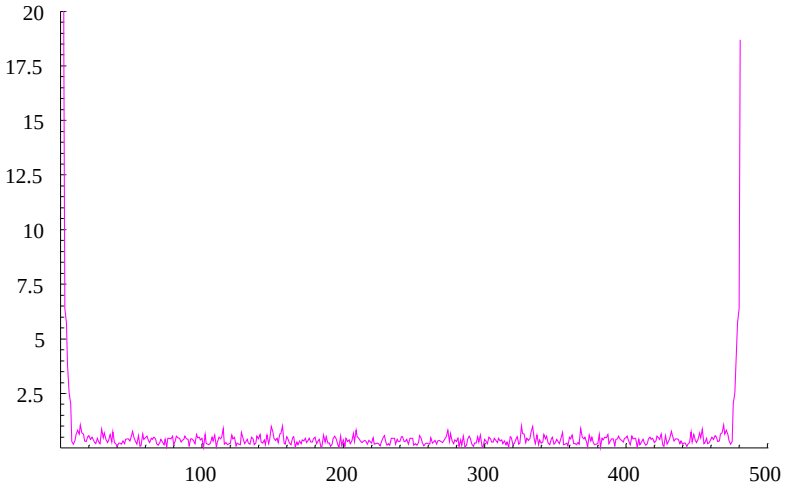
■ **−0.000960614**

La transformée de Fourier discrète est appliquée aux chroniques de vitesse et de hauteur

```
Max[Abs /@ Fourier[Last /@ Cases[ChroniqueHauteur1, {a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659]]]
```

■ **164.389**

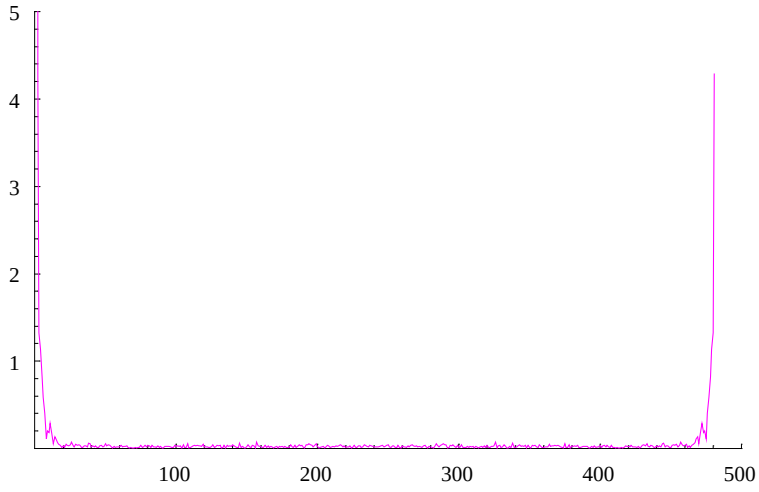
```
ListPlot[Abs /@ Fourier[Last /@ Cases[ChroniqueHauteur1, {a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659]],
  PlotJoined → True, PlotRange → {{0, 500}, {0, 20}},
  PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 1.], PointSize[0.008]}, Background → GrayLevel[1.],
  TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8}, AxesLabel → {"", ""},
  PlotRange → All, ImageSize → {300, Automatic}];
```




```
Max[Abs /@ Fourier[Last /@ Cases[ChroniqueVitesse1, {a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659]]]
```

22.3129

```
ListPlot[Abs /@ Fourier[Last /@ Cases[ChroniqueVitesse1, {a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659]],
  PlotJoined → True, PlotRange → {{0, 500}, {0, 5}},
  PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 1.], PointSize[0.008]}, Background → GrayLevel[1.],
  TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8}, AxesLabel → {"", ""},
  PlotRange → All, ImageSize → {300, Automatic}];
```



Analyse globale des fluctuations rapides des observations en "PZ5"

Lecture du fichier d'ensemble des données valides (Hiver 2002-2003)

```
Data5 = LectureFichierValeurs["pz5_valides.txt"];
```

Rappel de la nature des données lues

```
Data5[[1]] // TableForm
```

Date
Niveau cm
Vitesse m/s
Débit l/s PZ5
Q calculé PZ5 l/s

Repérage des limites de dates pour les données (format de date issu de l'exportation par Microsoft EXCEL)

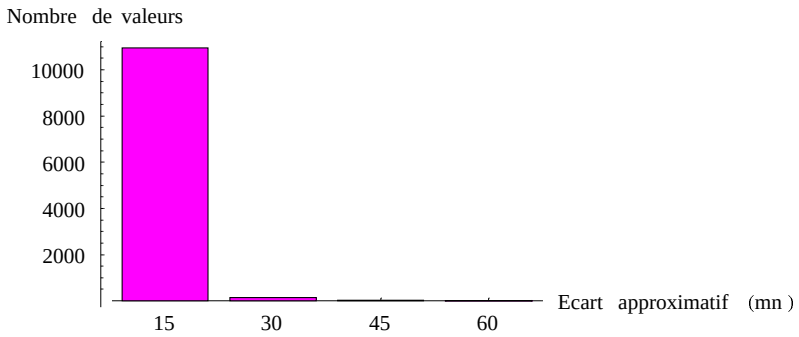
```
TableForm[{Min[#[[1]] & /@ Data5[[2]]], Max[#[[1]] & /@ Data5[[2]]]}]
```

37580.5
37698.7

Visualisationde la répartition des pas de temps en mn (de 7.5 à 67.5, par multiples de 15 mn)

```
DeltaTobs5 = Abs[Drop[#[[1]] & /@ Data5[[2]], 1] – Drop[#[[1]] & /@ Data5[[2]], –1]];
```

```
BarChart[BinCounts[24 * 60 * DeltaTobs5, {7.5, 67.5, 15}], BarStyle → {RGBColor[1., 0., 1.]},
  PlotRange → All, Background → GrayLevel[1.],
  TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
  Ticks → {Table[{i, 15 i}, {i, 1, 4}], Automatic},
  AxesLabel → {"Ecart approximatif(mn)", "Nombre de valeurs"},
  ImageSize → {300, Automatic}];
```



Extraction de chroniques de vitesse (listes de paires) à partir des colonnes 1 et 3 du fichier de données.

```
ChroniqueVitesse5 = #[[{1, 3}]] & /@ Data5[[2]];
```

Identification des pointes de vitesse

```
Liste = Last /@ ChroniqueVitesse5;
```

```
EstPic = Function[Test, Liste⟦Test – 1⟧ – Liste⟦Test⟧ < 0 ∧ Liste⟦Test + 1⟧ – Liste⟦Test⟧ ≤ 0] /@
Range[2, Length[Liste] – 1] /. {False → 0, True → 1};

RangsPics = Flatten[Position[EstPic, 1]] + 1;

EstCreux =
Function[Test, Liste⟦Test – 1⟧ – Liste⟦Test⟧ > 0 ∧ Liste⟦Test + 1⟧ – Liste⟦Test⟧ ≥ 0] /@
Range[2, Length[Liste] – 1] /. {False → 0, True → 1};

RangsCreux = (Flatten[–Position[EstCreux, 1]] – 1);

Pointes = Sort[RangsCreux ⋃ RangsPics, Abs[#1] < Abs[#2] &];
VraiesPointesVitesse5 =
Select[Drop[Pointes, –1], Sign[Pointes⟦Position[Pointes, #]⟦1, 1⟧ + 1⟧] ≠ Sign[#] &];
VraiesPointesVitesse5 = Prepend[VraiesPointesVitesse5, –2];
VraiesPointesVitesse5 = Append[VraiesPointesVitesse5, –Length[Liste] + 1];
VraiesPointesVitesse5 = First /@ Split[VraiesPointesVitesse5];

PicsVitesse5 = ChroniqueVitesse5⟦Select[VraiesPointesVitesse5, Positive]⟧;

CreuxVitesse5 = ChroniqueVitesse5⟦–Select[VraiesPointesVitesse5, Negative]⟧;
```

On s'assure que le premier et le dernier points identifiés sont des creux

```
NumberForm[First[First[#]], 10] & /@ {CreuxVitesse5, PicsVitesse5}
```

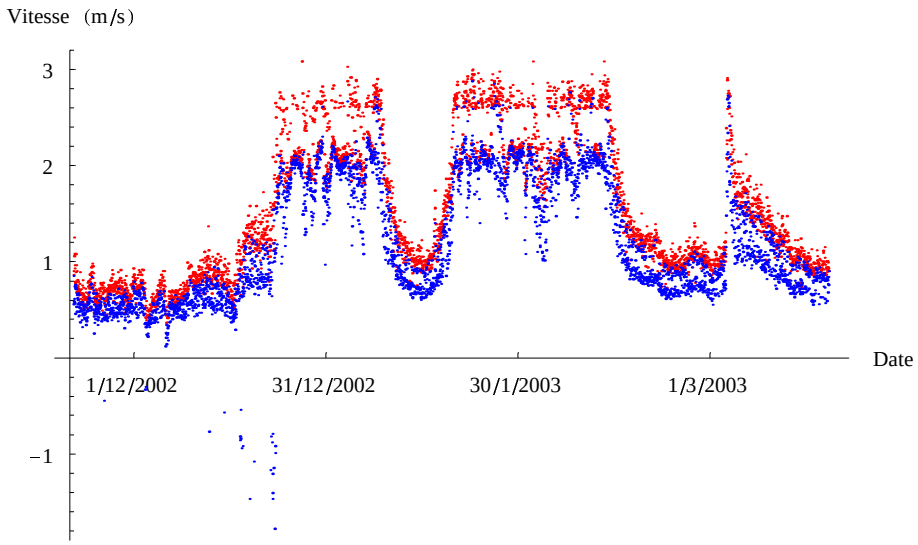
■ **{37580.55208, 37580.57292}**

```
NumberForm[First[Last[#]], 10] & /@ {PicsVitesse5, CreuxVitesse5}
```

■ **{37698.61458, 37698.64583}**

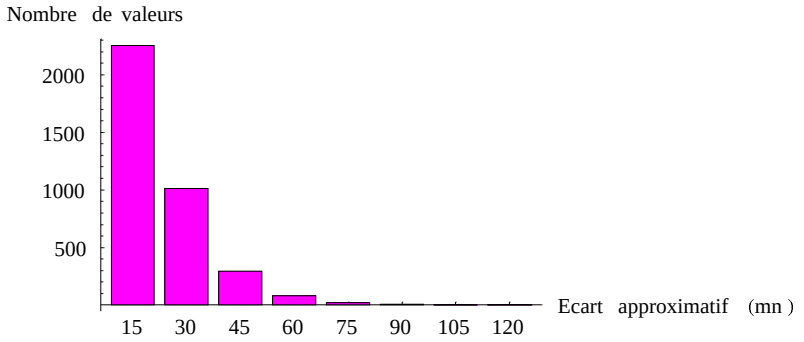
Tracé de l'ensemble des pointes, pics en rouge et creux en bleu.

```
Show[ListPlot[PicsVitesse5, PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 0.], PointSize[0.003]},
DisplayFunction → Identity],
ListPlot[CreuxVitesse5, PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 1.], PointSize[0.003]},
DisplayFunction → Identity], AxesOrigin → {37580., 0.}, Background → GrayLevel[1.],
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
Ticks →
{Table[
{37530 + 30 i,
ToString[StringForm["‘ /‘ /‘ ",
Sequence @@ Reverse[DaysPlus[{1899, 12, 31}, 37530 + 30 i]]]]}, {i, 1, 5}],
Automatic}, AxesLabel → {"Date ", "Vitesse (m/s)"}, PlotRange → All,
ImageSize → {350, Automatic}, DisplayFunction → $DisplayFunction];
```



Calcul de l'écart de temps creux → sommet, puis tracé de sa répartition par multiple de 15 mn entre 0 et 150 mn

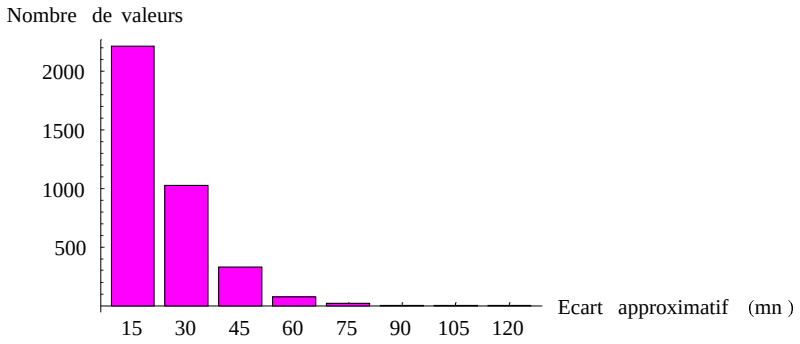
```
DeltaTmontant5 = First /@ PicsVitesse5 – Drop[First /@ CreuxVitesse5, –1];

BarChart[BinCounts[24 * 60 * DeltaTmontant5, {7.5, 127.5, 15}],
BarStyle → {RGBColor[1., 0., 1.]}, PlotRange → All, Background → GrayLevel[1.],
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
Ticks → {Table[{i, 15 i}, {i, 1, 8}], Automatic},
AxesLabel → {"Ecart approximatif(mn)", "Nombre de valeurs"},
ImageSize → {300, Automatic}];
```



Calcul de l'écart de temps sommet → creux, puis tracé de sa répartition par multiple de 15 mn entre 7.5 et 127.5 mn

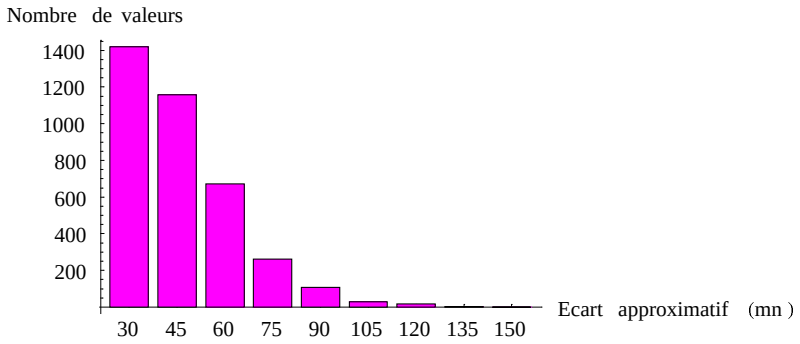
```
DeltaTdescendant5 = –First /@ PicsVitesse5 + Drop[First /@ CreuxVitesse5, 1];
```

```
BarChart[BinCounts[24 * 60 * DeltaTdescendant5, {7.5, 127.5, 15}],
BarStyle → {RGBColor[1., 0., 1.]}, PlotRange → All, Background → GrayLevel[1.],
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
Ticks → {Table[{i, 15 i}, {i, 1, 8}], Automatic},
AxesLabel → {"Ecart approximatif(mn)", "Nombre de valeurs"},
ImageSize → {300, Automatic}];
```



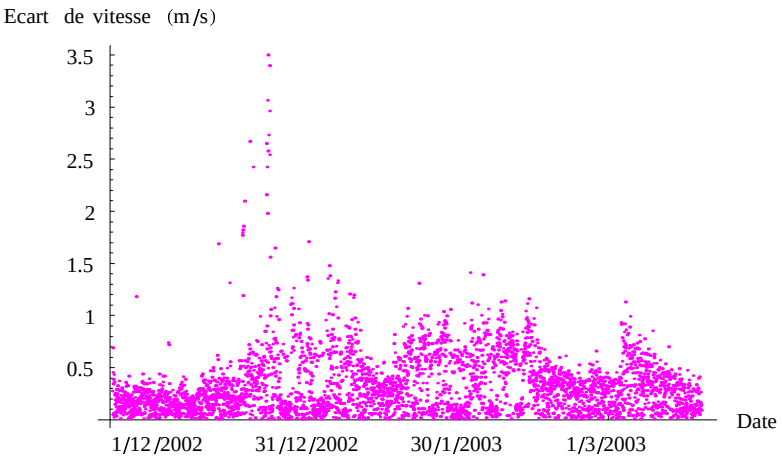
Calcul de l'écart de temps creux → creux, puis tracé de sa répartition par multiple de 15 mn entre 27.5 et 157.5 mn

```
DeltaTpointe5 = Drop[First /@ CreuxVitesse5, 1] – Drop[First /@ CreuxVitesse5, –1];

BarChart[BinCounts[24 * 60 * DeltaTpointe5, {27.5, 157.5, 15}],
BarStyle → {RGBColor[1., 0., 1.]}, PlotRange → All, Background → GrayLevel[1.],
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
Ticks → {Table[{i, 15 i + 15}, {i, 1, 10}], Automatic},
AxesLabel → {"Ecart approximatif(mn)", "Nombre de valeurs"},
ImageSize → {300, Automatic}];
```



Calcul puis tracé des variations de vitesse, datées au creux de départ correspondant

```
DeltaV5 =
Transpose[{Drop[First /@ CreuxVitesse5, −1],
Last /@ PicsVitesse5 − Drop[Last /@ CreuxVitesse5, −1]}];

ListPlot[DeltaV5, PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 1.], PointSize[0.005]},
AxesOrigin → {37580., 0.}, Background → GrayLevel[1.],
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
Ticks →
{Table[
{37530 + 30 i,
ToString[StringForm["“ /“ /“ ",
Sequence @@ Reverse[DaysPlus[{1899, 12, 31}, 37530 + 30 i]]]]}, {i, 1, 5}],
Automatic}, AxesLabel → {"Date ", "Ecart de vitesse (m/s)"}, PlotRange → All,
ImageSize → {300, Automatic}];
```

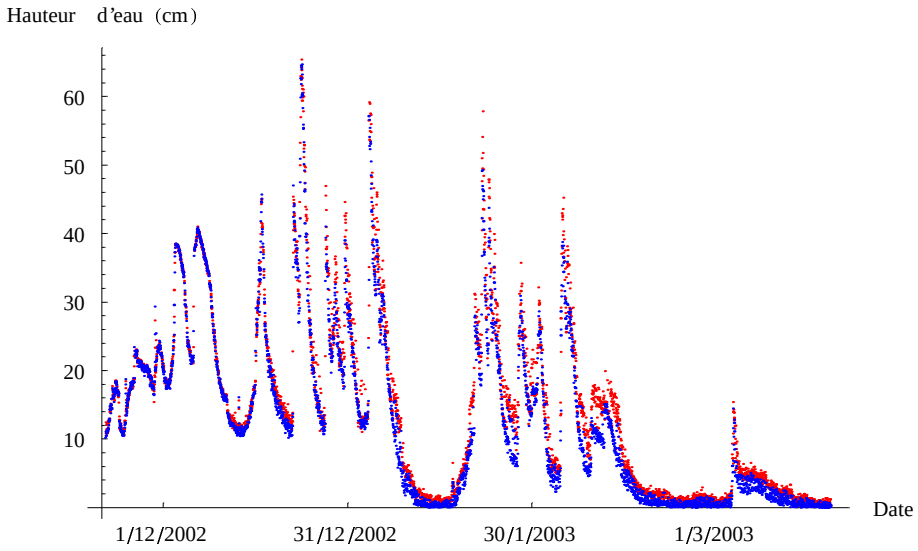


Extraction de chroniques de hauteur à partir des colonnes 1 et 4 du fichier de données.

```
ChroniqueHauteur5 = #[[{1, 2}]] & /@ Data5[[2]];
```

Tracé des hauteurs aux rangs des pointes de vitesse, points correspondant aux pics de vitesse en rouge et points correspondant aux creux en bleu

```
Show[ListPlot[ChroniqueHauteur5[[Select[VraiesPointesVitesse5, Positive]]],
PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 0.], PointSize[0.003]}, DisplayFunction → Identity],
ListPlot[ChroniqueHauteur5[[-Select[VraiesPointesVitesse5, Negative]]],
PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 1.], PointSize[0.003]}, DisplayFunction → Identity],
AxesOrigin → {37580., 0.}, Background → GrayLevel[1.],
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
Ticks →
{Table[
{37530 + 30 i,
ToString[StringForm["“ /“ /“ ",
Sequence @@ Reverse[DaysPlus[{1899, 12, 31}, 37530 + 30 i]]]]}, {i, 1, 5}],
Automatic}, AxesLabel → {"Date ", "Hauteur d'eau (cm)"}, PlotRange → All,
ImageSize → {350, Automatic}, DisplayFunction → $DisplayFunction];
```



Recherche des creux de hauteur qui ne sont pas des creux de vitesse

```
Liste = Last /@ ChroniqueHauteur5;

EstPic = Function[Test, Liste[[Test - 1]] - Liste[[Test]] < 0 ∧ Liste[[Test + 1]] - Liste[[Test]] ≤ 0] /@
Range[2, Length[Liste] - 1] /. {False → 0, True → 1};

RangsPics = Flatten[Position[EstPic, 1]] + 1;

EstCreux =
Function[Test, Liste[[Test - 1]] - Liste[[Test]] > 0 ∧ Liste[[Test + 1]] - Liste[[Test]] ≥ 0] /@
Range[2, Length[Liste] - 1] /. {False → 0, True → 1};

RangsCreux = (Flatten[-Position[EstCreux, 1]] - 1);
```

```
Pointes = Sort[RangsCreux ⋃ RangsPics, Abs[#1] < Abs[#2] &];
VraiesPointesHauteur5 =
Select[Drop[Pointes, −1], Sign[Pointes⟦Position[Pointes, #]⟦1, 1⟧ + 1⟧] ≠ Sign[#] &];
VraiesPointesHauteur5 = Prepend[VraiesPointesHauteur5, −2];
VraiesPointesHauteur5 = Append[VraiesPointesHauteur5, −Length[Liste] + 1];
VraiesPointesHauteur5 = First /@ Split[VraiesPointesHauteur5];

PicsHauteur5 = ChroniqueHauteur5⟦Select[VraiesPointesHauteur5, Positive]⟧;

CreuxHauteur5 = ChroniqueHauteur5⟦−Select[VraiesPointesHauteur5, Negative]⟧;
```

On écrit pour les comparer le nombre total de données, les nombre de creux de hauteur, de creux de vitesse, le nombre de creux de hauteur qui ne sont pas des creux de vitesse, puis on trace le graphe en barres de la répartition des intervalles de temps minimaux en minutes entre les creux de vitesse et de hauteur (de - 7.5 à 127.5 mn, par tranches de 15 mn, la première tranche correspond donc aux creux simultanés)

```
Length[Last[Data5]]
Length[CreuxHauteur5]
Length[CreuxVitesse5]
Length[Complement[First /@ CreuxHauteur5, First /@ CreuxVitesse5]]
```

11133

3577

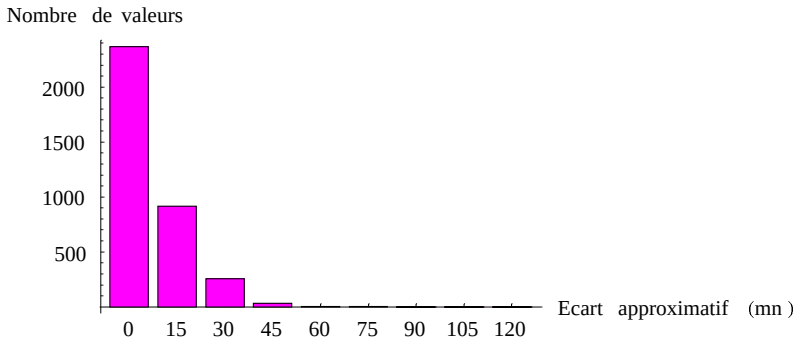
3669

1210

```
BinCounts[
Function[i, 24 ∗ 60 ∗ Min[Abs[First[CreuxHauteur5⟦i⟧] − #] & /@ (First /@ CreuxVitesse5)]] /@
Range[1, Length[CreuxHauteur5]], {−7.5, 127.5, 15}]
```

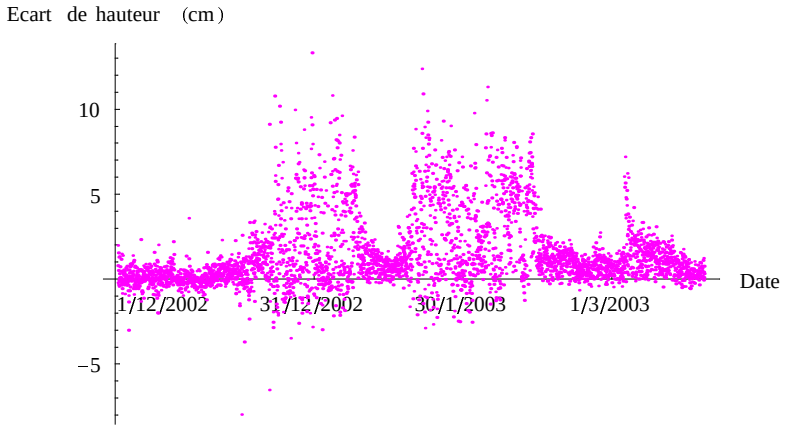
{2367, 916, 254, 33, 6, 1, 0, 0, 0}

```
BarChart[%, BarStyle → {RGBColor[1., 0., 1.]}, PlotRange → All, Background → GrayLevel[1.],
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
Ticks → {Table[{i, 15 i − 15}, {i, 1, 9}], Automatic},
AxesLabel → {"Ecart approximatif(mn)", "Nombre de valeurs"},
ImageSize → {300, Automatic}];
```



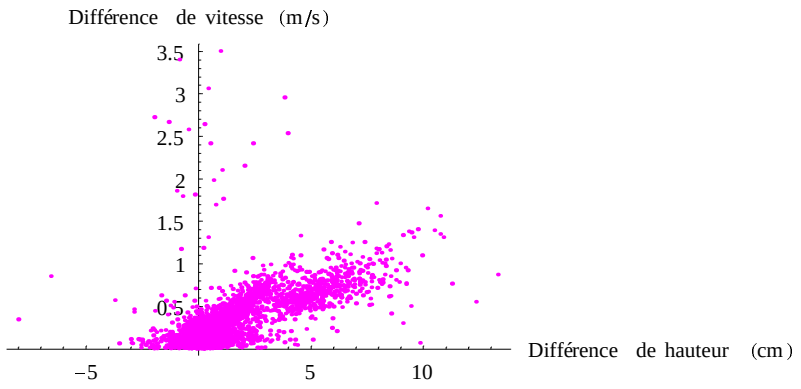
Calcul puis tracé des variations de hauteur pour les pointes de vitesse

```
DeltaH5 =
Transpose[{Drop[First /@ CreuxVitesse5, -1],
Last /@ ChroniqueHauteur5[[Select[VraiesPointesVitesse5, Positive]]] -
Drop[Last /@ ChroniqueHauteur5[[-Select[VraiesPointesVitesse5, Negative]]], -1]}];

ListPlot[DeltaH5, PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 1.], PointSize[0.005]},
AxesOrigin → {37580., 0.}, Background → GrayLevel[1.],
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
Ticks →
{Table[
{37530 + 30 i,
ToString[StringForm["“ /“ /“ ",
Sequence @@ Reverse[DaysPlus[{1899, 12, 31}, 37530 + 30 i]]]]}, {i, 1, 5}],
Automatic}, AxesLabel → {"Date ", "Ecart de hauteur (cm)"}, PlotRange → All,
ImageSize → {300, Automatic}];
```



Tracé des écarts de vitesse en fonction des écarts de hauteur, pour les pointes de vitesse

```
ListPlot[Transpose[{Last /@ DeltaH5, Last /@ DeltaV5}],
PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 1.], PointSize[0.008]}, Background → GrayLevel[1.],
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
AxesLabel → {"Différence de hauteur (cm) ", "Différence de vitesse (m/s)"},
PlotRange → All, ImageSize → {300, Automatic}];
```



Lecture du fichier d'ensemble des données mesurées dans le fossé à la même période (Hiver 2002-2003)

```
Data5f = LectureFichierValeurs["pz5_fosse_valides.txt"];
```

Rappel de la nature des données lues

```
Data5f[[1]] // TableForm
```

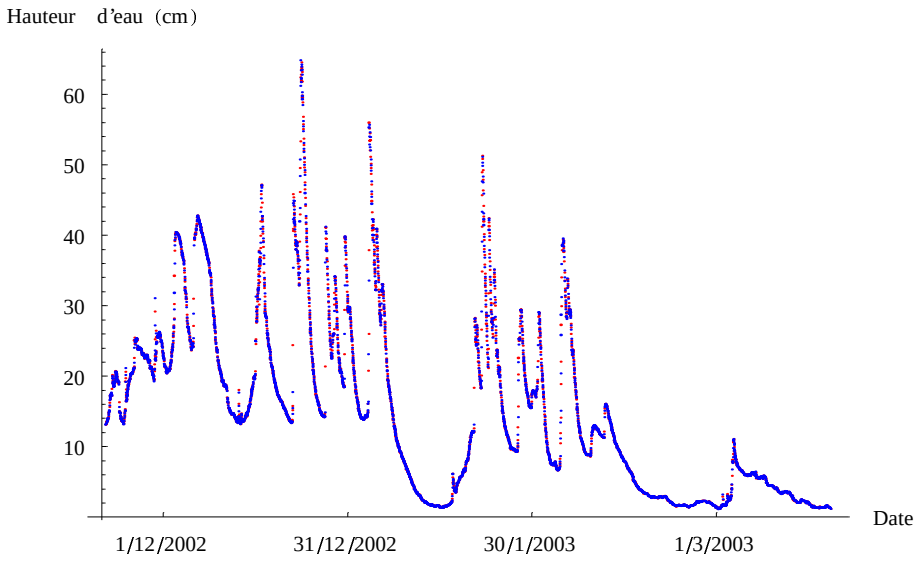
Dates
Zfossé m

En raison d'un pas de temps différent pour la mesure dans le fossé, la chronique de hauteurs est interpolée linéairement

```
ChroniqueHauteurFossé5 = Interpolation[Data5f[[2]], InterpolationOrder → 1];
```

Tracé des hauteurs dans le fossé aux rangs des pointes de vitesse, points correspondant aux pics de vitesse en rouge et points correspondant aux creux en bleu

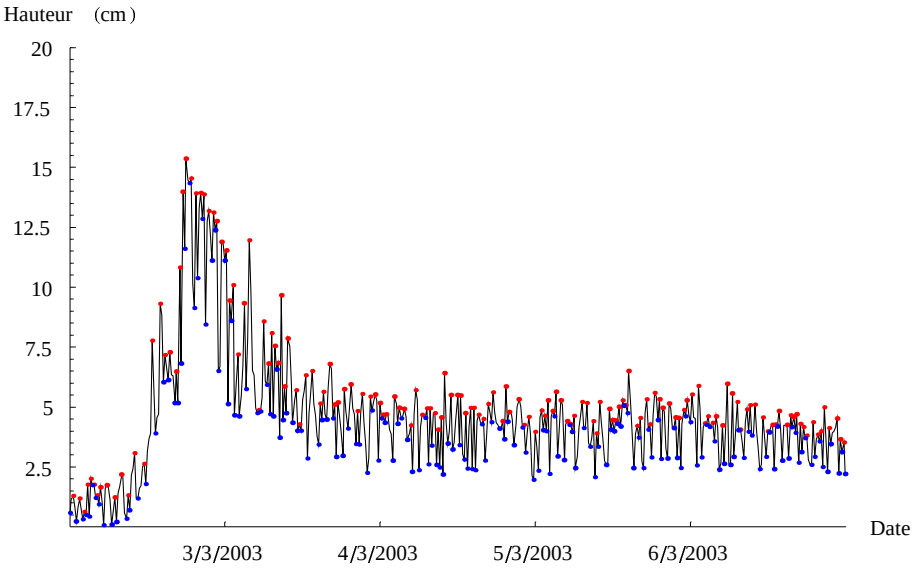
```
Show[ListPlot[{#, 100 ChroniqueHauteurFossé5[#]} & /@
(First /@ ChroniqueHauteur5[[Select[VraiesPointesVitesse5, Positive]]]),
PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 0.], PointSize[0.003]}, DisplayFunction → Identity],
ListPlot[{#, 100 ChroniqueHauteurFossé5[#]} & /@
(First /@ ChroniqueHauteur5[[-Select[VraiesPointesVitesse5, Negative]]]),
PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 1.], PointSize[0.003]}, DisplayFunction → Identity],
AxesOrigin → {37580., 0.}, Background → GrayLevel[1.],
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
Ticks →
{Table[
{37530 + 30 i,
ToString[StringForm["``/``/``",
Sequence @@ Reverse[DaysPlus[{1899, 12, 31}, 37530 + 30 i]]]]}, {i, 1, 5}],
Automatic}, AxesLabel → {"Date ", "Hauteur d'eau (cm)"}, PlotRange → All,
ImageSize → {350, Automatic}, DisplayFunction → $DisplayFunction];
```



Etude d'un épisode en régime torrentiel en "PZ5"

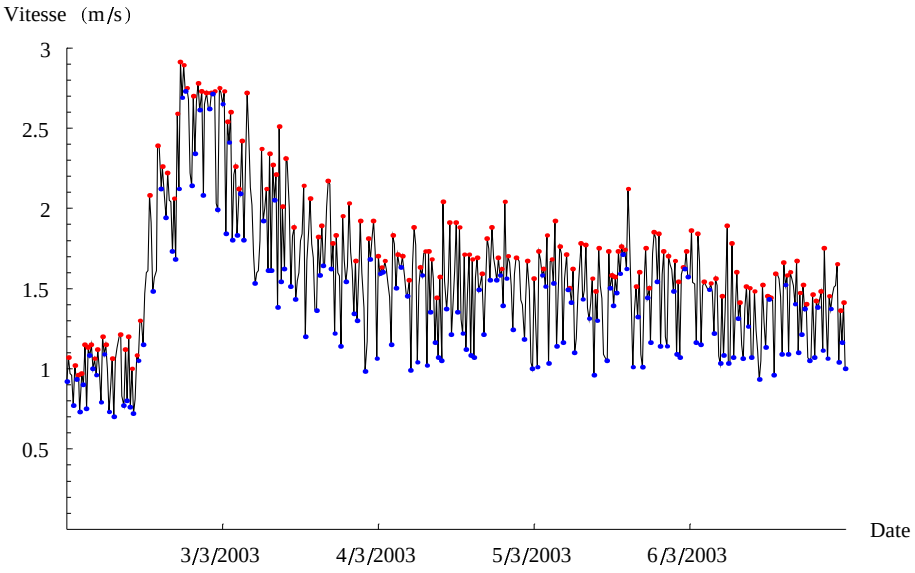
Tracé de la chronique de hauteur, en identifiant les pics et les creux, pour l'épisode du 02/03/2003

```
Show[ListPlot[ChroniqueHauteur5, PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 0.]}, PlotJoined → True,
DisplayFunction → Identity],
ListPlot[PicsHauteur5, PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 0.], PointSize[0.006]},
DisplayFunction → Identity],
ListPlot[CreuxHauteur5, PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 1.], PointSize[0.006]},
DisplayFunction → Identity], AxesOrigin → {37682, 0.}, Background → GrayLevel[1.],
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
Ticks →
{Table[
{37681 + i,
ToString[StringForm["“ /“ /“ ",
Sequence @@ Reverse[DaysPlus[{1899, 12, 31}, 37680 + i]]]]}, {i, 1, 5}],
Automatic}, AxesLabel → {"Date ", "Hauteur (cm)"},
PlotRange → {{37682, 37687}, {0, 20}}, ImageSize → {350, Automatic},
DisplayFunction → $DisplayFunction];
```



Tracé de la chronique de vitesse, en identifiant les pics et les creux, pour l'épisode du 02/03/2003

```
Show[ListPlot[ChroniqueVitesse5, PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 0.]}, PlotJoined → True,
DisplayFunction → Identity],
ListPlot[PicsVitesse5, PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 0.], PointSize[0.006]},
DisplayFunction → Identity],
ListPlot[CreuxVitesse5, PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 1.], PointSize[0.006]},
DisplayFunction → Identity], AxesOrigin → {37682, 0.}, Background → GrayLevel[1.],
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
Ticks →
{Table[
{37681 + i,
ToString[StringForm["“ /“ /“ ",
Sequence @@ Reverse[DaysPlus[{1899, 12, 31}, 37680 + i]]]]}, {i, 1, 5}],
Automatic}, AxesLabel → {"Date ", "Vitesse (m/s)"}, PlotRange → {{37682, 37687}, {0, 3}},
ImageSize → {350, Automatic}, DisplayFunction → $DisplayFunction];
```



Calcul de la valeur minimale du nombre de Froude sur cette période, et tracé de ses variations pour l'écoulement à surface libre

$$\text{Min}\left[\text{Last}/@\,\text{Cases}[\text{ChroniqueVitesse5},\{a\_,\,b\_\}/;\,a\geq 37682\wedge a\leq 37687]\right]\Big/$$

$$\left(\sqrt{\left(9.81\,\frac{1}{0.4\,\text{Sin}\left[\text{ArcCos}\left[1-\frac{\text{Last}/@\text{Cases}[\text{ChroniqueHauteur5},\{a\_,b\_\}/;a\geq 37682\wedge a\leq 37687]}{20}\right]\right]}\right.\right.$$

$$0.2^2$$

$$\left(\text{ArcCos}\left[1-\frac{\text{Last}/@\,\text{Cases}[\text{ChroniqueHauteur5},\{a\_,\,b\_\}/;\,a\geq 37682\wedge a\leq 37687]}{20}\right]-\right.$$

$$\text{Sin}\Big[$$

$$\text{ArcCos}\Big[$$

$$1-\frac{1}{20}\,(\text{Last}/@\,\text{Cases}[\text{ChroniqueHauteur5},$$

$$\{a\_,\,b\_\}/;\,a\geq 37682\wedge a\leq 37687])\Big]\Big]$$

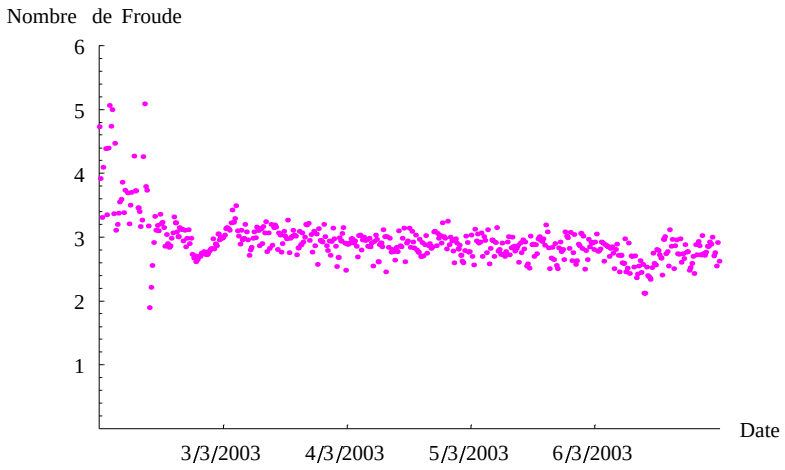
$$\Big(1-$$

$$\frac{1}{20}\,(\text{Last}/@\,\text{Cases}[\text{ChroniqueHauteur5},\{a\_,\,b\_\}/;$$

$$\left.\left.\left.\left.a\geq 37682\wedge a\leq 37687])\right)\right)\right)\Big]\Big]$$

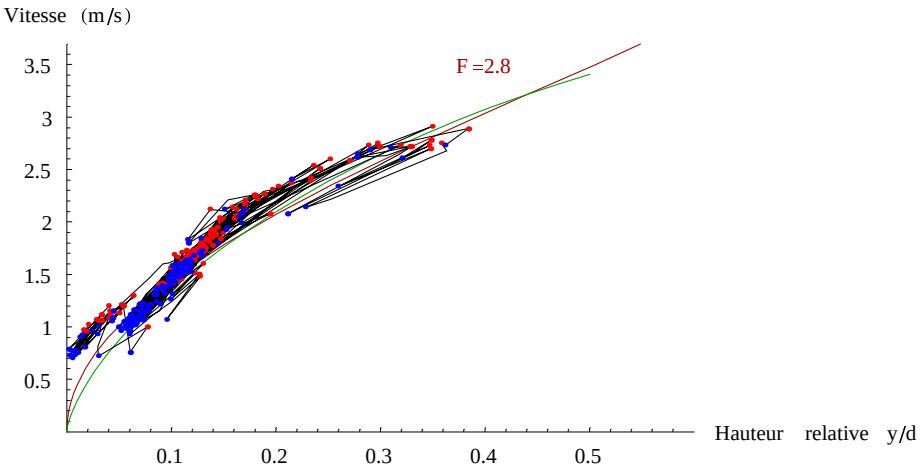
■ **1.89433**

```
ListPlot[
Cases[Transpose[{First /@ Cases[ChroniqueVitesse5, {a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687],
Last /@ Cases[ChroniqueVitesse5, {a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687]} /
(√(9.81 1 / (0.4 Sin[ArcCos[1 - Last/@Cases[ChroniqueHauteur5,{a_,b_}/;a≥37682∧a≤37687] / 20]]))
0.2^2
(ArcCos[1 - 1/20 (Last /@ Cases[ChroniqueHauteur5,
{a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687])] -
Sin[ArcCos[1 - 1/20 (Last /@ Cases[ChroniqueHauteur5,
{a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687])]]
(1 - 1/20 (Last /@ Cases[ChroniqueHauteur5,
{a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687])))^2)}], {x_, y_} /; y ∈ Reals],
PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 1.], PointSize[0.008]}, AxesOrigin → {37682., 0.},
Background → GrayLevel[1.],
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
Ticks →
{Table[
{37681 + i,
ToString[StringForm["“ /“ /“ ",
Sequence @@ Reverse[DaysPlus[{1899, 12, 31}, 37680 + i]]]]}, {i, 1, 5}],
Automatic}, AxesLabel → {"Date ", "Nombre de Froude"},
PlotRange → {{37682, 37687}, {0, 6}}, ImageSize → {300, Automatic}];
```



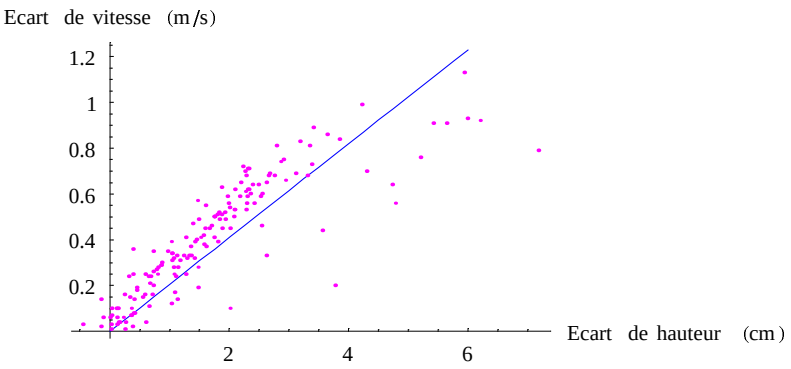
Tracé de la relation entre hauteur relative et vitesse, en identifiant les pics et les creux, pour l'épisode du 02/03/2003. Une courbe représentant la loi de Manning-Strickler avec i = 0.1 et K = 50 $m^{1/3}$ / s est portée en vert en arrière plan.

```
Show[ParametricPlot[{0.5 (1 - Cos[θ]), 2.8 √((9.81 1/(0.4 Sin[θ]) 0.2^2 (θ - Sin[θ] Cos[θ])))},
{θ, 0, π}, PlotStyle → RGBColor[0.6, 0., 0.], DisplayFunction → Identity],
Graphics[{RGBColor[0.6, 0., 0.], Text["F=2.8", {0.4, 3.5}]}, DisplayFunction → Identity],
ParametricPlot[{0.5 (1 - Cos[θ]), 50 ((0.2 (θ - Sin[θ] Cos[θ]))/(2 θ))^(2/3) 0.1^(1/2)}, {θ, 0, π/2},
PlotStyle → RGBColor[0., 0.6, 0.], DisplayFunction → Identity],
ListPlot[
Transpose[{Last /@ Cases[ChroniqueHauteur5, {a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687] / 40,
Last /@ Cases[ChroniqueVitesse5, {a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687]}],
PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 0.]}, PlotJoined → True, DisplayFunction → Identity],
ListPlot[
Transpose[
{Last /@ Cases[ChroniqueHauteur5[[Select[VraiesPointesVitesse5, Positive]]],
{a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687] / 40,
Last /@ Cases[ChroniqueVitesse5[[Select[VraiesPointesVitesse5, Positive]]],
{a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687]}],
PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 0.], PointSize[0.008]}, DisplayFunction → Identity],
ListPlot[
Transpose[
{Last /@ Cases[ChroniqueHauteur5[[-Select[VraiesPointesVitesse5, Negative]]],
{a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687] / 40,
Last /@ Cases[ChroniqueVitesse5[[-Select[VraiesPointesVitesse5, Negative]]],
{a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687]}],
PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 1.], PointSize[0.008]}, DisplayFunction → Identity],
Background → GrayLevel[1.],
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
AxesLabel → {"Hauteur relative y/d ", "Vitesse (m/s)"},
PlotRange → {{0, 0.6}, {0, Automatic}}, ImageSize → {350, Automatic},
DisplayFunction → $DisplayFunction];
```



Examen d'une corrélation éventuelle entre les écarts pour cet épisode

```
Show[Plot[0.205 x, {x, 0, 6}, PlotStyle → RGBColor[0., 0., 1.], DisplayFunction → Identity],
 ListPlot[Transpose[{Last /@ Cases[DeltaH5, {a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687],
   Last /@ Cases[DeltaV5, {a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687]}],
  PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 1.], PointSize[0.008]}, DisplayFunction → Identity],
 Background → GrayLevel[1.],
 TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
 AxesLabel → {"Ecart de hauteur (cm) ", "Ecart de vitesse (m/s)"}, PlotRange → All,
 ImageSize → {300, Automatic}, DisplayFunction → $DisplayFunction];
```



Application d'une régression linéaire à ces valeurs

```
Regress[Transpose[{Last /@ Cases[DeltaH5, {a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687],
    Last /@ Cases[DeltaV5, {a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687]}], {x}, x,
  IncludeConstant → False]
```

— *DesignedRegress::tsos :*
Warning: the total sum of squares in the ANOVATable is uncorrected (not centered on the response mean) when there is no constant term in the model; it is designated U Total.

— *DesignedRegress::rsqr :*
Warning: the RSquared and AdjustedRSquared diagnostics are redefined when there is no constant term in the model.

■

{ParameterTable →

	Estimate	SE	TStat	PValue
x	0.205198	0.00548604	37.4037	0.

RSquared → 0.897373, AdjustedRSquared → 0.896731, EstimatedVariance → 0.0237935, ANOVATable →

	DF	SumOfSq	MeanSq	FRatio	PValue
Model	1	33.2879	33.2879	1399.04	0.
Error	160	3.80695	0.0237935		
U Total	161	37.0949			

}

On vérifie que les données sont ici espacées d'un pas de temps fixe (aux imprécisions numériques près)

```
1 / Min[Drop[First /@ Cases[ChroniqueVitesse5, {a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687], 1] –
    Drop[First /@ Cases[ChroniqueVitesse5, {a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687], –1]]
  (Min[Drop[First /@ Cases[ChroniqueVitesse5, {a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687], 1] –
    Drop[First /@ Cases[ChroniqueVitesse5, {a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687], –1]] –
  Max[Drop[First /@ Cases[ChroniqueVitesse5, {a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687], 1] –
    Drop[First /@ Cases[ChroniqueVitesse5, {a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687], –1]])
```

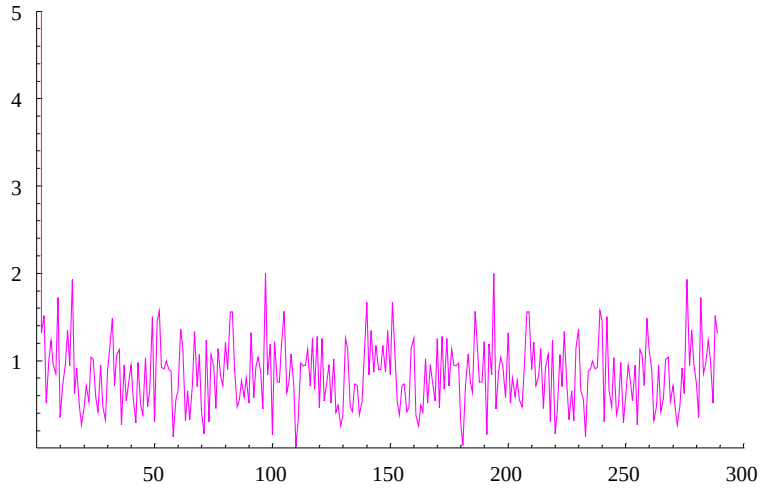
■ **–0.000960614**

La transformée de Fourier discrète est appliquée aux chroniques de vitesse et de hauteur

```
Max[Abs /@ Fourier[Last /@ Cases[ChroniqueHauteur5, {a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687]]]
```

■ **101.726**

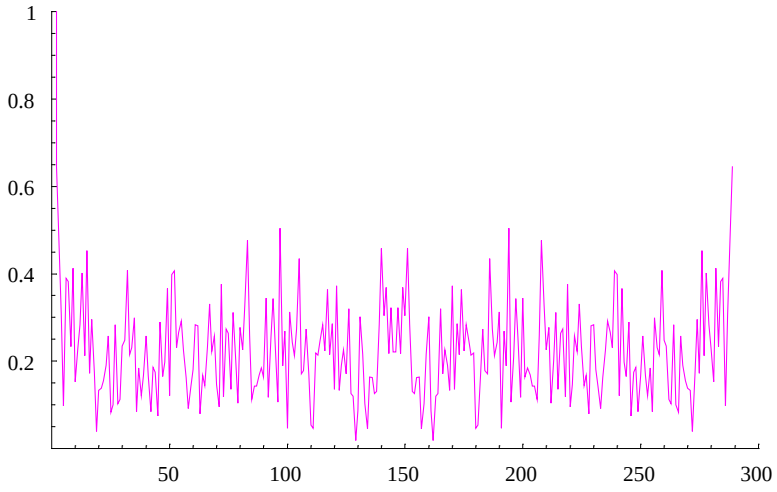
```
ListPlot[Abs /@ Fourier[Last /@ Cases[ChroniqueHauteur5, {a_, b_} /; a ≥ 37684 ∧ a ≤ 37687]],
  PlotJoined → True, PlotRange → {{0, 300}, {0, 5}},
  PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 1.], PointSize[0.008]}, Background → GrayLevel[1.],
  TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8}, AxesLabel → {"", ""},
  PlotRange → All, ImageSize → {300, Automatic}];
```




```
Max[Abs /@ Fourier[Last /@ Cases[ChroniqueVitesse5, {a_, b_} /; a ≥ 37682 ∧ a ≤ 37687]]]
```

34.5627

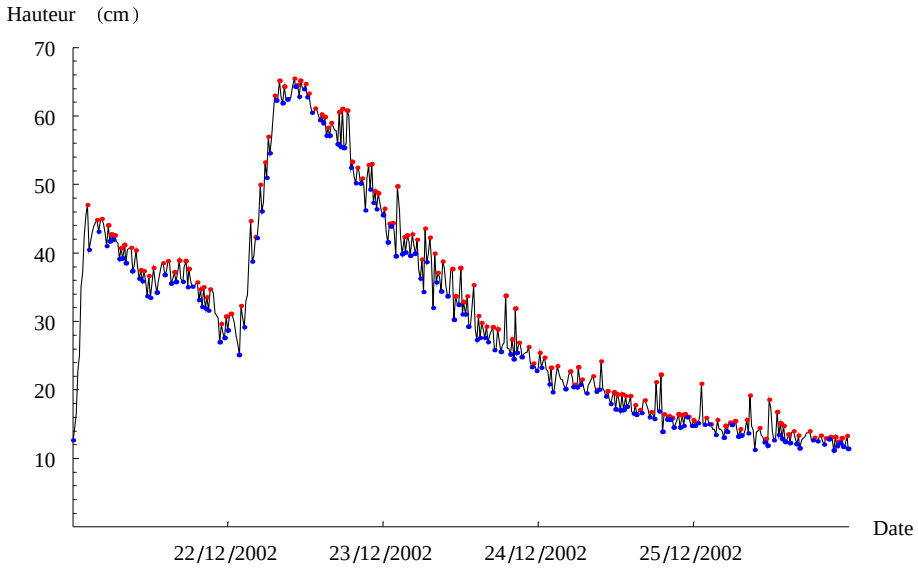
```
ListPlot[Abs /@ Fourier[Last /@ Cases[ChroniqueVitesse5, {a_, b_} /; a ≥ 37684 ∧ a ≤ 37687]],
 PlotJoined → True, PlotRange → {{0, 300}, {0, 1}},
 PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 1.], PointSize[0.008]}, Background → GrayLevel[1.],
 TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8}, AxesLabel → {"", ""},
 PlotRange → All, ImageSize → {300, Automatic}];
```



Etude d'un épisode partiellement en régime fluvial, avec mise en charge, en "PZ5"

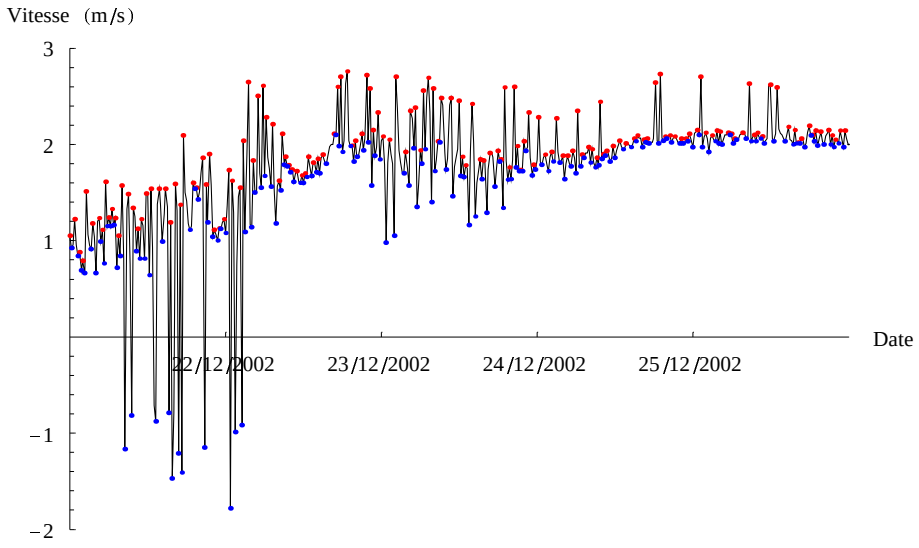
Tracé de la chronique de hauteur, en identifiant les pics et les creux, pour l'épisode du 21/12/2002

```
Show[ListPlot[ChroniqueHauteur5, PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 0.]}, PlotJoined → True,
  DisplayFunction → Identity],
 ListPlot[PicsHauteur5, PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 0.], PointSize[0.006]},
  DisplayFunction → Identity],
 ListPlot[CreuxHauteur5, PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 1.], PointSize[0.006]},
 DisplayFunction → Identity], AxesOrigin → {37611, 0.}, Background → GrayLevel[1.],
 TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
 Ticks →
 {Table[
 {37610 + i,
 ToString[StringForm["“ /“ /“ ",
 Sequence @@ Reverse[DaysPlus[{1899, 12, 31}, 37609 + i]]]]}, {i, 1, 5}],
 Automatic}, AxesLabel → {"Date ", "Hauteur (cm)"},
 PlotRange → {{37611, 37616}, {0, 70}}, ImageSize → {350, Automatic},
 DisplayFunction → $DisplayFunction];
```



Tracé de la chronique de vitesse, en identifiant les pics et les creux, pour l'épisode du 21/12/2002

```
Show[ListPlot[ChroniqueVitesse5, PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 0.]}, PlotJoined → True,
DisplayFunction → Identity],
ListPlot[PicsVitesse5, PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 0.], PointSize[0.006]},
DisplayFunction → Identity],
ListPlot[CreuxVitesse5, PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 1.], PointSize[0.006]},
DisplayFunction → Identity], AxesOrigin → {37611., 0.}, Background → GrayLevel[1.],
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
Ticks →
{Table[
{37610 + i,
ToString[StringForm["“ /“ /“ ",
Sequence @@ Reverse[DaysPlus[{1899, 12, 31}, 37609 + i]]]]}, {i, 1, 5}],
Automatic}, AxesLabel → {"Date ", "Vitesse (m/s)"},
PlotRange → {{37611, 37616}, {−2, 3}}, ImageSize → {350, Automatic},
DisplayFunction → $DisplayFunction];
```

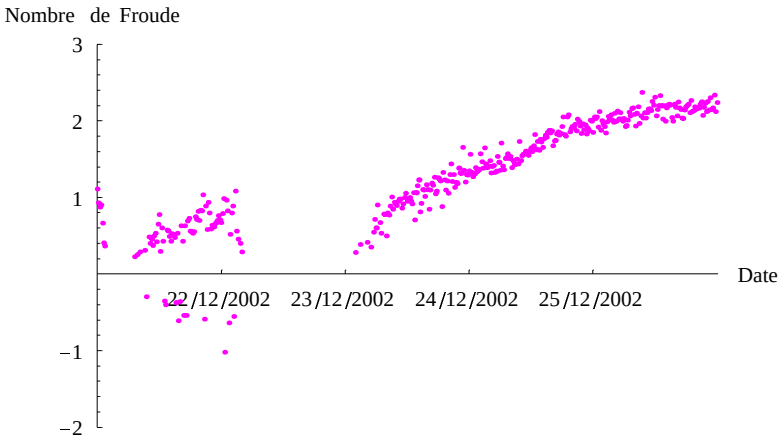


Calcul de la valeur maximale du nombre de Froude sur cette période, et tracé de ses variations pour l'écoulement à surface libre

$$\text{Max}\Big[\text{Cases}\Big[\text{Last}\,/@\,\text{Cases}[\text{ChroniqueVitesse5},\{\text{a_},\,\text{b_}\}\,/;\,a \geq 37611 \wedge a \leq 37616] \Big/ \left(\sqrt{\left(9.81\,\frac{1}{0.4\,\text{Sin}\left[\text{ArcCos}\left[1-\frac{\text{Last/@Cases[ChroniqueHauteur5,\{a_,b_\}/;a}\geq 37611\wedge a\leq 37616]}{20}\right]\right]}\,0.2^2\left(\text{ArcCos}\left[1-\frac{1}{20}\,(\text{Last}\,/@\,\text{Cases}[\text{ChroniqueHauteur5},\{\text{a_},\,\text{b_}\}\,/;\,a \geq 37611 \wedge a \leq 37616])\right]-\text{Sin}\left[\text{ArcCos}\left[1-\frac{1}{20}\,(\text{Last}\,/@\,\text{Cases}[\text{ChroniqueHauteur5},\{\text{a_},\,\text{b_}\}\,/;\,a \geq 37611 \wedge a \leq 37616])\right]\right]\left(1-\frac{1}{20}\,(\text{Last}\,/@\,\text{Cases}[\text{ChroniqueHauteur5},\{\text{a_},\,\text{b_}\}\,/;\,a \geq 37611 \wedge a \leq 37616])\right)\right)\right)}\right),\,\text{x_}\,/;\,x \in \text{Reals}\Big]\Big]$$

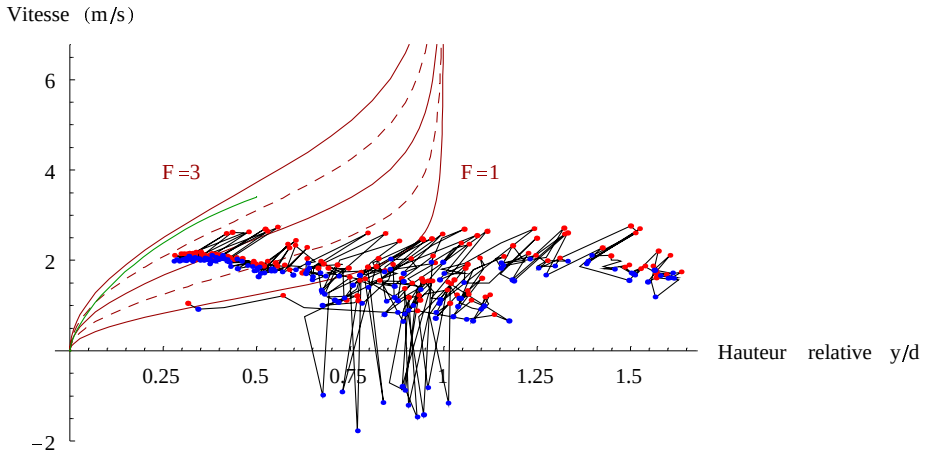
■ **2.366**

```
ListPlot[
Cases[Transpose[{First /@ Cases[ChroniqueVitesse5, {a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616],
Last /@ Cases[ChroniqueVitesse5, {a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616]} /
(Sqrt[9.81 1 / (0.4 Sin[ArcCos[1 - Last/@Cases[ChroniqueHauteur5,{a_,b_}/;a≥37611∧a≤37616] / 20]]) 0.2^2
(ArcCos[1 - 1/20 (Last /@ Cases[ChroniqueHauteur5,
{a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616])] -
Sin[ArcCos[1 - 1/20 (Last /@ Cases[ChroniqueHauteur5,
{a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616])]]
(1 - 1/20 (Last /@ Cases[ChroniqueHauteur5,
{a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616]))])]}], {x_, y_} /; y ∈ Reals],
PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 1.], PointSize[0.008]}, AxesOrigin → {37611., 0.},
Background → GrayLevel[1.],
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
Ticks →
{Table[
{37610 + i,
ToString[StringForm["“ /“ /“ ",
Sequence @@ Reverse[DaysPlus[{1899, 12, 31}, 37609 + i]]]]}, {i, 1, 5}],
Automatic}, AxesLabel → {"Date ", "Nombre de Froude"},
PlotRange → {{37611, 37616}, {-2, 3}}, ImageSize → {300, Automatic}];
```



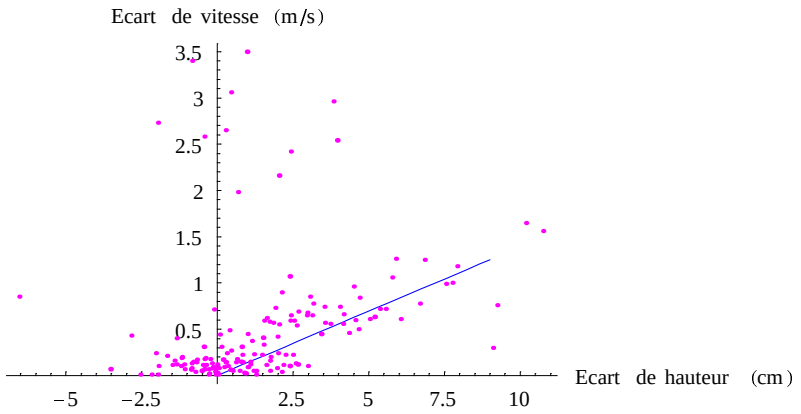
Tracé de la relation entre hauteur relative et vitesse, en identifiant les pics et les creux, pour l'épisode du 02/03/2003. Une courbe représentant la loi de Manning-Strickler avec i = 0.1 et K = 50 $m^{1/3}$/s est portée en vert en arrière plan.

```
Show[
Join[Table[ParametricPlot[{0.5 (1 - Cos[θ]), F Sqrt[9.81 1/(0.4 Sin[θ]) 0.2^2 (θ - Sin[θ] Cos[θ])]},
{θ, 0, π}, PlotStyle → {RGBColor[0.6, 0., 0.], Dashing[{0.03 (F - Floor[F])}]},
DisplayFunction → Identity], {F, 1., 3., 0.5}],
{Graphics[{RGBColor[0.6, 0., 0.], Text["F=3", {0.3, 4.}], Text["F=1", {1.1, 4.}]},
DisplayFunction → Identity]},
{ParametricPlot[{0.5 (1 - Cos[θ]), 50 (0.2 (θ - Sin[θ] Cos[θ]))/(2 θ))^(2/3) 0.1^(1/2)}, {θ, 0, π/2},
PlotStyle → RGBColor[0., 0.6, 0.], DisplayFunction → Identity],
ListPlot[
Transpose[{Last /@ Cases[ChroniqueHauteur5, {a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616] / 40,
Last /@ Cases[ChroniqueVitesse5, {a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616]}],
PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 0.]}, PlotJoined → True, DisplayFunction → Identity],
ListPlot[
Transpose[
{Last /@ Cases[ChroniqueHauteur5[[Select[VraiesPointesVitesse5, Positive]]],
{a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616] / 40,
Last /@ Cases[ChroniqueVitesse5[[Select[VraiesPointesVitesse5, Positive]]],
{a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616]}],
PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 0.], PointSize[0.008]}, DisplayFunction → Identity],
ListPlot[
Transpose[
{Last /@ Cases[ChroniqueHauteur5[[-Select[VraiesPointesVitesse5, Negative]]],
{a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616] / 40,
Last /@ Cases[ChroniqueVitesse5[[-Select[VraiesPointesVitesse5, Negative]]],
{a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616]}],
PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 1.], PointSize[0.008]}, DisplayFunction → Identity]},
Background → GrayLevel[1.],
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
AxesLabel → {"Hauteur relative y/d ", "Vitesse (m/s)"}, PlotRange → {All, {-2, Automatic}},
ImageSize → {350, Automatic}, DisplayFunction → $DisplayFunction];
```



Examen d'une corrélation éventuelle entre les écarts pour cet épisode

```
Show[Plot[0.139 x, {x, 0, 9}, PlotStyle → RGBColor[0., 0., 1.], DisplayFunction → Identity],
 ListPlot[Transpose[{Last /@ Cases[DeltaH5, {a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616],
   Last /@ Cases[DeltaV5, {a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616]}],
  PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 1.], PointSize[0.008]}, DisplayFunction → Identity],
 Background → GrayLevel[1.],
 TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
 AxesLabel → {"Ecart de hauteur (cm) ", "Ecart de vitesse (m/s)"}, PlotRange → All,
 ImageSize → {300, Automatic}, DisplayFunction → $DisplayFunction];
```



Application d'une régression linéaire à ces valeurs

```
Regress[Transpose[{Last /@ Cases[DeltaH5, {a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616],
    Last /@ Cases[DeltaV5, {a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616]}], {x}, x,
  IncludeConstant → False]
```

— *DesignedRegress::tsos :*
Warning: the total sum of squares in the ANOVATable is uncorrected (not centered on the response mean) when there is no constant term in the model; it is designated U Total.

— *DesignedRegress::rsqr :*
Warning: the RSquared and AdjustedRSquared diagnostics are redefined when there is no constant term in the model.

■

{ParameterTable →

	Estimate	SE	TStat	PValue
x	0.139972	0.0201015	6.96325	9.03553×10^{-11},

RSquared → 0.239457, AdjustedRSquared → 0.234518,
EstimatedVariance → 0.585547, ANOVATable →

	DF	SumOfSq	MeanSq	FRatio	PValue
odel	1	28.3914	28.3914	48.4869	9.03554×10^{-11}
rror	154	90.1742	0.585547		
Total	155	118.566			

}

On vérifie que les données sont ici espacées d'un pas de temps fixe (aux imprécisions numériques près)

```
1 / Min[Drop[First /@ Cases[ChroniqueVitesse5, {a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616], 1] –
    Drop[First /@ Cases[ChroniqueVitesse5, {a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616], −1]]
 (Min[Drop[First /@ Cases[ChroniqueVitesse5, {a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616], 1] –
    Drop[First /@ Cases[ChroniqueVitesse5, {a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616], −1]] –
  Max[Drop[First /@ Cases[ChroniqueVitesse5, {a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616], 1] –
    Drop[First /@ Cases[ChroniqueVitesse5, {a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616], −1]])
```

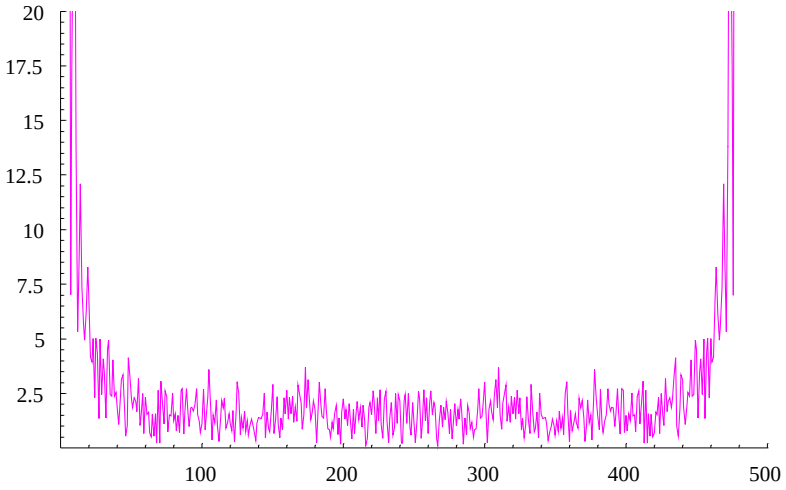
■ **−0.000960614**

La transformée de Fourier discrète est appliquée aux chroniques de vitesse et de hauteur

```
Max[Abs /@ Fourier[Last /@ Cases[ChroniqueHauteur5, {a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616]]]
```

■ **681.348**

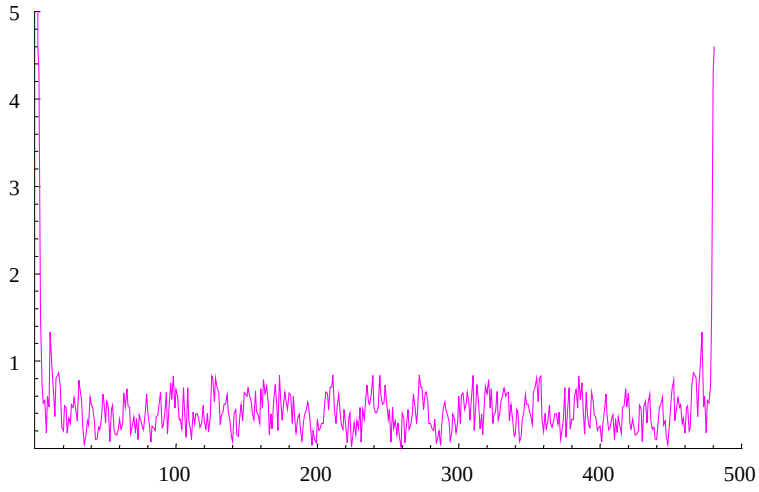
```
ListPlot[Abs /@ Fourier[Last /@ Cases[ChroniqueHauteur5, {a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616]],
  PlotJoined → True, PlotRange → {{0, 500}, {0, 20}},
  PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 1.], PointSize[0.008]}, Background → GrayLevel[1.],
  TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8}, AxesLabel → {"", ""},
  PlotRange → All, ImageSize → {300, Automatic}];
```



Max[Abs /@ Fourier[Last /@ Cases[ChroniqueVitesse5, {a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616]]]

38.0923

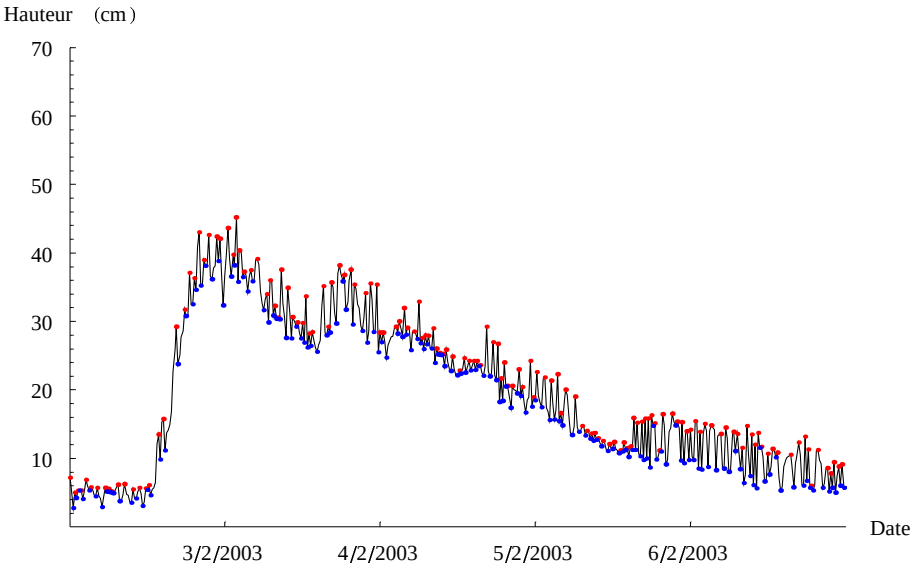
ListPlot[Abs /@ Fourier[Last /@ Cases[ChroniqueVitesse5, {a_, b_} /; a ≥ 37611 ∧ a ≤ 37616]],
PlotJoined → True, PlotRange → {{0, 500}, {0, 5}},
PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 1.], PointSize[0.008]}, Background → GrayLevel[1.],
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8}, AxesLabel → {"", ""},
PlotRange → All, ImageSize → {300, Automatic}];



Etude d'un deuxième épisode partiellement en régime fluvial, en limite de mise en charge, en "PZ5"

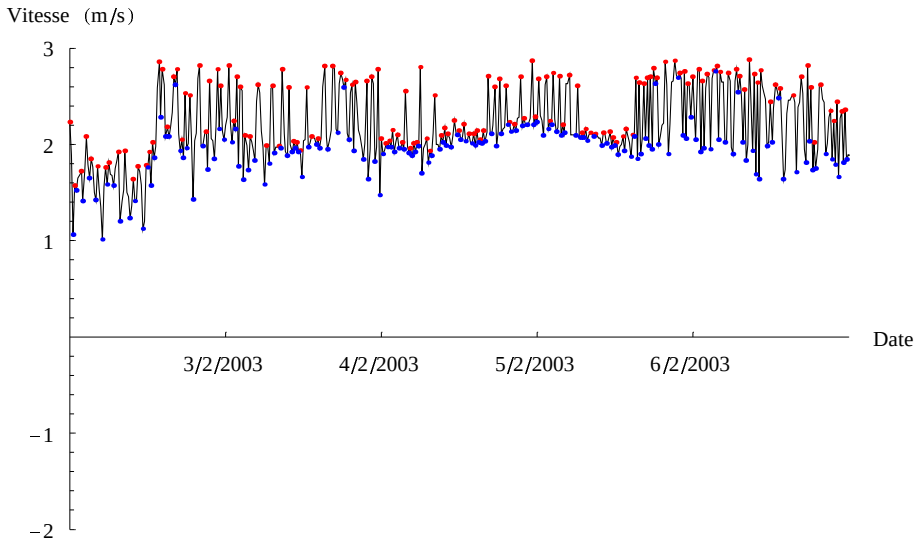
Tracé de la chronique de hauteur, en identifiant les pics et les creux, pour l'épisode du 02/02/2003

```
Show[ListPlot[ChroniqueHauteur5, PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 0.]}, PlotJoined → True,
  DisplayFunction → Identity],
 ListPlot[PicsHauteur5, PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 0.], PointSize[0.006]},
  DisplayFunction → Identity],
 ListPlot[CreuxHauteur5, PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 1.], PointSize[0.006]},
 DisplayFunction → Identity], AxesOrigin → {37654, 0.}, Background → GrayLevel[1.],
 TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
 Ticks →
 {Table[
 {37653 + i,
 ToString[StringForm["“ /“ /“ ",
 Sequence @@ Reverse[DaysPlus[{1899, 12, 31}, 37652 + i]]]]}, {i, 1, 5}],
 Automatic}, AxesLabel → {"Date ", "Hauteur (cm)"},
 PlotRange → {{37654, 37659}, {0, 70}}, ImageSize → {350, Automatic},
 DisplayFunction → $DisplayFunction];
```



Tracé de la chronique de vitesse, en identifiant les pics et les creux, pour l'épisode du 02/02/2003

```
Show[ListPlot[ChroniqueVitesse5, PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 0.]}, PlotJoined → True,
  DisplayFunction → Identity],
 ListPlot[PicsVitesse5, PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 0.], PointSize[0.006]},
  DisplayFunction → Identity],
 ListPlot[CreuxVitesse5, PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 1.], PointSize[0.006]},
 DisplayFunction → Identity], AxesOrigin → {37654., 0.}, Background → GrayLevel[1.],
 TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
 Ticks →
 {Table[
 {37653 + i,
 ToString[StringForm["‘ /‘ /‘ ",
 Sequence @@ Reverse[DaysPlus[{1899, 12, 31}, 37652 + i]]]]}, {i, 1, 5}],
  Automatic}, AxesLabel → {"Date ", "Vitesse (m/s)"},
 PlotRange → {{37654, 37659}, {−2, 3}}, ImageSize → {350, Automatic},
 DisplayFunction → $DisplayFunction];
```



Calcul de la valeur maximale du nombre de Froude sur cette période, et tracé de ses variations pour l'écoulement à surface libre

$$\text{Max}\Big[\text{Cases}\Big[\text{Last}\,/@\,\text{Cases}[\text{ChroniqueVitesse5}, \{a\_, b\_\}\,/;\, a \geq 37654 \wedge a \leq 37659]\Big/$$

$$\Bigg(\sqrt{\Bigg(9.81\,\frac{1}{0.4\,\text{Sin}\Big[\text{ArcCos}\Big[1 - \frac{\text{Last}/@\text{Cases}[\text{ChroniqueHauteur5},\{a\_,b\_\}/;a\geq 37654\wedge a\leq 37659]}{20}\Big]\Big]}$$

$$0.2^2$$

$$\Big(\text{ArcCos}\Big[$$

$$1 -$$

$$\frac{1}{20}\,(\text{Last}\,/@\,\text{Cases}[\text{ChroniqueHauteur5}, \{a\_, b\_\}\,/;$$

$$a \geq 37654 \wedge a \leq 37659])\Big] -$$

$$\text{Sin}\Big[$$

$$\text{ArcCos}\Big[$$

$$1 - \frac{1}{20}\,(\text{Last}\,/@\,\text{Cases}[\text{ChroniqueHauteur5},$$

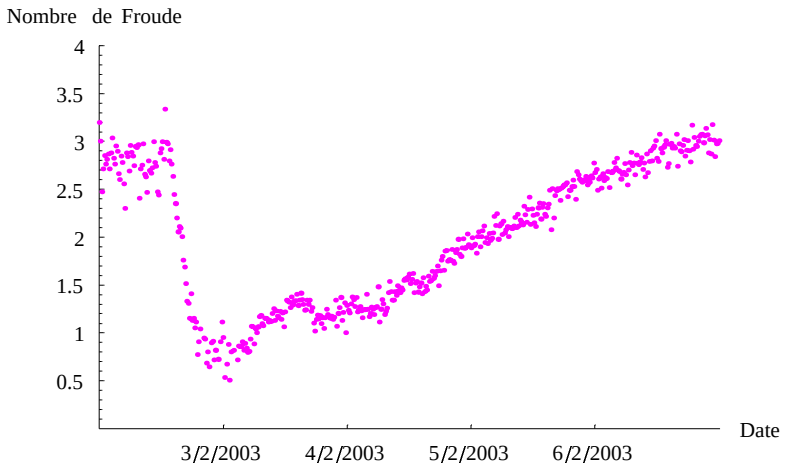
$$\{a\_, b\_\}\,/;\, a \geq 37654 \wedge a \leq 37659])\Big]\Big]$$

$$\Big(1 - \frac{1}{20}\,(\text{Last}\,/@\,\text{Cases}[\text{ChroniqueHauteur5},$$

$$\{a\_, b\_\}\,/;\, a \geq 37654 \wedge a \leq 37659])\Big)\Big)\Bigg)\Bigg), x\_\,/;\, x \in \text{Reals}\Big]\Big]$$

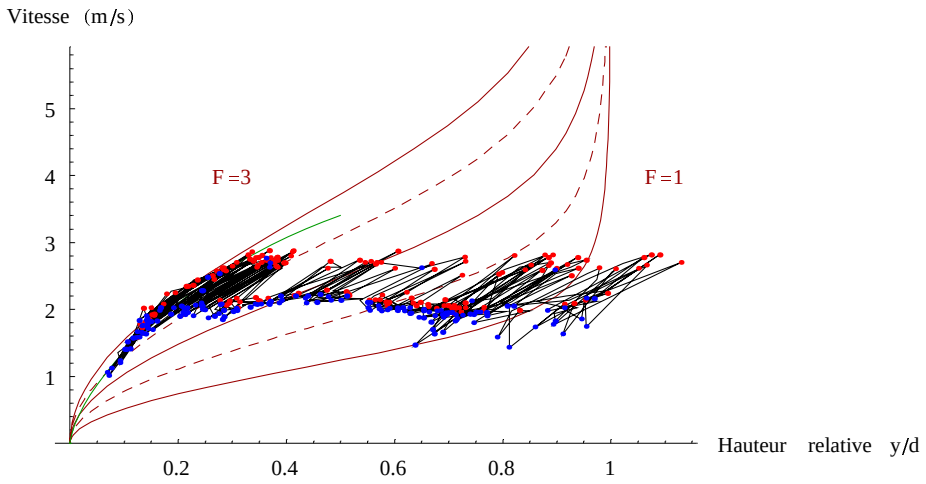
■ **3.33592**

```
ListPlot[
Cases[Transpose[{First /@ Cases[ChroniqueVitesse5, {a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659],
Last /@ Cases[ChroniqueVitesse5, {a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659]} /
(√(9.81 1 / (0.4 Sin[ArcCos[1 - Last/@Cases[ChroniqueHauteur5,{a_,b_}/;a≥37654∧a≤37659] / 20]]
0.2^2
(ArcCos[1 - 1/20 (Last /@ Cases[ChroniqueHauteur5,
{a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659])] -
Sin[ArcCos[1 - 1/20 (Last /@ Cases[ChroniqueHauteur5,
{a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659])]]
(1 - 1/20 (Last /@ Cases[ChroniqueHauteur5,
{a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659]))))))}], {x_, y_} /; y ∈ Reals],
PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 1.], PointSize[0.008]}, AxesOrigin → {37654., 0.},
Background → GrayLevel[1.],
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
Ticks →
{Table[
{37653 + i,
ToString[StringForm["“ /“ /“ ",
Sequence @@ Reverse[DaysPlus[{1899, 12, 31}, 37652 + i]]]]}, {i, 1, 5}],
Automatic}, AxesLabel → {"Date ", "Nombre de Froude"},
PlotRange → {{37654, 37659}, {0, 4}}, ImageSize → {300, Automatic}];
```



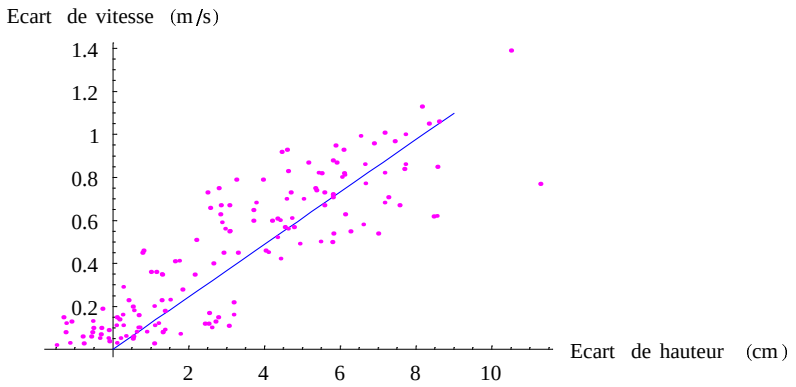
Tracé de la relation entre hauteur relative et vitesse, en identifiant les pics et les creux, pour l'épisode du 02/03/2003. Une courbe représentant la loi de Manning-Strickler avec i = 0.1 et K = 50 $m^{1/3}$/s est portée en vert en arrière plan.

```
Show[
Join[Table[ParametricPlot[{0.5 (1 - Cos[θ]), F Sqrt[9.81 1/(0.4 Sin[θ]) 0.2^2 (θ - Sin[θ] Cos[θ])]},
{θ, 0, π}, PlotStyle → {RGBColor[0.6, 0., 0.], Dashing[{0.03 (F - Floor[F])}]},
DisplayFunction → Identity], {F, 1., 3., 0.5}],
{Graphics[{RGBColor[0.6, 0., 0.], Text["F=3", {0.3, 4.}], Text["F=1", {1.1, 4.}]},
DisplayFunction → Identity]},
{ParametricPlot[{0.5 (1 - Cos[θ]), 50 (0.2 (θ - Sin[θ] Cos[θ]))/(2 θ))^(2/3) 0.1^(1/2)}, {θ, 0, π/2},
PlotStyle → RGBColor[0., 0.6, 0.], DisplayFunction → Identity],
ListPlot[
Transpose[{Last /@ Cases[ChroniqueHauteur5, {a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659] / 40,
Last /@ Cases[ChroniqueVitesse5, {a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659]}],
PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 0.]}, PlotJoined → True, DisplayFunction → Identity],
ListPlot[
Transpose[
{Last /@ Cases[ChroniqueHauteur5[[Select[VraiesPointesVitesse5, Positive]]],
{a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659] / 40,
Last /@ Cases[ChroniqueVitesse5[[Select[VraiesPointesVitesse5, Positive]]],
{a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659]}],
PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 0.], PointSize[0.008]}, DisplayFunction → Identity],
ListPlot[
Transpose[
{Last /@ Cases[ChroniqueHauteur5[[-Select[VraiesPointesVitesse5, Negative]]],
{a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659] / 40,
Last /@ Cases[ChroniqueVitesse5[[-Select[VraiesPointesVitesse5, Negative]]],
{a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659]}],
PlotStyle → {RGBColor[0., 0., 1.], PointSize[0.008]}, DisplayFunction → Identity]}],
Background → GrayLevel[1.],
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
AxesLabel → {"Hauteur relative y/d ", "Vitesse (m/s)"}, PlotRange → {All, {0, Automatic}},
ImageSize → {350, Automatic}, DisplayFunction → $DisplayFunction];
```



Examen d'une corrélation éventuelle entre les écarts pour cet épisode

```
Show[Plot[0.122 x, {x, 0, 9}, PlotStyle → RGBColor[0., 0., 1.], DisplayFunction → Identity],
 ListPlot[Transpose[{Last /@ Cases[DeltaH5, {a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659],
   Last /@ Cases[DeltaV5, {a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659]}],
  PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 1.], PointSize[0.008]}, DisplayFunction → Identity],
 Background → GrayLevel[1.],
 TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8},
 AxesLabel → {"Ecart de hauteur (cm) ", "Ecart de vitesse (m/s)"}, PlotRange → All,
 ImageSize → {300, Automatic}, DisplayFunction → $DisplayFunction];
```



Application d'une régression linéaire à ces valeurs

```
Regress[Transpose[{Last /@ Cases[DeltaH5, {a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659],
  Last /@ Cases[DeltaV5, {a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659]}], {x}, x,
 IncludeConstant → False]
```

— *DesignedRegress::tsos :*
Warning: the total sum of squares in the ANOVATable is uncorrected (not centered on the response mean) when there is no constant term in the model; it is designated U Total.

— *DesignedRegress::rsqr :*
Warning: the RSquared and AdjustedRSquared diagnostics are redefined when there is no constant term in the model.

■

{ParameterTable →

	Estimate	SE	TStat	PValue
x	0.122114	0.00348304	35.0595	0.

RSquared → 0.891886, AdjustedRSquared → 0.89116, EstimatedVariance → 0.0345689, ANOVATable →

	DF	SumOfSq	MeanSq	FRatio	PValue
Model	1	42.4911	42.4911	1229.17	0.
Error	149	5.15077	0.0345689		
U Total	150	47.6419			

}

On vérifie que les données sont ici espacées d'un pas de temps fixe (aux imprécisions numériques près)

```
1 / Min[Drop[First /@ Cases[ChroniqueVitesse5, {a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659], 1] –
  Drop[First /@ Cases[ChroniqueVitesse5, {a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659], –1]]
 (Min[Drop[First /@ Cases[ChroniqueVitesse5, {a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659], 1] –
  Drop[First /@ Cases[ChroniqueVitesse5, {a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659], –1]] –
 Max[Drop[First /@ Cases[ChroniqueVitesse5, {a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659], 1] –
  Drop[First /@ Cases[ChroniqueVitesse5, {a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659], –1]])
```

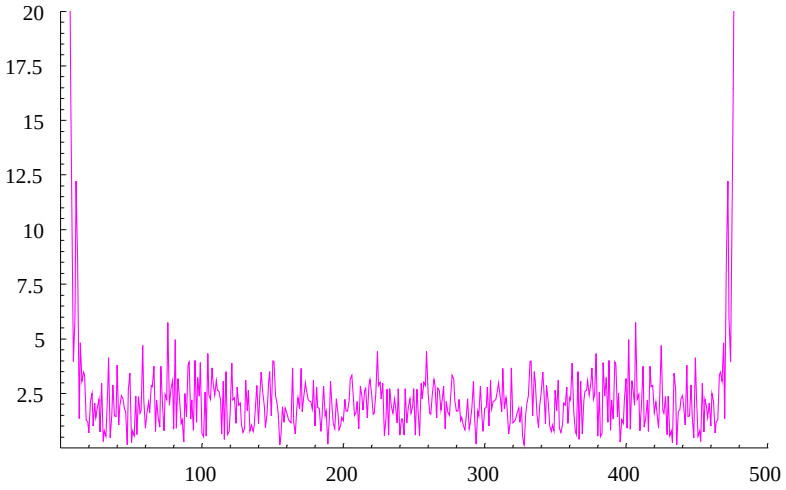
■ **–0.000960614**

La transformée de Fourier discrète est appliquée aux chroniques de vitesse et de hauteur

```
Max[Abs /@ Fourier[Last /@ Cases[ChroniqueHauteur5, {a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659]]]
```

■ **424.652**

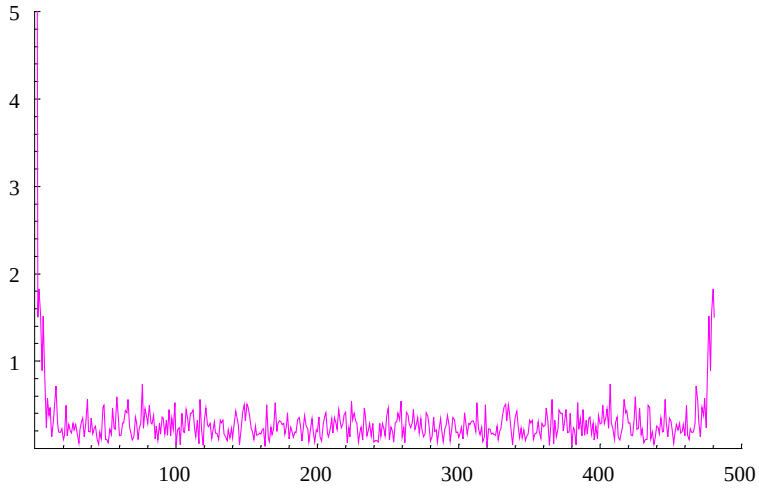
```
ListPlot[Abs /@ Fourier[Last /@ Cases[ChroniqueHauteur5, {a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659]],
 PlotJoined → True, PlotRange → {{0, 500}, {0, 20}},
 PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 1.], PointSize[0.008]}, Background → GrayLevel[1.],
 TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8}, AxesLabel → {"", ""},
 PlotRange → All, ImageSize → {300, Automatic}];
```




```
Max[Abs /@ Fourier[Last /@ Cases[ChroniqueVitesse5, {a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659]]]
```

47.3155

```
ListPlot[Abs /@ Fourier[Last /@ Cases[ChroniqueVitesse5, {a_, b_} /; a ≥ 37654 ∧ a ≤ 37659]],
 PlotJoined → True, PlotRange → {{0, 500}, {0, 5}},
 PlotStyle → {RGBColor[1., 0., 1.], PointSize[0.008]}, Background → GrayLevel[1.],
 TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 8}, AxesLabel → {"", ""},
 PlotRange → All, ImageSize → {300, Automatic}];
```



Annexe 4 Tableau de valeurs comparatives de pression en voie 1 (expérimentation "FoCol"), en hauteur de colonne d'eau, et de hauteur d'eau mesurée au limnimètre en $X_1 = 0$, $X_2 = 1$ cm.

Q (l/s)	q (l/s)	$p_0/\rho gd$ voie 1	y_{limni} /d en $X_1 = 0$, $X_2 = 1$ cm
5,144	0,408	0,701	0,738
-0,001	1,049	0,347	0,375
5,102	1,553	0,800	0,831
-0,003	1,576	0,463	0,494
-0,002	2,096	0,490	0,538
-0,004	2,870	0,596	0,631
-0,002	3,025	0,668	0,725

Annexe 5 Détail de l'équation déterminant $\overline{Y}$

Bilan de quantité de mouvement appliqué à un apport latéral depuis une conduite cylindrique

Nous présentons dans ce document le détail des calculs ayant servi à l'établissement de l'équation du bilan de quantité de mouvement appliqué à la jonction conduite-canal. Les commentaires sont en italiques, et précèdent les cellules de calcul. Les résultats, lorsqu'ils ne sont pas sous forme de graphique, son en caractères gras, et accompagnés à gauche d'un carré gris.

Notation spécifique au logiciel Mathematica

La notation "I" est déclarée dans le contexte global, pour éviter la confusion avec le nombre imaginaire i, inutilisé ici.

```
Global`I;
```

Manipulation des équations

On écrit le bilan de quantité de mouvement pour le canal, projeté sur OX_1, en éliminant v(0), y(0), V(3L) , à partir de :

y(0) = y(10d)+10d i = Y(-2L)+2LI

$q = v(0)\frac{d^2}{4}(\theta(0) - Sin[\theta(0)]\,Cos[\theta(0)])\,sin(\delta)$

avec

$s(0)=\frac{d^2}{4}(\theta(0) - Sin[\theta(0)]\,Cos[\theta(0)])$

et

$\theta(0) = \pi - 2\,ArcCos\left[\sqrt{\frac{Y[-2L]+2LI}{d}}\right]$ pour une conduite circulaire

q+Q= V(3L) L Y(3L)

On introduit la composante du poids projetée sur l'horizontale $3\,g\,L^2\,I\,Y(3L) + 2\,gL^2\,IY(2L) - \frac{5}{2}\,g\,I^2\,L^3$, calculée d'après une ligne d'eau horizontale par morceaux, pour une C.L. aval Y(3L) et une C.L. amont Y(-2L). Le frottement contre les parois du canal 3L(L+2Y(3L))T(Q,Y(3L)) est également introduit, à partir d'une relation de Manning-Strickler. $T(Q,Y) = \rho\,g\,R_h(Y)\,J(Q,Y)$, $J(Q,Y) = Q^2/(K^2.(L\,Y)^2.R_h(Y)^{4/3})$, $R_h(Y) = \frac{L\,Y}{L+2\,Y}$.

Les termes non nuls des équations sont systématiquement groupés à gauche (fonction "RegroupementGauche").

$$\text{Eq1a} =$$

$$\frac{g}{2} L\, Y[-2L]^2 + \frac{B[-2L]\, Q^2}{L\, Y[-2L]} + \beta[0]\, q\, v[0]\, \text{Cos}[\delta] + 3\, g\, L^2\, I\, Y[3L] + 2\, g L^2\, IY[-2L] - \frac{5}{2} g\, I^2\, L^3 ==$$

$$\frac{g}{2} L\, Y[3L]^2 + B[3L]\,(q+Q)\, V[3L] + 3L\,(L + 2\,Y[3L])\, T[Q+q,\, Y[3L]] / \rho +$$

$$2L\,(L + 2\,Y[-2L])\, T[Q,\, Y[-2L]] / \rho \,//.$$

$$\left\{ v[0] \to \frac{4q}{d^2\,(\theta[0] - \text{Sin}[\theta[0]]\, \text{Cos}[\theta[0]])\, \text{Sin}[\delta]},\right.$$

$$\theta[0] \to (1 - \text{UnitStep}[Y[-2L] + 2\,L\,I - d])\left(\pi - 2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{Y[-2L] + 2\,L\,I}{d}}\,\right]\right) +$$

$$\text{UnitStep}[Y[-2L] + 2\,L\,I - d]\,\pi,\; V[3L] \to \frac{(q+Q)}{Y[3L]\,L},\; T[Q\_,\, Y\_] \to \rho\, g\, R_h[Y]\, J[Q, Y],$$

$$\left. J[Q\_,\, Y\_] \to Q^2 / K^2 / (L\,Y)^2 / R_h[Y]\,\text{^}\,(4/3),\; R_h[Y\_] \to \frac{L\,Y}{L + 2\,Y} \right\};$$

$$\text{RegroupementGauche}[Eq\_] := ((Eq[\![1]\!] - Eq[\![2]\!]) == 0)$$

$$\text{Eq1a} = \text{RegroupementGauche}[\text{Eq1a}]$$

$$\blacksquare \quad -\frac{5}{2} g\, I^2\, L^3 + 2\, g L^2\, IY[-2L] + \frac{1}{2} g\, L\, Y[-2L]^2 - \frac{2\, g\, Q^2}{K^2\, Y[-2L]\left(\frac{L\,Y[-2L]}{L+2\,Y[-2L]}\right)^{4/3}} +$$

$$3\, g\, I\, L^2\, Y[3L] - \frac{1}{2} g\, L\, Y[3L]^2 - \frac{3\, g\,(q+Q)^2}{K^2\, Y[3L]\left(\frac{L\,Y[3L]}{L+2\,Y[3L]}\right)^{4/3}} + (4\, q^2\, \text{Cot}[\delta]\, \beta[0]) \Big/$$

$$\left(d^2\left(-\text{Cos}\left[\left(\pi - 2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{2\,I\,L + Y[-2L]}{d}}\,\right]\right)(1 - \text{UnitStep}[-d + 2\,I\,L + Y[-2L]]) + \pi\, \text{UnitStep}[-d + 2\,I\,L + Y[-2L]]\right]\right.\right.$$

$$\text{Sin}\left[\left(\pi - 2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{2\,I\,L + Y[-2L]}{d}}\,\right]\right)\right.$$

$$(1 - \text{UnitStep}[-d + 2\,I\,L + Y[-2L]]) +$$

$$\left.\pi\, \text{UnitStep}[-d + 2\,I\,L + Y[-2L]]\right] +$$

$$\left(\pi - 2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{2\,I\,L + Y[-2L]}{d}}\,\right]\right)$$

$$(1 - \text{UnitStep}[-d + 2\,I\,L + Y[-2L]]) +$$

$$\left.\left.\pi\, \text{UnitStep}[-d + 2\,I\,L + Y[-2L]]\right)\right) +$$

$$\frac{Q^2\, B[-2L]}{L\, Y[-2L]} - \frac{(q+Q)^2\, B[3L]}{L\, Y[3L]} ==$$

$$0$$

On écrit le bilan de quantité de mouvement pour la conduite, projeté sur OX_2.

$$\text{Eq2a} =$$

$$\frac{1}{8} d^3 g\left(-\frac{1}{2}\theta[10\,d]\,\text{Cos}[\theta[10\,d]] + \frac{\text{Sin}[\theta[10\,d]]}{4} + \frac{1}{4}\text{Cos}[\theta[10\,d]]\,\text{Sin}[2\,\theta[10\,d]] - \frac{1}{12}\text{Sin}[3\,\theta[10\,d]]\right) + \frac{4\,\beta[10\,d]\,q^2}{d^2\,(\theta[10\,d] - \text{Sin}[\theta[10\,d]]\,\text{Cos}[\theta[10\,d]])} ==$$

$$\frac{1}{8} d^3 g\left(-\frac{1}{2}\theta[0]\,\text{Cos}[\theta[0]] + \frac{\text{Sin}[\theta[0]]}{4} + \frac{1}{4}\text{Cos}[\theta[0]]\,\text{Sin}[2\,\theta[0]] - \frac{1}{12}\text{Sin}[3\,\theta[0]]\right) + \beta[0]\,q\,v[0]\,\text{Sin}[\delta]\ //.$$

$$\left\{v[0] \to (1 - \text{UnitStep}[\,Y[-2\,L] + 2\,L\,I - d])\,\frac{4\,q}{d^2\,(\theta[0] - \text{Sin}[\theta[0]]\,\text{Cos}[\theta[0]])\,\text{Sin}[\delta]} + \text{UnitStep}[\,Y[-2\,L] + 2\,L\,I - d]\,\frac{4\,q}{\pi\,d^2\,\text{Sin}[\delta]},\right.$$

$$\theta[0] \to (1 - \text{UnitStep}[Y[-2\,L] + 2\,L\,I - d])\left(\pi - 2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{Y[-2\,L] + 2\,L\,I}{d}}\,\right]\right) + \text{UnitStep}[Y[-2\,L] + 2\,L\,I - d]\,\pi,$$

$$\theta[10\,d] \to (1 - \text{UnitStep}[Y[-2\,L] + 2\,L\,I - 10\,i\,d - d])\left(\pi - 2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{Y[-2\,L] + 2\,L\,I - 10\,i\,d}{d}}\,\right]\right) + \left.\text{UnitStep}[Y[-2\,L] + 2\,L\,I - 10\,i\,d - d]\,\pi\right\}\ //\ \text{RegroupementGauche}$$

$$-\frac{1}{8}\,\mathbf{d^3\,g}\left(\frac{1}{4}\,\mathbf{Sin}\left[\left(\pi - 2\,\mathbf{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{2\,I\,L + Y[-2\,L]}{d}}\,\right]\right)(1 - \mathbf{UnitStep}[-d + 2\,I\,L + Y[-2\,L]]) + \pi\,\mathbf{UnitStep}[-d + 2\,I\,L + Y[-2\,L]]\right] + \frac{1}{4}\,\mathbf{Cos}\left[\left(\pi - 2\,\mathbf{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{2\,I\,L + Y[-2\,L]}{d}}\,\right]\right)(1 - \mathbf{UnitStep}[-d + 2\,I\,L + Y[-2\,L]]) + \pi\,\mathbf{UnitStep}[-d + 2\,I\,L + Y[-2\,L]]\right]\mathbf{Sin}\left[2\left(\left(\pi - 2\,\mathbf{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{2\,I\,L + Y[-2\,L]}{d}}\,\right]\right)(1 - \mathbf{UnitStep}[-d + 2\,I\,L + Y[-2\,L]]) + \pi\,\mathbf{UnitStep}[-d + 2\,I\,L + Y[-2\,L]]\right)\right] - \frac{1}{12}\,\mathbf{Sin}\left[3\left(\left(\pi - 2\,\mathbf{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{2\,I\,L + Y[-2\,L]}{d}}\,\right]\right)(1 - \mathbf{UnitStep}[-d + 2\,I\,L + Y[-2\,L]]) + \pi\,\mathbf{UnitStep}[-d + 2\,I\,L + Y[-2\,L]]\right)\right] -$$

$$\frac{1}{2}\,\text{Cos}\left[\left(\pi - 2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{2\,I\,L + Y[-2\,L]}{d}}\,\right]\right)\right.$$
$$(1 - \text{UnitStep}[-d + 2\,I\,L + Y[-2\,L]]) +$$
$$\left.\pi\,\text{UnitStep}[-d + 2\,I\,L + Y[-2\,L]]\right]$$
$$\left(\left(\pi - 2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{2\,I\,L + Y[-2\,L]}{d}}\,\right]\right)\right.$$
$$(1 - \text{UnitStep}[-d + 2\,I\,L + Y[-2\,L]]) +$$
$$\left.\left.\pi\,\text{UnitStep}[-d + 2\,I\,L + Y[-2\,L]]\right)\right) +$$
$$\frac{1}{8}\,d^3\,g\left(\frac{1}{4}\,\text{Sin}\left[\left(\pi - 2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{-10\,d\,i + 2\,I\,L + Y[-2\,L]}{d}}\,\right]\right)\right.\right.$$
$$(1 - \text{UnitStep}[-d - 10\,d\,i + 2\,I\,L + Y[-2\,L]]) +$$
$$\left.\pi\,\text{UnitStep}[-d - 10\,d\,i + 2\,I\,L + Y[-2\,L]]\right] +$$
$$\frac{1}{4}\,\text{Cos}\left[\left(\pi - 2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{-10\,d\,i + 2\,I\,L + Y[-2\,L]}{d}}\,\right]\right)\right.$$
$$(1 - \text{UnitStep}[-d - 10\,d\,i + 2\,I\,L + Y[-2\,L]]) +$$
$$\left.\pi\,\text{UnitStep}[-d - 10\,d\,i + 2\,I\,L + Y[-2\,L]]\right]$$
$$\text{Sin}\left[2\left(\left(\pi - 2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{-10\,d\,i + 2\,I\,L + Y[-2\,L]}{d}}\,\right]\right)\right.\right.$$
$$(1 - \text{UnitStep}[-d - 10\,d\,i + 2\,I\,L + Y[-2\,L]]) +$$
$$\left.\left.\pi\,\text{UnitStep}[-d - 10\,d\,i + 2\,I\,L + Y[-2\,L]]\right)\right] -$$
$$\frac{1}{12}\,\text{Sin}\left[3\left(\left(\pi - 2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{-10\,d\,i + 2\,I\,L + Y[-2\,L]}{d}}\,\right]\right)\right.\right.$$
$$(1 - \text{UnitStep}[-d - 10\,d\,i + 2\,I\,L + Y[-2\,L]]) +$$
$$\left.\left.\pi\,\text{UnitStep}[-d - 10\,d\,i + 2\,I\,L + Y[-2\,L]]\right)\right] -$$
$$\frac{1}{2}\,\text{Cos}\left[\left(\pi - 2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{-10\,d\,i + 2\,I\,L + Y[-2\,L]}{d}}\,\right]\right)\right.$$
$$(1 - \text{UnitStep}[-d - 10\,d\,i + 2\,I\,L + Y[-2\,L]]) +$$
$$\left.\pi\,\text{UnitStep}[-d - 10\,d\,i + 2\,I\,L + Y[-2\,L]]\right]$$
$$\left(\left(\pi - 2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{-10\,d\,i + 2\,I\,L + Y[-2\,L]}{d}}\,\right]\right)\right.$$
$$(1 - \text{UnitStep}[-d - 10\,d\,i + 2\,I\,L + Y[-2\,L]]) +$$

$$\pi\,\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+Y[-2\,L]]\Big)\Big)-$$

$$q\,\text{Sin}[\delta]\left(\frac{4\,q\,\text{Csc}[\delta]\,\text{UnitStep}[-d+2\,I\,L+Y[-2\,L]]}{d^2\,\pi}+\right.$$

$$(4\,q\,\text{Csc}[\delta]\,(1-\text{UnitStep}[-d+2\,I\,L+Y[-2\,L]]))\Big/$$

$$\left(d^2\left(-\text{Cos}\left[\left(\pi-2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{2\,I\,L+Y[-2\,L]}{d}}\,\right]\right)\right.\right.\right.$$

$$(1-\text{UnitStep}[-d+2\,I\,L+Y[-2\,L]])+$$

$$\pi\,\text{UnitStep}[-d+2\,I\,L+Y[-2\,L]]\Big]$$

$$\text{Sin}\left[\left(\pi-2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{2\,I\,L+Y[-2\,L]}{d}}\,\right]\right)\right.$$

$$(1-\text{UnitStep}[-d+2\,I\,L+Y[-2\,L]])+$$

$$\pi\,\text{UnitStep}[-d+2\,I\,L+Y[-2\,L]]\Big]+$$

$$\left(\pi-2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{2\,I\,L+Y[-2\,L]}{d}}\,\right]\right)$$

$$(1-\text{UnitStep}[-d+2\,I\,L+Y[-2\,L]])+$$

$$\left.\left.\left.\pi\,\text{UnitStep}[-d+2\,I\,L+Y[-2\,L]]\right)\right)\right)\beta[0]+$$

$$(4\,q^2\,\beta[10\,d])\Big/\left(d^2\left(-\text{Cos}\left[\left(\pi-2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{-10\,d\,i+2\,I\,L+Y[-2\,L]}{d}}\,\right]\right)\right.\right.\right.$$

$$(1-\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+Y[-2\,L]])+$$

$$\pi\,\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+Y[-2\,L]]\Big]$$

$$\text{Sin}\left[\left(\pi-2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{-10\,d\,i+2\,I\,L+Y[-2\,L]}{d}}\,\right]\right)\right.$$

$$(1-\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+Y[-2\,L]])+$$

$$\pi\,\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+Y[-2\,L]]\Big]+$$

$$\left(\pi-2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{-10\,d\,i+2\,I\,L+Y[-2\,L]}{d}}\,\right]\right)$$

$$(1-\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+Y[-2\,L]])+$$

$$\left.\left.\pi\,\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+Y[-2\,L]]\right)\right)==0$$

On écrit le bilan d'énergie appliqué à l'ensemble de la jonction

$$\text{Eq3a} =$$

$$Q\left(Y[-2\,L] + 2\,L\,I + \frac{A[-2\,L]\,Q^2}{2\,g\,L^2\,Y[-2\,L]^2}\right) +$$

$$q\left(y[10\,d] + (\alpha[10\,d]\,q^2)\Big/\left(2\,g\left(\frac{d^2}{4}\,(\theta[10\,d] - \text{Sin}[\theta[10\,d]]\,\text{Cos}[\theta[10\,d]])\right)^2\right)\right) ==$$

$$(q + Q)\left(Y[3\,L] - 3\,L\,I + \frac{A[3\,L]\,QTotal^2}{2\,g\,L^2\,Y[3\,L]^2}\right)(1 + Ke)\,/.$$

$$\left\{\theta[10\,d] \to (1 - \text{UnitStep}[Y[-2\,L] + 2\,L\,I - 10\,i\,d - d])\right.$$

$$\left(\pi - 2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{Y[-2\,L] + 2\,L\,I - 10\,i\,d}{d}}\,\right]\right) +$$

$$\left.\text{UnitStep}[Y[-2\,L] + 2\,L\,I - 10\,i\,d - d]\,\pi\right\}\ //\ \text{RegroupementGauche}$$

$$\mathbf{q\left(y[10\,d] + (8\,q^2\,\alpha[10\,d])\Big/\left(d^4\,g\left(-\text{Cos}\left[\left(\pi - 2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{-10\,d\,i + 2\,I\,L + Y[-2\,L]}{d}}\,\right]\right)(1 - \text{UnitStep}[-d - 10\,d\,i + 2\,I\,L + Y[-2\,L]]) + \pi\,\text{UnitStep}[-d - 10\,d\,i + 2\,I\,L + Y[-2\,L]]\right]\text{Sin}\left[\left(\pi - 2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{-10\,d\,i + 2\,I\,L + Y[-2\,L]}{d}}\,\right]\right)(1 - \text{UnitStep}[-d - 10\,d\,i + 2\,I\,L + Y[-2\,L]]) + \pi\,\text{UnitStep}[-d - 10\,d\,i + 2\,I\,L + Y[-2\,L]]\right] + \left(\pi - 2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{-10\,d\,i + 2\,I\,L + Y[-2\,L]}{d}}\,\right]\right)(1 - \text{UnitStep}[-d - 10\,d\,i + 2\,I\,L + Y[-2\,L]]) + \pi\,\text{UnitStep}[-d - 10\,d\,i + 2\,I\,L + Y[-2\,L]]\right)\text{\^{}}2\right)\right) +$$

$$\mathbf{Q\left(2\,I\,L + Y[-2\,L] + \frac{Q^2\,A[-2\,L]}{2\,g\,L^2\,Y[-2\,L]^2}\right) - (1 + Ke)\,(q + Q)\left(-3\,I\,L + Y[3\,L] + \frac{QTotal^2\,A[3\,L]}{2\,g\,L^2\,Y[3\,L]^2}\right) ==}$$

$$\mathbf{0}$$

On définit un système d'équations dont on a éliminé Y (−2 L) et y (10 d),
ce qui introduit $\overline{Y}$ (noté RatioY dans la suite) à partir de : Y (−2 L) = RatioY Y (3 L)
On utilise y (0) = y (10 d) + 10 d i = Y (−2 L) + 2 LI = RatioY Y (3 L) + 2 LI

```
SEqb = {Eq1a, Eq2a, Eq3a} /. {Y[−2 L] → RatioY Y[3 L], y[10 d] → RatioY Y[3 L] + 2 L I − 10 i d}
```

$$\left\{-\frac{5}{2}\,g\,I^2\,L^3+2\,g\,L^2\,IY[-2\,L]+3\,g\,I\,L^2\,Y[3\,L]-\frac{1}{2}\,g\,L\,Y[3\,L]^2+\frac{1}{2}\,g\,L\,RatioY^2\,Y[3\,L]^2-\frac{3\,g\,(q+Q)^2}{K^2\,Y[3\,L]\left(\frac{L\,Y[3\,L]}{L+2\,Y[3\,L]}\right)^{4/3}}-\frac{2\,g\,Q^2}{K^2\,RatioY\,Y[3\,L]\left(\frac{L\,RatioY\,Y[3\,L]}{L+2\,RatioY\,Y[3\,L]}\right)^{4/3}}+\right.$$

$$(4\,q^2\,\mathrm{Cot}[\delta]\,\beta[0])\Big/\left(d^2\left(-\mathrm{Cos}\left[\left(\pi-2\,\mathrm{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{2\,I\,L+RatioY\,Y[3\,L]}{d}}\,\right]\right)(1-\mathrm{UnitStep}[-d+2\,I\,L+RatioY\,Y[3\,L]])+\pi\,\mathrm{UnitStep}[-d+2\,I\,L+RatioY\,Y[3\,L]]\right]\right.\right.$$

$$\mathrm{Sin}\left[\left(\pi-2\,\mathrm{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{2\,I\,L+RatioY\,Y[3\,L]}{d}}\,\right]\right)(1-\mathrm{UnitStep}[-d+2\,I\,L+RatioY\,Y[3\,L]])+\pi\,\mathrm{UnitStep}[-d+2\,I\,L+RatioY\,Y[3\,L]]\right]+$$

$$\left(\pi-2\,\mathrm{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{2\,I\,L+RatioY\,Y[3\,L]}{d}}\,\right]\right)(1-\mathrm{UnitStep}[-d+2\,I\,L+RatioY\,Y[3\,L]])+$$

$$\left.\left.\pi\,\mathrm{UnitStep}[-d+2\,I\,L+RatioY\,Y[3\,L]]\right)\right)+$$

$$\frac{Q^2\,B[-2\,L]}{L\,RatioY\,Y[3\,L]}-\frac{(q+Q)^2\,B[3\,L]}{L\,Y[3\,L]}==$$

$$0,\quad -\frac{1}{8}\,d^3\,g\left(\frac{1}{4}\,\mathrm{Sin}\left[\left(\pi-2\,\mathrm{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{2\,I\,L+RatioY\,Y[3\,L]}{d}}\,\right]\right)(1-\mathrm{UnitStep}[-d+2\,I\,L+RatioY\,Y[3\,L]])+\pi\,\mathrm{UnitStep}[-d+2\,I\,L+RatioY\,Y[3\,L]]\right]+\right.$$

$$\left.\frac{1}{4}\,\mathrm{Cos}\left[\left(\pi-2\,\mathrm{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{2\,I\,L+RatioY\,Y[3\,L]}{d}}\,\right]\right)(1-\mathrm{UnitStep}[-d+2\,I\,L+RatioY\,Y[3\,L]])+\right.\right.$$

$$\pi\,\text{UnitStep}[-d+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]]\Big]$$

$$\text{Sin}\Big[2\left(\left(\pi-2\,\text{ArcCos}\Big[\sqrt{\frac{2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\Big]\right)\right.$$

$$(1-\text{UnitStep}[-d+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]])+$$

$$\left.\pi\,\text{UnitStep}[-d+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]]\right)\Big]-$$

$$\frac{1}{12}\,\text{Sin}\Big[3\left(\left(\pi-2\,\text{ArcCos}\Big[\sqrt{\frac{2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\Big]\right)\right.$$

$$(1-\text{UnitStep}[-d+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]])+$$

$$\left.\pi\,\text{UnitStep}[-d+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]]\right)\Big]-$$

$$\frac{1}{2}\,\text{Cos}\Big[\left(\pi-2\,\text{ArcCos}\Big[\sqrt{\frac{2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\Big]\right)$$

$$(1-\text{UnitStep}[-d+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]])+$$

$$\pi\,\text{UnitStep}[-d+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]]\Big]$$

$$\left(\left(\pi-2\,\text{ArcCos}\Big[\sqrt{\frac{2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\Big]\right)\right.$$

$$(1-\text{UnitStep}[-d+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]])+$$

$$\left.\left.\pi\,\text{UnitStep}[-d+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]]\right)\right)+$$

$$\frac{1}{8}\,d^3\,g\left(\frac{1}{4}\,\text{Sin}\Big[\left(\pi-2\,\text{ArcCos}\Big[\sqrt{\frac{-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\Big]\right)\right.$$

$$(1-\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]])+$$

$$\left.\pi\,\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]]\right]+$$

$$\frac{1}{4}\,\text{Cos}\Big[\left(\pi-2\,\text{ArcCos}\Big[\sqrt{\frac{-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\Big]\right)\Big)$$

$$(1-\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]])+$$

$$\pi\,\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]]\Big]$$

$$\text{Sin}\Big[2\left(\left(\pi-2\,\text{ArcCos}\Big[\sqrt{\frac{-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\Big]\right)\right.$$

$$(1-\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]])+$$

$$\left.\pi\,\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]]\right)\Big]-$$

$$\frac{1}{12}\,\text{Sin}\Big[3\left(\left(\pi-2\,\text{ArcCos}\Big[\sqrt{\frac{-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\Big]\right)\right.$$

$$(1 - \text{UnitStep}[-d - 10\,d\,i + 2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]]) + \pi\,\text{UnitStep}[-d - 10\,d\,i + 2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]]\Big)\Big] -$$

$$\frac{1}{2}\,\text{Cos}\Big[\Big(\pi - 2\,\text{ArcCos}\Big[\sqrt{\frac{-10\,d\,i + 2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\Big]\Big)$$

$$(1 - \text{UnitStep}[-d - 10\,d\,i + 2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]]) + \pi\,\text{UnitStep}[-d - 10\,d\,i + 2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]]\Big]$$

$$\Big(\Big(\Big(\pi - 2\,\text{ArcCos}\Big[\sqrt{\frac{-10\,d\,i + 2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\Big]\Big)$$

$$(1 - \text{UnitStep}[-d - 10\,d\,i + 2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]]) + \pi\,\text{UnitStep}[-d - 10\,d\,i + 2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]]\Big)\Big) -$$

$$q\,\text{Sin}[\delta]\Big(\frac{4\,q\,\text{Csc}[\delta]\,\text{UnitStep}[-d + 2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]]}{d^2\,\pi} +$$

$$(4\,q\,\text{Csc}[\delta]\,(1 - \text{UnitStep}[-d + 2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]]))\Big/$$

$$\Big(d^2\Big(-\text{Cos}\Big[\Big(\pi - 2\,\text{ArcCos}\Big[\sqrt{\frac{2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\Big]\Big)$$

$$(1 - \text{UnitStep}[-d + 2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]]) + \pi\,\text{UnitStep}[-d + 2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]]\Big]$$

$$\text{Sin}\Big[\Big(\pi - 2\,\text{ArcCos}\Big[\sqrt{\frac{2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\Big]\Big)$$

$$(1 - \text{UnitStep}[-d + 2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]]) + \pi\,\text{UnitStep}[-d + 2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]]\Big] +$$

$$\Big(\pi - 2\,\text{ArcCos}\Big[\sqrt{\frac{2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\Big]\Big)$$

$$(1 - \text{UnitStep}[-d + 2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]]) + \pi\,\text{UnitStep}[-d + 2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]]\Big)\Big)\Big)\beta[0] + (4\,q^2\,\beta[10\,d])\Big/$$

$$\Big(d^2\Big(-\text{Cos}\Big[\Big(\pi - 2\,\text{ArcCos}\Big[\sqrt{\frac{-10\,d\,i + 2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\Big]\Big)$$

$$(1 - \text{UnitStep}[-d - 10\,d\,i + 2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]]) + \pi\,\text{UnitStep}[-d - 10\,d\,i + 2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]]\Big]$$

$$\text{Sin}\Big[\Big(\pi - 2\,\text{ArcCos}\Big[\sqrt{\frac{-10\,d\,i + 2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\Big]\Big)$$

$$(1 - \text{UnitStep}[-d - 10\,d\,i + 2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]]) +$$

$$\pi\,\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]]\Big]+\left(\pi-2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\right]\right)(1-\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]])+\pi\,\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]]\Bigg)\Bigg)==0,$$

$$q\left(-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]+(8\,q^2\,\alpha[10\,d])\Big/\left(d^4\,g\left(-\text{Cos}\left[\left(\pi-2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\right]\right)(1-\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]])+\pi\,\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]]\right]\text{Sin}\left[\left(\pi-2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\right]\right)(1-\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]])+\pi\,\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]]\right]+\left(\pi-2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\right]\right)(1-\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]])+\pi\,\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]]\right)\text{\^{}}2\Bigg)\Bigg)+Q\left(2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]+\frac{Q^2\,A[-2\,L]}{2\,g\,L^2\,\text{RatioY}^2\,Y[3\,L]^2}\right)-(1+\text{Ke})(q+Q)\left(-3\,I\,L+Y[3\,L]+\frac{\text{QTotal}^2\,A[3\,L]}{2\,g\,L^2\,Y[3\,L]^2}\right)==0\Bigg\}$$

L'équation (2) est résolue en $\beta(0)$

$$\beta 0\text{Sol} = \text{Re}[\text{Solve}[\text{SEqb}[\![2]\!], \beta[0]][\![1, 1, 2]\!]$$

$$\text{Re}\Bigg[\Bigg(\text{Csc}[\delta]\left(-\frac{1}{8}\,d^3\,g\left(\frac{1}{4}\,\text{Sin}\left[\left(\pi-2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\right]\right)(1-\text{UnitStep}[-d+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]])+\right.\right.\right.$$

$$\pi\,\text{UnitStep}[-d+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]]\Big]+$$

$$\frac{1}{4}\,\text{Cos}\Big[\left(\pi-2\,\text{ArcCos}\Big[\sqrt{\frac{2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\Big]\right)$$

$$(1-\text{UnitStep}[-d+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]])+$$
$$\pi\,\text{UnitStep}[-d+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]]\Big]$$

$$\text{Sin}\Big[2\left(\left(\pi-2\,\text{ArcCos}\Big[\sqrt{\frac{2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\Big]\right)\right.$$

$$(1-\text{UnitStep}[-d+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]])+$$

$$\left.\pi\,\text{UnitStep}[-d+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]]\right)\Big]-$$

$$\frac{1}{12}\,\text{Sin}\Big[3\left(\left(\pi-2\,\text{ArcCos}\Big[\sqrt{\frac{2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\Big]\right)\right.$$

$$(1-\text{UnitStep}[-d+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]])+$$

$$\left.\pi\,\text{UnitStep}[-d+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]]\right)\Big]-$$

$$\frac{1}{2}\,\text{Cos}\Big[\left(\pi-2\,\text{ArcCos}\Big[\sqrt{\frac{2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\Big]\right)$$

$$(1-\text{UnitStep}[-d+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]])+$$
$$\pi\,\text{UnitStep}[-d+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]]\Big]$$

$$\left(\left(\pi-2\,\text{ArcCos}\Big[\sqrt{\frac{2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\Big]\right)\right.$$

$$(1-\text{UnitStep}[-d+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]])+$$

$$\left.\left.\pi\,\text{UnitStep}[-d+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]]\right)\right)+$$

$$\frac{1}{8}\,d^3\,g\left(\frac{1}{4}\,\text{Sin}\Big[\left(\pi-2\,\text{ArcCos}\Big[\sqrt{\frac{-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\Big]\right)\right.$$

$$(1-\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]])+$$
$$\pi\,\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]]\Big]+$$

$$\frac{1}{4}\,\text{Cos}\Big[\left(\pi-2\,\text{ArcCos}\Big[\sqrt{\frac{-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\Big]\right)$$

$$(1-\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]])+$$
$$\pi\,\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]]\Big]$$

$$\text{Sin}\Big[2\left(\left(\pi-2\,\text{ArcCos}\Big[\sqrt{\frac{-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\Big]\right)\right.$$

$$(1-\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+$$
$$\text{RatioY}\,Y[3\,L]])+\pi\,\text{UnitStep}[$$

$$-d-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]]\Big)\Big]-$$

$$\frac{1}{12}\,\text{Sin}\Big[3\Big(\Big(\pi-2\,\text{ArcCos}\Big[\sqrt{\frac{-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\Big]\Big)$$

$$(1-\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+$$
$$\text{RatioY}\,Y[3\,L]])+\pi\,\text{UnitStep}[$$
$$-d-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]]\Big)\Big]-$$

$$\frac{1}{2}\,\text{Cos}\Big[\Big(\pi-2\,\text{ArcCos}\Big[\sqrt{\frac{-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\Big]\Big)$$

$$(1-\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]])+$$
$$\pi\,\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]]\Big]$$
$$\Big(\Big(\pi-2\,\text{ArcCos}\Big[\sqrt{\frac{-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\Big]\Big)$$

$$(1-\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]])+$$
$$\pi\,\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}$$
$$Y[3\,L]]\Big)\Big)+(4\,q^2\,\beta[10\,d])\Big/$$

$$\Big(d^2\Big(-\text{Cos}\Big[\Big(\pi-2\,\text{ArcCos}\Big[\sqrt{\frac{-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\Big]\Big)$$

$$(1-\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+$$
$$\text{RatioY}\,Y[3\,L]])+\pi\,\text{UnitStep}[$$
$$-d-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]]\Big]$$
$$\text{Sin}\Big[\Big(\pi-2\,\text{ArcCos}\Big[\sqrt{\frac{-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\Big]\Big)$$

$$(1-\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+$$
$$2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]])+$$
$$\pi\,\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]]\Big]+$$
$$\Big(\pi-2\,\text{ArcCos}\Big[\sqrt{\frac{-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\Big]\Big)$$

$$(1-\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]])+$$
$$\pi\,\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]]\Big)\Big)\Big)\Big)\Big/$$

$$\Big(q\Big(\frac{4\,q\,\text{Csc}[\delta]\,\text{UnitStep}[-d+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]]}{d^2\,\pi}+$$

$$(4\,q\,\text{Csc}[\delta]$$

$$(1 - \text{UnitStep}[-d + 2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]])) \Big/ \left(d^2 \left(-\text{Cos}\left[\left(\pi - 2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\right]\right)(1 - \text{UnitStep}[-d + 2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]]) + \pi\,\text{UnitStep}[-d + 2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]]\right]\right.\right.$$

$$\text{Sin}\left[\left(\pi - 2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\right]\right)(1 - \text{UnitStep}[-d + 2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]]) + \pi\,\text{UnitStep}[-d + 2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]]\right] +$$

$$\left(\pi - 2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\right]\right)(1 - \text{UnitStep}[-d + 2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]]) + \pi\,\text{UnitStep}[-d + 2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]]\Big)\Big)\Big)\Big)\Big)\Big]$$

La solution obtenue est intégrée à l'équation (1), ce qui permet d'obtenir l'équation donnant RatioY

EqY = SEqb[[1]] /. {$\beta[0] \to \beta 0\text{Sol}$} // RegroupementGauche

$$-\frac{5}{2}\,g\,I^2\,L^3 + 2\,g\,L^2\,IY[-2\,L] + \left(4\,q^2\,\text{Cot}[\delta]\right.$$

$$\text{Re}\left[\left(\text{Csc}[\delta]\left(-\frac{1}{8}\,d^3\,g\left(\frac{1}{4}\,\text{Sin}\left[\left(\pi - 2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\right]\right)(1 - \text{UnitStep}[-d + 2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]]) + \pi\,\text{UnitStep}[-d + 2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]]\right] + \frac{1}{4}\,\text{Cos}\left[\left(\pi - 2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\right]\right)(1 - \text{UnitStep}[-d + 2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]]) + \pi\,\text{UnitStep}[-d + 2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]]\right]\text{Sin}\left[2\left(\left(\pi - 2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\right]\right)(1 - \text{UnitStep}[-d + 2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]]) + \pi\,\text{UnitStep}[-d + 2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]]\right)\right] -$$

$$\frac{1}{12}\,\text{Sin}\Big[3\Big(\Big(\pi-2\,\text{ArcCos}\Big[\sqrt{\frac{2\,\text{I}\,\text{L}+\text{RatioY}\,\text{Y}[3\,\text{L}]}{\text{d}}}\,\Big]\Big)(1-\text{UnitStep}[-\text{d}+2\,\text{I}\,\text{L}+\text{RatioY}\,\text{Y}[3\,\text{L}]])+\pi\,\text{UnitStep}[-\text{d}+2\,\text{I}\,\text{L}+\text{RatioY}\,\text{Y}[3\,\text{L}]]\Big)\Big]-\frac{1}{2}\,\text{Cos}\Big[\Big(\pi-2\,\text{ArcCos}\Big[\sqrt{\frac{2\,\text{I}\,\text{L}+\text{RatioY}\,\text{Y}[3\,\text{L}]}{\text{d}}}\,\Big]\Big)(1-\text{UnitStep}[-\text{d}+2\,\text{I}\,\text{L}+\text{RatioY}\,\text{Y}[3\,\text{L}]])+\pi\,\text{UnitStep}[-\text{d}+2\,\text{I}\,\text{L}+\text{RatioY}\,\text{Y}[3\,\text{L}]]\Big]\Big(\Big(\pi-2\,\text{ArcCos}\Big[\sqrt{\frac{2\,\text{I}\,\text{L}+\text{RatioY}\,\text{Y}[3\,\text{L}]}{\text{d}}}\,\Big]\Big)(1-\text{UnitStep}[-\text{d}+2\,\text{I}\,\text{L}+\text{RatioY}\,\text{Y}[3\,\text{L}]])+\pi\,\text{UnitStep}[-\text{d}+2\,\text{I}\,\text{L}+\text{RatioY}\,\text{Y}[3\,\text{L}]]\Big)\Big)+\frac{1}{8}\,\text{d}^3\,\text{g}\Big(\frac{1}{4}\,\text{Sin}\Big[\Big(\pi-2\,\text{ArcCos}\Big[\sqrt{\frac{-10\,\text{d}\,\text{i}+2\,\text{I}\,\text{L}+\text{RatioY}\,\text{Y}[3\,\text{L}]}{\text{d}}}\,\Big]\Big)(1-\text{UnitStep}[-\text{d}-10\,\text{d}\,\text{i}+2\,\text{I}\,\text{L}+\text{RatioY}\,\text{Y}[3\,\text{L}]])+\pi\,\text{UnitStep}[-\text{d}-10\,\text{d}\,\text{i}+2\,\text{I}\,\text{L}+\text{RatioY}\,\text{Y}[3\,\text{L}]]\Big]+\frac{1}{4}\,\text{Cos}\Big[\Big(\pi-2\,\text{ArcCos}\Big[\sqrt{\frac{-10\,\text{d}\,\text{i}+2\,\text{I}\,\text{L}+\text{RatioY}\,\text{Y}[3\,\text{L}]}{\text{d}}}\,\Big]\Big)(1-\text{UnitStep}[-\text{d}-10\,\text{d}\,\text{i}+2\,\text{I}\,\text{L}+\text{RatioY}\,\text{Y}[3\,\text{L}]])+\pi\,\text{UnitStep}[-\text{d}-10\,\text{d}\,\text{i}+2\,\text{I}\,\text{L}+\text{RatioY}\,\text{Y}[3\,\text{L}]]\Big]\text{Sin}\Big[2\Big(\Big(\pi-2\,\text{ArcCos}\Big[\sqrt{\frac{-10\,\text{d}\,\text{i}+2\,\text{I}\,\text{L}+\text{RatioY}\,\text{Y}[3\,\text{L}]}{\text{d}}}\,\Big]\Big)(1-\text{UnitStep}[-\text{d}-10\,\text{d}\,\text{i}+2\,\text{I}\,\text{L}+\text{RatioY}\,\text{Y}[3\,\text{L}]])+\pi\,\text{UnitStep}[$$

$$-d-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]]\Big)\Big]-$$

$$\frac{1}{12}\,\text{Sin}\Big[3\Big(\Big(\pi-2\,\text{ArcCos}\Big[$$

$$\sqrt{\frac{-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\Big]\Big)$$

$$(1-\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+$$
$$2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]])+$$
$$\pi\,\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}$$
$$Y[3\,L]]\Big)\Big]-\frac{1}{2}\,\text{Cos}\Big[\Big(\pi-2\,\text{ArcCos}\Big[$$

$$\sqrt{\frac{-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\Big]\Big)$$

$$(1-\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+$$
$$\text{RatioY}\,Y[3\,L]])+$$
$$\pi\,\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+$$
$$\text{RatioY}\,Y[3\,L]]\Big]\Big(\Big(\pi-2\,\text{ArcCos}\Big[$$

$$\sqrt{\frac{-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\Big]\Big)$$

$$(1-\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+$$
$$\text{RatioY}\,Y[3\,L]])+\pi\,\text{UnitStep}[$$

$$-d-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]]\Big)\Big)+$$

$$(4\,q^2\,\beta[10\,d])\Big/\Big(d^2\Big(-\text{Cos}\Big[\Big(\pi-2\,\text{ArcCos}\Big[$$

$$\sqrt{\frac{-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\Big]\Big)$$

$$(1-\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+$$
$$2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]])+$$
$$\pi\,\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+$$
$$\text{RatioY}\,Y[3\,L]]\Big]\,\text{Sin}\Big[\Big(\pi-2\,\text{ArcCos}\Big[$$

$$\sqrt{\frac{-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\Big]\Big)$$

$$(1-\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+$$

$$2\,IL + RatioYY[3\,L]]) + \pi\,UnitStep[-d - 10\,d\,i + 2\,IL + RatioYY[3\,L]]\Big] + \left(\pi - 2\,ArcCos\left[\sqrt{\frac{-10\,d\,i + 2\,IL + RatioYY[3\,L]}{d}}\,\right]\right)(1 - UnitStep[-d - 10\,d\,i + 2\,IL + RatioYY[3\,L]]) + \pi\,UnitStep[-d - 10\,d\,i + 2\,IL + RatioYY[3\,L]]\Big)\Big)\Big)\Big)\Big/\left(q\left(\frac{4\,q\,Csc[\delta]\,UnitStep[-d + 2\,IL + RatioYY[3\,L]]}{d^2\,\pi} + (4\,q\,Csc[\delta]\,(1 - UnitStep[-d + 2\,IL + RatioYY[3\,L]]))\Big/\left(d^2\left(-Cos\left[\left(\pi - 2\,ArcCos\left[\sqrt{\frac{2\,IL + RatioYY[3\,L]}{d}}\,\right]\right)(1 - UnitStep[-d + 2\,IL + RatioYY[3\,L]]) + \pi\,UnitStep[-d + 2\,IL + RatioYY[3\,L]]\right]\right.\right.\right.$$

$$Sin\left[\left(\pi - 2\,ArcCos\left[\sqrt{\frac{2\,IL + RatioYY[3\,L]}{d}}\,\right]\right)(1 - UnitStep[-d + 2\,IL + RatioYY[3\,L]]) + \pi\,UnitStep[-d + 2\,IL + RatioYY[3\,L]]\right] + \left(\pi - 2\,ArcCos\left[\sqrt{\frac{2\,IL + RatioYY[3\,L]}{d}}\,\right]\right)(1 - UnitStep[-d + 2\,IL + RatioYY[3\,L]]) + \pi\,UnitStep[-d + 2\,IL + RatioYY[3\,L]]\Big)\Big)\Big)\Big)\Big]\Big)\Big/\left(d^2\left(-Cos\left[\left(\pi - 2\,ArcCos\left[\sqrt{\frac{2\,IL + RatioYY[3\,L]}{d}}\,\right]\right)(1 - UnitStep[-d + 2\,IL + RatioYY[3\,L]]) + \pi\,UnitStep[-d + 2\,IL + RatioYY[3\,L]]\right]\right.\right.$$

$$Sin\left[\left(\pi - 2\,ArcCos\left[\sqrt{\frac{2\,IL + RatioYY[3\,L]}{d}}\,\right]\right)(1 - UnitStep[-d + 2\,IL + RatioYY[3\,L]]) + \pi\,UnitStep[-d + 2\,IL + RatioYY[3\,L]]\right] +$$

$$\left(\pi - 2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\right]\right)$$

$$(1 - \text{UnitStep}[-d + 2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]]) + \pi\,\text{UnitStep}[-d + 2\,I\,L + \text{RatioY}\,Y[3\,L]]\Big)\Big) + 3\,g\,I\,L^2\,Y[3\,L] - \frac{1}{2}\,g\,L\,Y[3\,L]^2 + \frac{1}{2}\,g\,L\,\text{RatioY}^2\,Y[3\,L]^2 - \frac{3\,g\,(q+Q)^2}{K^2\,Y[3\,L]\left(\frac{L\,Y[3\,L]}{L+2\,Y[3\,L]}\right)^{4/3}} - \frac{2\,g\,Q^2}{K^2\,\text{RatioY}\,Y[3\,L]\left(\frac{L\,\text{RatioY}\,Y[3\,L]}{L+2\,\text{RatioY}\,Y[3\,L]}\right)^{4/3}} + \frac{Q^2\,B[-2\,L]}{L\,\text{RatioY}\,Y[3\,L]} - \frac{(q+Q)^2\,B[3\,L]}{L\,Y[3\,L]} == 0$$

Ecriture sous une forme traditionnelle. La fonction escalier "UnitStep" est notée "U".

% //. {UnitStep → U, RatioY –> $\overline{Y}$} // TraditionalForm

$$-\frac{5}{2}\,g\,I^2\,L^3 + 3\,g\,I\,Y(3\,L)\,L^2 + \frac{1}{2}\,g\,\overline{Y}^{-2}\,Y(3\,L)^2\,L - \frac{1}{2}\,g\,Y(3\,L)^2\,L + 2\,g\,L^2\,I\,Y(-2\,L) + \left(4\,q^2\cot(\delta)\,\text{Re}\left(\left(\csc(\delta)\left(-\frac{1}{8}\,g\left(\frac{1}{4}\sin\left(\left(\pi - 2\cos^{-1}\left(\sqrt{\frac{2\,I\,L + \overline{Y}\,Y(3\,L)}{d}}\right)\right)\right)\right)\right)\right)\right)\right)$$

$$\left(1 - U\left(-d + 2\,I\,L + \overline{\overline{Y}}\,Y\,(3\,L)\right)\right) +$$

$$\pi\,U\left(-d + 2\,I\,L + \overline{\overline{Y}}\,Y\,(3\,L)\right)\Bigg) +$$

$$\frac{1}{4}\cos\left(\left(\pi - 2\cos^{-1}\left(\sqrt{\frac{2\,I\,L + \overline{\overline{Y}}\,Y\,(3\,L)}{d}}\right)\right)\right.$$

$$\left(1 - U\left(-d + 2\,I\,L + \overline{\overline{Y}}\,Y\,(3\,L)\right)\right) +$$

$$\left.\pi\,U\left(-d + 2\,I\,L + \overline{\overline{Y}}\,Y\,(3\,L)\right)\right)\sin\left($$

$$2\left(\left(\pi - 2\cos^{-1}\left(\sqrt{\frac{2\,I\,L + \overline{\overline{Y}}\,Y\,(3\,L)}{d}}\right)\right)\right.$$

$$\left(1 - U\left(-d + 2\,I\,L + \overline{\overline{Y}}\,Y\,(3\,L)\right)\right) +$$

$$\left.\left.\pi\,U\left(-d + 2\,I\,L + \overline{\overline{Y}}\,Y\,(3\,L)\right)\right)\right) -$$

$$\frac{1}{12}\sin\left(3\left(\left(\pi - 2\cos^{-1}\left(\sqrt{\frac{2\,I\,L + \overline{\overline{Y}}\,Y\,(3\,L)}{d}}\right)\right)\right.\right.$$

$$\left(1 - U\left(-d + 2\,I\,L + \overline{\overline{Y}}\,Y\,(3\,L)\right)\right) +$$

$$\left.\left.\pi\,U\left(-d + 2\,I\,L + \overline{\overline{Y}}\,Y\,(3\,L)\right)\right)\right) -$$

$$\frac{1}{2}\cos\left(\left(\pi - 2\cos^{-1}\left(\sqrt{\frac{2\,I\,L + \overline{\overline{Y}}\,Y\,(3\,L)}{d}}\right)\right)\right.$$

$$\left(1 - U\left(-d + 2\,I\,L + \overline{\overline{Y}}\,Y\,(3\,L)\right)\right) +$$

$$\left.\pi\,U\left(-d + 2\,I\,L + \overline{\overline{Y}}\,Y\,(3\,L)\right)\right)$$

$$\left(\left(\pi - 2\cos^{-1}\left(\sqrt{\frac{2\,I\,L + \overline{\overline{Y}}\,Y\,(3\,L)}{d}}\right)\right)\right.$$

$$\left.\left(1 - U\left(-d + 2\,I\,L + \overline{\overline{Y}}\,Y\,(3\,L)\right)\right) +\right.$$

$$\pi\, U\left(-d + 2\, I\, L + \overline{\overline{Y}}\, Y\,(3\, L)\right)\Bigg)\Bigg)\, d^3 +$$

$$\frac{1}{8}\, g\left(\frac{1}{4}\sin\left(\left(\pi - 2\cos^{-1}\left(\sqrt{\frac{-10\, d\, i + 2\, I\, L + \overline{\overline{Y}}\, Y\,(3\, L)}{d}}\right)\right)\right.\right.$$

$$\left(1 - U\left(-10\, i\, d - d + 2\, I\, L + \overline{\overline{Y}}\, Y\,(3\, L)\right)\right) +$$

$$\left.\pi\, U\left(-10\, i\, d - d + 2\, I\, L + \overline{\overline{Y}}\, Y\,(3\, L)\right)\right) +$$

$$\frac{1}{4}\cos\left(\left(\pi - 2\cos^{-1}\left(\sqrt{\frac{-10\, d\, i + 2\, I\, L + \overline{\overline{Y}}\, Y\,(3\, L)}{d}}\right)\right)\right.$$

$$\left(1 - U\left(-10\, i\, d - d + 2\, I\, L + \overline{\overline{Y}}\, Y\,(3\, L)\right)\right) +$$

$$\left.\pi\, U\left(-10\, i\, d - d + 2\, I\, L + \overline{\overline{Y}}\, Y\,(3\, L)\right)\right)\sin\left(\right.$$

$$2\left(\left(\pi - 2\cos^{-1}\left(\sqrt{\frac{-10\, d\, i + 2\, I\, L + \overline{\overline{Y}}\, Y\,(3\, L)}{d}}\right)\right)\right.$$

$$\left(1 - U\left(-10\, i\, d - d + 2\, I\, L + \overline{\overline{Y}}\, Y\,(3\, L)\right)\right) +$$

$$\pi\, U\left(-10\, i\, d - d + 2\, I\, L +\right.$$

$$\left.\left.\overline{\overline{Y}}\, Y\,(3\, L)\right)\right) - \frac{1}{12}\sin\left(\right.$$

$$3\left(\left(\pi - 2\cos^{-1}\left(\sqrt{\frac{-10\, d\, i + 2\, I\, L + \overline{\overline{Y}}\, Y\,(3\, L)}{d}}\right)\right)\right.$$

$$\left(1 - U\left(-10\, i\, d - d + 2\, I\, L + \overline{\overline{Y}}\, Y\,(3\, L)\right)\right) +$$

$$\left.\left.\pi\, U\left(-10\, i\, d - d + 2\, I\, L + \overline{\overline{Y}}\, Y\,(3\, L)\right)\right)\right) -$$

$$\frac{1}{2}\cos\left(\left(\pi - 2\cos^{-1}\left(\sqrt{\frac{-10\, d\, i + 2\, I\, L + \overline{\overline{Y}}\, Y\,(3\, L)}{d}}\right)\right)\right.$$

$$\left(1 - U\left(-10\, i\, d - d + 2\, I\, L + \overline{\overline{Y}}\, Y\,(3\, L)\right)\right) +$$

$$\pi\, U\left(-10\, i\, d - d + 2\, I\, L + \overline{\overline{Y}}\, Y(3\, L)\right)\Bigg)$$

$$\left(\left(\pi - 2\cos^{-1}\left(\sqrt{\frac{-10\, d\, i + 2\, I\, L + \overline{\overline{Y}}\, Y(3\, L)}{d}}\right)\right)\right.$$

$$\left(1 - U\left(-10\, i\, d - d + 2\, I\, L + \overline{\overline{Y}}\, Y(3\, L)\right)\right) +$$

$$\left.\pi\, U\left(-10\, i\, d - d + 2\, I\, L + \overline{\overline{Y}}\, Y(3\, L)\right)\right) d^3 +$$

$$(4\, q^2\, \beta(10\, d)) \Big/ \left(\left(-\cos\left(\left(\pi - 2\cos^{-1}\left(\right.\right.\right.\right.\right.$$

$$\left.\left.\left.\left.\sqrt{\frac{-10\, d\, i + 2\, I\, L + \overline{\overline{Y}}\, Y(3\, L)}{d}}\right)\right)\left(1 - U\left(\right.\right.\right.\right.$$

$$\left.\left.\left.\left.-10\, i\, d - d + 2\, I\, L + \overline{\overline{Y}}\, Y(3\, L)\right)\right) + \pi\, U\left(\right.\right.\right.$$

$$\left.\left.\left.-10\, i\, d - d + 2\, I\, L + \overline{\overline{Y}}\, Y(3\, L)\right)\right) \sin\left(\left(\pi -\right.\right.\right.$$

$$\left.\left.\left.2\cos^{-1}\left(\sqrt{\frac{-10\, d\, i + 2\, I\, L + \overline{\overline{Y}}\, Y(3\, L)}{d}}\right)\right)\right.$$

$$\left.\left(1 - U\left(-10\, i\, d - d + 2\, I\, L + \overline{\overline{Y}}\, Y(3\, L)\right)\right) +\right.$$

$$\left.\left.\pi\, U\left(-10\, i\, d - d + 2\, I\, L + \overline{\overline{Y}}\, Y(3\, L)\right)\right) +\right.$$

$$\left.\left(\pi - 2\cos^{-1}\left(\sqrt{\frac{-10\, d\, i + 2\, I\, L + \overline{\overline{Y}}\, Y(3\, L)}{d}}\right)\right)\right.$$

$$\left.\left(1 - U\left(-10\, i\, d - d + 2\, I\, L + \overline{\overline{Y}}\, Y(3\, L)\right)\right) +\right.$$

$$\left.\left.\left.\pi\, U\left(-10\, i\, d - d + 2\, I\, L + \overline{\overline{Y}}\, Y(3\, L)\right)\right) d^2\right)\right)\Big/$$

$$\left(q\left(\left(4\,q\,\csc(\delta)\left(1-U\left(-d+2\,I\,L+\overline{Y}\,Y\,(3\,L)\right)\right)\right)\Big/\left(d^2\left(-\cos\left(\left(\pi-2\cos^{-1}\left(\sqrt{\frac{2\,I\,L+\overline{Y}\,Y\,(3\,L)}{d}}\right)\right)\left(1-U\left(-d+2\,I\,L+\overline{Y}\,Y\,(3\,L)\right)\right)+\pi\,U\left(-d+2\,I\,L+\overline{Y}\,Y\,(3\,L)\right)\right)\right)\right.\right.\right.$$

$$\sin\left(\left(\pi-2\cos^{-1}\left(\sqrt{\frac{2\,I\,L+\overline{Y}\,Y\,(3\,L)}{d}}\right)\right)\left(1-U\left(-d+2\,I\,L+\overline{Y}\,Y\,(3\,L)\right)\right)+\pi\,U\left(-d+2\,I\,L+\overline{Y}\,Y\,(3\,L)\right)\right)+$$

$$\left(\pi-2\cos^{-1}\left(\sqrt{\frac{2\,I\,L+\overline{Y}\,Y\,(3\,L)}{d}}\right)\right)\left(1-U\left(-d+2\,I\,L+\overline{Y}\,Y\,(3\,L)\right)\right)+\pi\,U\left(-d+2\,I\,L+\overline{Y}\,Y\,(3\,L)\right)\Bigg)\Bigg)+$$

$$\left.\left.\left.\frac{4\,q\,\csc(\delta)\,U\left(-d+2\,I\,L+\overline{Y}\,Y\,(3\,L)\right)}{d^2\,\pi}\right)\right)\right)\Big/\left(d^2\left(-\cos\left(\left(\pi-2\cos^{-1}\left(\sqrt{\frac{2\,I\,L+\overline{Y}\,Y\,(3\,L)}{d}}\right)\right)\left(1-U\left(-d+2\,I\,L+\overline{Y}\,Y\,(3\,L)\right)\right)+\pi\,U\left(-d+2\,I\,L+\overline{Y}\,Y\,(3\,L)\right)\right)\right)\right.\right)$$

$$\sin\left(\left(\pi - 2\cos^{-1}\left(\sqrt{\frac{2\,I\,L + \overline{\overline{Y}}\,Y(3\,L)}{d}}\right)\right)\left(1 - U\left(-d + 2\,I\,L + \overline{\overline{Y}}\,Y(3\,L)\right)\right) + \pi\,U\left(-d + 2\,I\,L + \overline{\overline{Y}}\,Y(3\,L)\right)\right) + \left(\pi - 2\cos^{-1}\left(\sqrt{\frac{2\,I\,L + \overline{\overline{Y}}\,Y(3\,L)}{d}}\right)\right)\left(1 - U\left(-d + 2\,I\,L + \overline{\overline{Y}}\,Y(3\,L)\right)\right) + \pi\,U\left(-d + 2\,I\,L + \overline{\overline{Y}}\,Y(3\,L)\right)\right) - \frac{3\,g\,(q+Q)^2}{K^2\,Y(3\,L)\left(\frac{L\,Y(3\,L)}{L+2\,Y(3\,L)}\right)^{4/3}} - \frac{2\,g\,Q^2}{K^2\,\overline{\overline{Y}}\,Y(3\,L)\left(\frac{L\,\overline{\overline{Y}}\,Y(3\,L)}{L+2\,\overline{\overline{Y}}\,Y(3\,L)}\right)^{4/3}} + \frac{Q^2\,\mathrm{B}(-2\,L)}{\overline{\overline{Y}}\,Y(3\,L)\,L} - \frac{(q+Q)^2\,\mathrm{B}(3\,L)}{Y(3\,L)\,L} == 0$$

Ecriture de l'équation de bilan d'énergie

```
EqEn = SEqb[[3]] /. {β[0] → β0Sol} // RegroupementGauche
```

$$q\left(-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]+\left(8\,q^2\,\alpha[10\,d]\right)\right/$$

$$\left(d^4\,g\left(-\text{Cos}\left[\left(\pi-2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\right]\right)\right.\right.$$

$$(1-\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]])+\pi\,\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]]\Big]$$

$$\text{Sin}\left[\left(\pi-2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\right]\right)\right.$$

$$(1-\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]])+\pi\,\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]]\Big]+$$

$$\left(\pi-2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]}{d}}\,\right]\right)$$

$$(1-\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]])+\pi\,\text{UnitStep}[-d-10\,d\,i+2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]]\Big)\text{\^{}}2\Big)\Big)+$$

$$Q\left(2\,I\,L+\text{RatioY}\,Y[3\,L]+\frac{Q^2\,A[-2\,L]}{2\,g\,L^2\,\text{RatioY}^2\,Y[3\,L]^2}\right)-$$

$$(1+\text{Ke})\,(q+Q)\left(-3\,I\,L+Y[3\,L]+\frac{\text{QTotal}^2\,A[3\,L]}{2\,g\,L^2\,Y[3\,L]^2}\right)==0$$

Ecriture sous forme traditionnelle

```
% //. {UnitStep → U, RatioY –> Y} // TraditionalForm
```

$$q\left((8\,\alpha(10\,d)\,q^2)\Big/\left(d^4\,g\left(-\cos\left(\left(\pi-2\cos^{-1}\left(\sqrt{\frac{-10\,d\,i+2\,I\,L+\overline{Y}\,Y(3\,L)}{d}}\right)\right)\left(1-U\left(-10\,i\,d-d+2\,I\,L+\overline{Y}\,Y(3\,L)\right)\right)+\pi\,U\left(-10\,i\,d-d+2\,I\,L+\overline{Y}\,Y(3\,L)\right)\right)\right)\sin\left(\left(\pi-2\cos^{-1}\left(\sqrt{\frac{-10\,d\,i+2\,I\,L+\overline{Y}\,Y(3\,L)}{d}}\right)\right)\left(1-U\left(-10\,i\,d-d+2\,I\,L+\overline{Y}\,Y(3\,L)\right)\right)+\pi\,U\left(-10\,i\,d-d+2\,I\,L+\overline{Y}\,Y(3\,L)\right)\right)+\left(\pi-2\cos^{-1}\left(\sqrt{\frac{-10\,d\,i+2\,I\,L+\overline{Y}\,Y(3\,L)}{d}}\right)\right)\left(1-U\left(-10\,i\,d-d+2\,I\,L+\overline{Y}\,Y(3\,L)\right)\right)+\pi\,U\left(-10\,i\,d-d+2\,I\,L+\overline{Y}\,Y(3\,L)\right)\right)\wedge 2\right)-10\,d\,i+2\,I\,L+\overline{Y}\,Y(3\,L)\right)+Q\left(\frac{\mathrm{A}(-2\,L)\,Q^2}{2\,g\,L^2\,\overline{Y}^{-2}\,Y(3\,L)^2}+2\,I\,L+\overline{Y}\,Y(3\,L)\right)-$$

$$(\mathbf{Ke}+\mathbf{1})(q+Q)\left(\frac{\mathrm{A}(3L)\,\mathbf{QTotal}^2}{2g\,L^2\,Y\,(3L)^2}-\frac{3}{I}L+Y\,(3L)\right)==0$$

Solve[EqEn, Ke] //. {UnitStep → U, RatioY –> $\overline{Y}$}

$$\{\{Ke \to \left(q\left(-10\,d\,i + 2\,I\,L + \overline{Y}\,Y[3\,L] + (8\,q^2\,\alpha[10\,d])\right/\right.$$

$$\left(d^4\,g\left(-\text{Cos}\left[\left(\pi - 2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{-10\,d\,i + 2\,I\,L + \overline{Y}\,Y[3\,L]}{d}}\right]\right)\right.\right.\right.$$

$$\left.\left.\left.(1 - U[-d - 10\,d\,i + 2\,I\,L + \overline{Y}\,Y[3\,L]]) + \pi\,U[-d - 10\,d\,i + 2\,I\,L + \overline{Y}\,Y[3\,L]]\right]\text{Sin}\right[$$

$$\left(\pi - 2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{-10\,d\,i + 2\,I\,L + \overline{Y}\,Y[3\,L]}{d}}\right]\right)$$

$$(1 - U[-d - 10\,d\,i + 2\,I\,L + \overline{Y}\,Y[3\,L]]) + \pi\,U[-d - 10\,d\,i + 2\,I\,L + \overline{Y}\,Y[3\,L]]] +$$

$$\left(\pi - 2\,\text{ArcCos}\left[\sqrt{\frac{-10\,d\,i + 2\,I\,L + \overline{Y}\,Y[3\,L]}{d}}\right]\right)$$

$$(1 - U[-d - 10\,d\,i + 2\,I\,L + \overline{Y}\,Y[3\,L]]) + \pi$$

$$\left.\left.U[-d - 10\,d\,i + 2\,I\,L + \overline{Y}\,Y[3\,L]]\right)\text{\^{}}2\right)\Big) +$$

$$Q\left(2\,I\,L + \overline{Y}\,Y[3\,L] + \frac{Q^2\,A[-2\,L]}{2\,g\,L^2\,\overline{Y}^2\,Y[3\,L]^2}\right) -$$

$$(q + Q)$$

$$\left.\left(-3\,I\,L + Y[3\,L] + \frac{QTotal^2\,A[3\,L]}{2\,g\,L^2\,Y[3\,L]^2}\right)\right)\Big/$$

$$\left.\left((q + Q)\left(-3\,I\,L + Y[3\,L] + \frac{QTotal^2\,A[3\,L]}{2\,g\,L^2\,Y[3\,L]^2}\right)\right)\right\}\}$$

Annexe 6 Tableaux de valeurs pour l'application du modèle par bilan de quantité de mouvement, à des hauteurs de déversoirs fixées à l'aval du canal, pour des débits q et Q en proportion constante

Données de la figure 62 et de la figure72

Série "(Smith, 1962), déversement à gueule bée"

q*	y/d
0,036	0,137
0,060	0,179
0,071	0,195
0,089	0,219
0,122	0,259
0,123	0,263
0,137	0,276
0,149	0,291
0,190	0,328
0,197	0,332
0,200	0,336
0,247	0,379
0,279	0,406
0,288	0,410
0,326	0,444
0,346	0,460
0,351	0,462
0,367	0,475
0,415	0,506
0,462	0,535
0,499	0,559
0,538	0,603
0,592	0,665
0,599	0,676
0,657	0,734

Séries "yc(q*+Q*)/d, Q = 0 l/s ", "Yc(q*+Q*)/d, Q = 0 l/s" et "Yn(q*+Q*)/d, Q = 0 l/s" -Calculés par CANAL9 (Leblois et Moreau, 1998)-

q* + Q* (q*)	yc (cm)	yc/d	Yn (cm)	Yn/d	Yc (cm)	Yc/d
0,053	1,80	0,22				
0,071	2,10	0,26				
0,106	2,58	0,32				
0,18	3,36	0,42	1,36	0,17	1,05	0,13
0,35	4,83	0,60	2,11	0,26	1,67	0,21
0,71			3,29	0,41	2,64	0,33

q* + Q* (q*)	yc (cm)	yc/d	Yn (cm)	Yn/d	Yc (cm)	Yc/d
1,06			4,28	0,54	3,47	0,43
1,41			5,2	0,65	4,2	0,53
1,76			6,04	0,76	4,87	0,61
2,12			6,84	0,86	5,5	0,69

Série "FoCol, Hv = 0 mm, Q = 0 l/s, q décroissant, bouché"

q*	$p_0/\rho gd$	Re_{cd}	SL/CM/CV/PS[1]
0,571	0,703	81 382	-
0,540	0,682	78 692	-
0,510	0,645	77 530	-
0,471	0,564	78 603	-
0,423	0,537	72 936	-
0,360	0,498	65 056	-
0,300	0,459	57 160	-
0,243	0,418	48 933	-
0,165	0,349	36 965	-
0,099	0,274	25 374	-
0,057	0,210	16 815	-
0,022	0,138	8 297	-
0,011	0,105	4 920	-[2]

Série "FoCol, Hv = 0 mm, Q = 0 l/s, q croissant, bouché"

q*	$p_0/\rho gd$	Re_{cd}	SL/CM/CV/PS
0,032	0,166	10844	SL
0,050	0,200	15251	SL
0,089	0,262	23584	SL
0,136	0,319	32199	SL
0,239	0,413	48551	SL
0,281	0,449	54289	SL
0,355	0,496	64312	SL
0,404	0,528	70344	SL
0,453	0,558	76171	SL
0,488	0,579	79967	SL
0,502	0,583	81833	CV
0,516	0,589	83490	CV
0,530	0,627	82129	CV
0,551	0,691	79596	CV
0,570	0,701	81401	PS

Série "FoCol, Hv = 0 mm, Q = 0 l/s, q décroissant, débouché"

q*	$p_0/\rho gd$	Re_{cd}	SL/CM/CV/PS
0,571	0,633	87969	SL
0,555	0,620	86781	SL
0,520	0,600	83233	SL

[1] CM : cavité amont, CV : cavité aval

[2] Information non relevée

q*	$p_0/\rho gd$	Re_{cd}	SL/CM/CV/PS
0,444	0,550	75413	SL
0,405	0,526	70828	SL
0,329	0,479	60909	SL

Série "FoCol, Hv = 0 mm, Q = 0 l/s, q croissant, débouché"

q*	$p_0/\rho gd$	Re_{cd}	SL/CM/CV/PS
0,406	0,526	70828	SL
0,463	0,564	77295	SL
0,493	0,582	80577	SL
0,516	0,597	82796	SL
0,544	0,616	85455	SL
0,570	0,635	87666	SL

Série "FoCol, Hv = 25 mm, Q = 0 l/s, q décroissant, bouché"

q*	$p_0/\rho gd$	Re_{cd}	SL/CM/CV/PS
0,584	0,718	81875	PS
0,534	0,695	76810	CV
0,503	0,670	74451	CV
0,484	0,593	78062	CV
0,463	0,583	75590	SL
0,360	0,526	62934	SL
0,278	0,464	52512	SL
0,230	0,425	45923	SL
0,135	0,337	30890	SL

Série "FoCol, Hv = 25 mm, Q = 0 l/s, q croissant, bouché"

q*	$p_0/\rho gd$	Re_{cd}	SL/CM/CV/PS
0,261	0,451	50341	SL
0,349	0,515	61840	SL
0,442	0,571	73131	SL
0,479	0,588	77674	SL
0,485	0,596	77974	SL
0,537	0,698	77061	CV
0,582	0,715	81899	CV

Série "FoCol, Hv = 35 mm, Q = 0 l/s, q décroissant, bouché"

q*	$p_0/\rho gd$	Re_{cd}	SL/CM/CV/PS
0,580	0,763	77324	PS
0,539	0,752	72807	CV
0,486	0,653	73314	CV
0,471	0,654	70802	SL
0,441	0,636	67688	SL
0,383	0,604	60987	SL
0,306	0,559	51327	SL
0,219	0,509	39138	SL
0,118	0,435	23146	SL

Série "FoCol, Hv = 35 mm, Q = 0 l/s, q croissant, débouché"

q*	$p_0/\rho gd$	Re_{cd}	SL/CM/CV/PS
0,432	0,631	66717	SL
0,501	0,666	74352	SL
0,539	0,687	78240	SL
0,575	0,709	81434	SL

Série "FoCol, Hv = 50 mm, Q = 0 l/s, q décroissant, bouché"

q*	$p_0/\rho gd$	Re_{cd}	SL/CM/CV/PS
0,582	0,893	66682	PS
0,528	0,874	61929	PS
0,471	0,847	57187	PS
0,447	0,834	55068	CV
0,435	0,808	55142	SL
0,372	0,778	48828	PS
0,313	0,749	42485	PS
0,241	0,707	34165	PS
0,172	0,664	25638	PS
0,137	0,637	21048	PS

Série "FoCol, Hv = 50 mm, Q = 0 l/s, q croissant, bouché"

q*	$p_0/\rho gd$	Re_{cd}	SL/CM/CV/PS
0,316	0,752	42617	SL
0,391	0,790	50675	SL
0,428	0,805	54412	SL
0,431	0,807	54744	SL
0,436	0,808	55341	SL
0,458	0,827	56832	CV
0,494	0,851	59559	PS
0,533	0,867	63048	PS
0,582	0,895	66504	PS

Série "FoCol, Hv = 60 mm, Q = 0 l/s, q croissant, bouché"

q*	$p_0/\rho gd$	Re_{cd}	SL/CM/CV/PS
0,058	0,661	8641	SL
0,119	0,722	16605	SL
0,206	0,785	26807	SL
0,270	0,822	33713	SL
0,303	0,840	37078	SL
0,316	0,846	38346	SL
0,364	0,870	42901	SL
0,378	0,879	44107	PS
0,422	0,899	47976	PS
0,487	0,929	53122	PS
0,548	0,951	57579	PS

Série "FoCol, Hv = 60 mm, Q = 0 l/s, q décroissant, débouché"

q*	$p_0/\rho gd$	Re_{cd}	SL/CM/CV/PS
0,452	0,911	50559	CV[1]
0,423	0,898	48106	CV
0,393	0,882	45674	CV
0,383	0,878	44718	CV
0,376	0,872	44171	SL

Série "FoCol, Hv = 65 mm, Q = 0 l/s, q croissant, bouché"

q*	$p_0/\rho gd$	Re_{cd}	SL/CM/CV/PS
0,038	0,719	5258	SL
0,069	0,747	9327	SL
0,109	0,790	14158	SL
0,197	0,853	23685	SL
0,271	0,899	30854	SL
0,306	0,917	33952	PS
0,351	0,941	37553	PS
0,398	0,963	41000	PS
0,537	1,024	48481	PS

Série "FoCol, Hv = 68 mm, Q = 0 l/s, q décroissant, bouché"

q*	$p_0/\rho gd$	Re_{cd}	SL/CM/CV/PS
0,582	1,074	52560	PS
0,530	1,054	47792	PS
0,458	1,024	41327	PS
0,373	0,986	36356	PS
0,336	0,969	34202	PS
0,300	0,950	31540	PS
0,275	0,939	29528	PS
0,244	0,921	26871	PS
0,213	0,903	24131	CM[2]
0,179	0,879	20854	SL
0,052	0,766	6922	SL

Série "FoCol, Hv = 75 mm, Q = 0 l/s, q croissant, bouché"

q*	$p_0/\rho gd$	Re_{cd}	SL/CM/CV/PS
0,052	0,835	6336	SL
0,102	0,889	11786	SL
0,156	0,932	16913	SL
0,164	0,937	17623	CM
0,210	0,967	21466	PS
0,296	1,016	26718	PS
0,395	1,064	35682	PS

[1] Circulation de bulles de l'orifice d'entrée d'air vers l'aval de la conduite

[2] Cavité fixe à l'amont, accompagnée de passages de bulles à la sortie aval de la conduite

Données de la figure 36, de la figure 64, et de la figure 73

Séries "Yc(q*+Q*)/d, Q = 3 q" et "Yn(q*+Q*)/d, Q = 3 q"

q* + Q*	Yn (cm)	Yn/d	Yc (cm)	Yc/d
0,18	1,36	0,17	1,05	0,13
0,35	2,11	0,26	1,67	0,21
0,71	3,29	0,41	2,64	0,33
1,06	4,28	0,54	3,47	0,43
1,41	5,2	0,65	4,2	0,53
1,76	6,04	0,76	4,87	0,61
2,12	6,84	0,86	5,5	0,69

Série "FoCol, Hv = 0 mm, Q = 3 q, q croissant, bouché"

q*	$p_0/\rho gd$ mesuré	$p_0/\rho gd$ simulé	Re_{cd}	Yv/d	$F_{cn,v}$	Ym/d mesuré	Ym/d simulé	SL/CM/CV/PS
0,048	0,249	-	13072	-	-	-	-	SL
0,089	0,356	-	19639	-	-	-	-	SL
0,215	0,598	-	34412	-	-	-	-	SL
0,329	0,761	-	44052	-	-	-	-	SL
0,347	0,792	-	44846	-	-	-	-	SL
0,397	0,857	-	47556	-	-	-	-	SL
0,418	0,887	-	48283	-	-	-	-	PS
0,511	0,990	-	49221	-	-	-	-	PS
0,537	1,025	-	48493	-	-	-	-	PS

Série "FoCol, Hv = 0 mm, Q = 3 q, q croissant, débouché"

q*	$p_0/\rho gd$ mesuré	$p_0/\rho gd$ simulé	Re_{cd}	Yv/d	$F_{cn,v}$	Ym/d mesuré	Ym/d simulé	SL/CM/CV/PS
0,047	0,259	0,223	12576	0,189	0,62	0,214	0,199	SL
0,098	0,381	0,347	20809	0,277	0,72	0,339	0,322	SL
0,222	0,610	0,587	35111	0,445	0,80	0,577	0,563	SL
0,329	0,768	0,754	43607	0,570	0,82	0,739	0,730	SL
0,353	0,804	0,790	44995	0,595	0,83	0,783	0,766	SL
0,403	0,877	0,869	47169	0,670	0,79	0,852	0,845	SL
0,427	0,895	0,898	48798	0,695	0,79	0,877	0,874	CV[1]
0,441	0,906	0,924	49643	0,733	0,76	0,902	0,900	CV
0,442	0,904	0,925	49853	0,733	0,76	0,902	0,901	CV
0,462	0,938	0,954	49668	0,764	0,75	0,927	0,930	CV
0,505	0,983	1,012	49772	0,814	0,74	0,983	0,988	CV

Série "FoCol, Hv = 25 mm, Q = 3 q, q croissant, bouché"

q*	p_0/rgd mesuré	p_0/rgd simulé	Re_{cd}	Yv/d	$F_{cn,v}$	Ym/d mesuré	Ym/d simulé	SL/CM/CV/PS
0,087	0,458	0,434	16628	0,445	0,32	0,414	0,410	SL

[1] Circulation de bulles de l'orifice d'entrée d'air vers l'aval de la conduite

q*	p0/rgd mesuré	p0/rgd simulé	Re_{cd}	Yv/d	$F_{cn,v}$	Ym/d mesuré	Ym/d simulé	SL/CM/CV/PS
0,302	0,815	0,792	38025	0,727	0,53	0,783	0,768	SL
0,324	0,850	0,817	39137	0,739	0,55	0,820	0,793	SL
0,354	0,891	0,863	40631	0,777	0,56	0,864	0,839	SL
0,366	0,901	0,873	41471	0,777	0,58	0,883	0,849	PS
0,458	1,005	0,997	41323	0,870	0,61	0,995	0,973	PS
0,534	1,090	1,076	48194	0,914	0,66	1,083	1,052	PS

Série "FoCol, Hv = 25 mm, Q = 3 q, q croissant, débouché"

q*	p0/rgd mesuré	p0/rgd simulé	Re_{cd}	Yv/d	$F_{cn,v}$	Ym/d mesuré	Ym/d simulé	SL/CM/CV/PS
0,094	0,476	0,437	17542	0,445	0,34	-	0,413	SL
0,235	0,732	0,695	32425	0,652	0,48	-	0,671	SL
0,300	0,825	0,787	37349	0,720	0,53	-	0,763	SL
0,323	0,864	0,821	38419	0,745	0,54	-	0,797	SL
0,355	0,894	0,858	40661	0,770	0,57	-	0,834	SL
0,356	0,897	-	40584	-	-	-	-	SL
0,365	0,905	0,873	41191	0,777	0,58	-	0,849	SL
0,375	0,925	-	41151	-	-	-	-	CV[1]
0,390	0,938	0,899	41911	0,789	0,60	-	0,875	CV
0,397	0,940	-	42556	-	-	-	-	PS
0,463	1,015	1,008	41775	0,883	0,60	-	0,984	PS
0,529	1,087	1,086	47701	0,939	0,63	-	1,062	PS

Série "FoCol, Hv = 35 mm, Q = 3 q, q croissant, bouché"

q*	p0/rgd mesuré	p0/rgd simulé	Re_{cd}	Yv/d	$F_{cn,v}$	Ym/d mesuré	Ym/d simulé	SL/CM/CV/PS
0,041	0,494	-	7474	-	-	-	-	SL
0,092	0,595	-	14827	-	-	-	-	SL
0,223	0,840	-	27224	-	-	-	-	SL
0,247	0,873	-	28976	-	-	-	-	SL
0,284	0,928	-	31046	-	-	-	-	SL[1]
0,292	0,936	-	31492	-	-	-	-	PS
0,305	0,961	-	31510	-	-	-	-	PS
0,321	0,971	-	32513	-	-	-	-	PS
0,345	1,005	-	31106	-	-	-	-	PS
0,389	1,064	-	35060	-	-	-	-	PS
0,443	1,130	-	39945	-	-	-	-	PS
0,495	1,188	-	44675	-	-	-	-	PS
0,540	1,222	-	48685	-	-	-	-	PS

Série "FoCol, Hv = 35 mm, Q = 3 q, q croissant, débouché"

q*	p0/rgd mesuré	p0/rgd simulé	Re_{cd}	Yv/d	$F_{cn,v}$	Ym/d mesuré	Ym/d simulé	SL/CM/CV/PS
0,045	0,140	-	16511	0,495	0,14	-	0,439	SL
0,094	0,295	-	23249	0,589	0,22	-	0,543	SL

[1] Tout début de l'apparition de la cavité amont

q*	p0/rgd mesuré	p0/rgd simulé	Re_{cd}	Yv/d	$F_{cn,v}$	Ym/d mesuré	Ym/d simulé	SL/CM/CV/PS
0,221	0,692	-	31871	0,789	0,34	-	0,773	SL
0,281	0,881	-	32717	0,864	0,38	-	0,862	SL
0,287	0,897	-	32627	0,870	0,38	-	0,869	CM
0,301	0,942	-	32110	0,889	0,39	-	0,891	CM
0,319	1,000	-	28998	0,908	0,40	-	0,914	PS
0,338	1,060	-	30542	0,927	0,41	-	0,938	PS
0,399	1,250	-	36000	1,014	0,42	-	1,037	PS
0,442	1,384	-	39879	1,020	0,46	-	1,061	PS
0,530	1,660	-	47818	1,152	0,46	-	1,201	PS
0,071	-	-	-	0,552	0,19	0,502	0,501	SL
0,143	-	-	-	0,664	0,28	0,639	0,630	SL
0,246	-	-	-	0,814	0,36	0,820	0,804	SL
0,271	-	-	-	0,852	0,37	0,858	0,847	SL
0,282	-	-	-	0,864	0,38	0,877	0,863	SL
0,297	-	-	-	0,877	0,39	0,902	0,879	CM
0,322	-	-	-	0,914	0,40	0,933	0,921	PS
0,371	-	-	-	0,977	0,41	1,002	0,995	PS

Série "FoCol, Hv = 50 mm, Q = 3 q, q croissant, bouché"

q*	p0/rgd mesuré	p0/rgd simulé	Re_{cd}	Yv/d	$F_{cn,v}$	Ym/d mesuré	Ym/d simulé	SL/CM/CV/PS
0,047	0,668	0,648	6899	0,683	0,09	-	0,624	SL
0,088	0,761	0,734	11779	0,764	0,14	-	0,710	SL
0,166	0,907	0,895	18663	0,914	0,20	-	0,871	SL
0,210	0,979	0,958	20905	0,970	0,24	-	0,934	CM
0,232	1,018	0,992	20892	1,002	0,25	-	0,968	PS
0,247	1,039	1,014	22263	1,020	0,26	-	0,990	PS
0,255	1,055	1,034	23033	1,039	0,26	-	1,010	PS
0,293	1,105	1,072	26439	1,070	0,29	-	1,048	PS
0,323	1,145	1,120	29107	1,114	0,30	-	1,096	PS
0,357	1,198	1,175	32240	1,164	0,31	-	1,151	PS
0,440	1,286	1,276	39735	1,252	0,34	-	1,252	PS
0,538	1,404	1,402	48591	1,364	0,36	-	1,378	PS

Série "FoCol, Hv = 50 mm, Q = 3 q, q croissant, débouché"

q*	p0/rgd mesuré	p0/rgd simulé	Re_{cd}	Yv/d	$F_{cn,v}$	Ym/d mesuré	Ym/d simulé	SL/CM/CV/PS
0,046	0,677	0,648	6802	0,683	0,09	-	0,624	SL
0,094	0,777	0,747	12384	0,777	0,15	-	0,723	SL
0,163	0,919	0,895	18014	0,914	0,20	-	0,871	SL
0,185	0,948	0,916	19607	0,933	0,22	-	0,892	CM
0,196	0,966	0,937	20044	0,952	0,23	-	0,913	PS
0,266	1,083	1,055	23976	1,058	0,26	-	1,031	PS
0,291	1,110	1,090	26217	1,089	0,28	-	1,066	PS
0,327	1,155	1,138	29498	1,133	0,29	-	1,114	PS
0,453	1,311	1,307	40869	1,283	0,34	-	1,283	PS
0,495	1,364	1,340	44640	1,308	0,36	-	1,316	PS

q*	p_0/rgd mesuré	p_0/rgd simulé	Re_{cd}	Yv/d	$F_{cn,v}$	Ym/d mesuré	Ym/d simulé	SL/CM/CV/PS
0,540	1,410	1,413	48692	1,377	0,36	-	1,389	PS
0,086	-	0,792	7743	0,820	0,12	0,770	0,768	PS
0,154	-	0,874	13915	0,895	0,20	0,852	0,850	PS
0,169	-	0,902	15219	0,920	0,21	0,877	0,878	CM
0,179	-	0,922	16184	0,939	0,21	0,895	0,898	CM
0,202	-	0,950	18251	0,964	0,23	0,927	0,926	PS
0,225	-	0,991	20315	1,002	0,24	0,964	0,967	PS

Données de la figure 75

Série " Hv = 0 mm, Q = 0 l/s, q décroissant, bouché"

q*	p0/rgd	Re_{cd}	SL/CM/CV/PS
0,096	0,244	26205	CV
0,174	0,332	40152	CV
0,253	0,401	52305	CV
0,387	0,497	70059	SL
0,483	0,563	80712	SL
0,495	0,577	81323	SL
0,521	0,665	77400	SL
0,544	0,696	78140	SL

Série " Hv = 25 mm, Q = 0 l/s, q décroissant, bouché"

q*	p0/rgd	Re_{cd}	SL/CM/CV/PS
0,547	0,709	77484	CV
0,511	0,684	74315	CV
0,494	0,626	76769	CV
0,478	0,592	77296	SL
0,388	0,537	66833	SL
0,275	0,459	52443	SL
0,175	0,374	37749	SL
0,090	0,302	21990	SL

Série " Hv = 35 mm, Q = 0 l/s, q décroissant, bouché"

q*	p0/rgd	Re_{cd}	SL/CM/CV/PS
0,548	0,773	72268	CV
0,493	0,730	68265	CV
0,482	0,671	71211	CV
0,477	0,664	71084	SL
0,371	0,601	59220	SL
0,252	0,542	43103	SL
0,145	0,470	27148	SL

Série " Hv = 50 mm, Q = 0 l/s, q décroissant, bouché"

q*	p0/rgd	Re_{cd}	SL/CM/CV/PS
0,549	0,881	63890	PS
0,531	0,874	62292	PS
0,492	0,859	58867	PS
0,464	0,846	56388	PS
0,447	0,837	54822	CV
0,442	0,810	55963	SL
0,341	0,767	45284	SL
0,198	0,688	28665	SL

Série " Hv = 55 mm, Q = 0 l/s, q croissant, bouché"

q*	p0/rgd	Re_{cd}	SL/CM/CV/PS

q*	p0/rgd	Re_{cd}	SL/CM/CV/PS
0,379	0,842	46279	SL
0,409	0,854	49136	SL
0,429	0,864	50920	SL
0,440	0,870	51949	SL
0,464	0,889	53405	PS
0,506	0,908	56878	PS
0,548	0,923	60260	PS

Série " Hv = 60 mm, Q = 0 l/s, q croissant, bouché"

q*	p0/rgd	Re_{cd}	SL/CM/CV/PS
0,223	0,824	27788	SL
0,286	0,859	34160	SL
0,365	0,897	41587	SL
0,379	0,906	42715	SL
0,398	0,915	44198	SL
0,401	0,920	44258	CM
0,408	0,922	44920	PS
0,470	0,949	49637	PS
0,549	0,986	53565	PS

Série " Hv = 65 mm, Q = 0 l/s, q croissant, bouché"

q*	p0/rgd	Re_{cd}	SL/CM/CV/PS
0,255	0,897	29019	SL
0,264	0,902	29908	SL
0,278	0,908	31246	SL
0,300	0,923	32994	CM
0,321	0,933	34781	CM
0,382	0,962	39315	PS

Annexe 7 Etude de la dynamique d'un écoulement mixte pour une conduite soumise à une mise en charge aval et une augmentation de débit amont

Note sur la caractérisation de débit limite par mise en charge aval d'une conduite circulaire

Introduction

Les observations en sortie d'un des collecteurs enterrés en tête de ruisseau de Melarchez (point de mesure "PZ1") montrent lors des épisodes de crue les plus intenses, une limitation du débit en pointe. L'hydrogramme de crue prend alors une allure de plateau comme le montre dans l'exemple d'une crue importante la figure 1 (à partir de la deuxième moitié de la journée du 29 décembre).

La poursuite de l'accroissement des hauteurs pendant ce plateau montre qu'au moins un des deux collecteurs, seuls à alimenter le fossé dans cette partie, doit présenter une pointe de débit. En l'occurence, ce n'est le cas que pour l'autre collecteur, qui présente des caractéristiques différentes : un diamètre supérieur à celui du collecteur suivi, une superficie drainée supérieure, ainsi que des pentes différentes. Il y a en ce point du réseau de fossé peu d'autres facteurs susceptibles d'apporter une influence aussi prononcée.

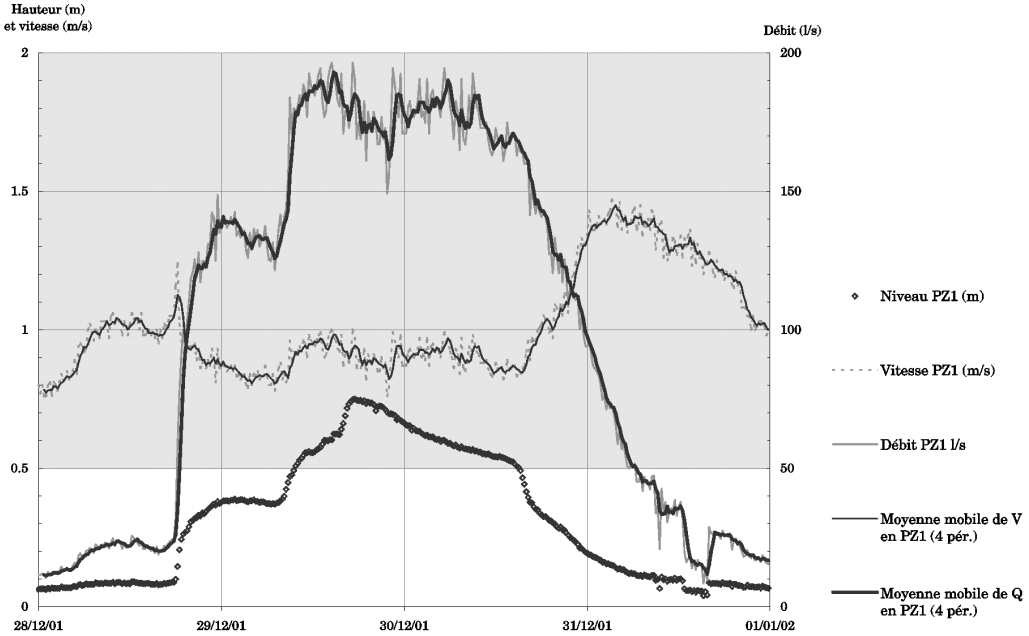


Figure 1 : hauteurs, vitesses et débits en "PZ1", crue du 28 décembre 2001. L'arrière plan grisé correspond aux valeurs de hauteur pour lesquelles le collecteur est en charge.

Dans le cas présent, l'explication de ce comportement peut être hydrologique ou hydraulique.

Une explication hydrologique peut être apportée par une différence sensible des précipitations entre les deux périmètres drainés. Même si c'est peu probable, un examen approfondi de cette question, ainsi que des facteurs d'influence mentionnés plus haut fera l'objet d'un travail complémentaire. Nous nous pencherons ici sur l'aspect hydraulique.

Une limitation des débits de pointe avait également été constatée dans les drains à l'échelle de la parcelle, et une explication hydraulique avait été donnée par une mise en charge partielle des drains perforés, alimentés par un débit latéral constant par unité de longueur. Cette explication n'a pas fait l'objet de validation expérimentale spécifique sur le drain lui même.

Ici, la mise en charge joue très probablement un rôle, car la courbe des hauteurs présente deux points anguleux au début et à la fin ce cette mise en charge. Ces points anguleux témoignent du changement de comportement du collecteur débouchant en "PZ1" à ces instants particuliers.

Nous allons ici tenter d'apporter une explication hydraulique au phénomène dans le cas d'un collecteur non perforé, avec une alimentation unique par l'amont, par une mise en charge par l'aval. Pour cela, on recherche un débit singulier qui constituerait une frontière séparant différentes situations où l'équilibre s'établit entre : (1) des apports d'eau à surface libre à l'amont du collecteur, (2) une faible mise en charge à l'aval, et (3) les pertes de charge le long de la partie de canalisation sous pression. Nous cherchons ensuite à montrer une possibilité de lien entre l'effet de limitation observé et le franchissement de ce débit singulier.

Description du système étudié

On s'intéresse au système suivant (se référer à la figure 2) :

L'objet de l'étude est une conduite, étanche, de diamètre et de rugosité invariants, avec pour pente invariante i, et pour longueur L. Cette conduite est une représentation simplifiée de la réalité, dans la mesure où le réseau enterré se ramifie, et change de géométrie, en remontant vers l'amont.

On supose que la conduite présente un tronçon sous pression remontant sur une hauteur h. L'amont de la conduite est alimenté par un débit Q_{amont} imposé. La pression à l'aval de ce tronçon en charge est supposée proche de la pression atmosphérique. En se point s'échappe un débit Q_{aval}, égal à Q_{amont} en régime permanent, mais pouvant différer en régime transitoire.

La partie du tronçon en charge est alimenté depuis l'amont par un courant à surface libre, et est donc à pression atmosphérique en son point le plus haut (ce qui est plausible pour un réseau de drainage en fonctionnement normal).

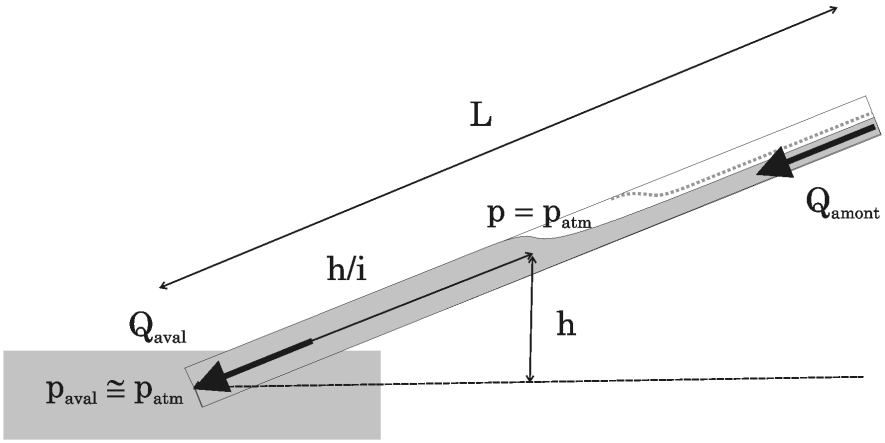


Figure 2 : Représentation schématique du système étudié

La variable de sortie qui nous intéresse, et qui est observée, est le débit Q_{aval}. Cette variable dépend de deux variables d'entrée : le débit Q_{amont} et le tirant d'eau aval y_{aval} imposé au débouché du collecteur, qui peut se traduire en une pression p_{aval} de mise en charge de l'aval de la conduite.

On néglige la perte de charge singulière à l'aval de la conduite.

Des valeurs numériques sont choisies pour s'approcher des conditions du terrain, tout en restant très schématiques. En particulier, la topgraphie des lieux ne permet pas d'évaluer avec certitude la pente du collecteur enterré débouchant en "PZ1". L'examen de deux points cotés sur la carte au $1/25.000^{ème}$, au voisinage du points de rejet, permet de prévoir un ordre de grandeur de 0.005 m/m. C'est cette valeur qui a été retenue pour i.

(1) $i = 0.005\,m/m$

(2) $L = 1000\,m$

(3) $d = 0.5\,m$

Recherche d'un débit singulier et définition des modes de fonctionnement du système

L'idée de départ est de rechercher un débit singulier en simplifiant à l'extrême la conduite en la ramenant à une seule dimension, et en supposant la pression aval rigoureusement atmosphérique, autrement dit le diamètre effectif de la conduite est négligé et l'aval de la conduite est à peine noyé (figure 3).

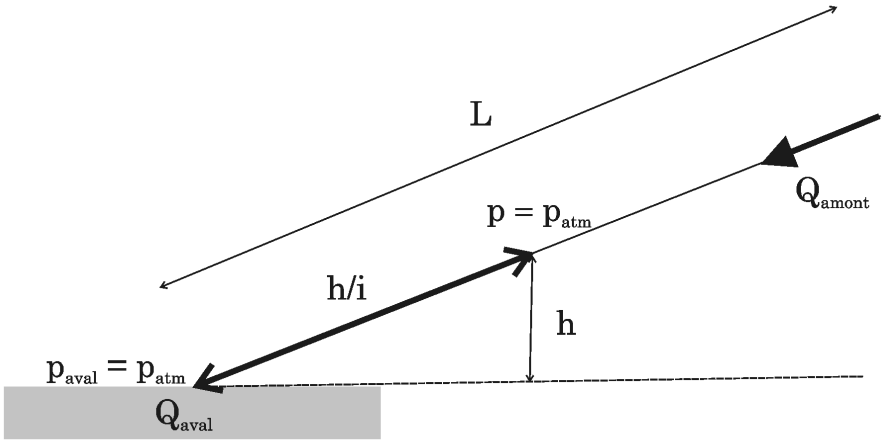


Figure 3 : Simplification mono-dimensionnelle de la conduite

Dans ce cas, si l'on note $J_{SousPression}(Q)$ la perte de charge par unité de longueur pour le tronçon de conduite sous pression, et si l'on suppose la pente faible, le bilan de charge s'écrit, entre l'amont et l'aval de ce tronçon :

(4) $$h = (h/i)\, J_{SousPression}(Q)$$

soit :

(5) $$i = J_{SousPression}(Q)$$

Cette relation est indépendante de h, et définit donc un débit bien déterminé.

Essayons d'appliquer cette relation à la conduite au voisinage de "PZ1", en appliquant une formule de perte de charge de type Colebrook (8) (Carlier, 1972):

(6) $$J_{SousPression}(Q) = \frac{\lambda}{d}\,\frac{U^2}{2g}$$

avec :

(7) $$U = \frac{Q}{\frac{\pi d^2}{4}}$$

(8) $$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2\log\left(\frac{1}{3.7}\,\frac{k}{d} + \frac{2.51}{Re\sqrt{\lambda}}\right)$$

(9) $$Re = \frac{U\,d}{\nu}$$

L'épaisseur caractéristique des rugosités est prise égale à 2.5 mm, pour une conduite en béton, aux conditions de rugosité moyenne. L'incertitude sur ce paramètre parait manifestement très grande, tant d'après les références bibliographiques, que d'après l'examen de la conduite sur le terrain, qui présente des dépôts au fond ou sur les parois.

(10) $$k = 0.0025\ m$$

La combinaison de (5), (6), (8) et (9) donne :

(11) $$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log\left(\frac{k}{3.7\ d} + \frac{2.51\ \nu}{d \sqrt{2\ g\ d\ i}} \right)$$

On en déduit (voir annexe 1):

(12) $$\lambda = 0.0305$$

Le débit correspondant, que nous noterons Q_{sing} est alors de (d'après (7)) :

(13) $$Q_{sing} = 0.249\ m^3/s$$

Cette valeur de débit est du même ordre de grandeur que la limite de débit observée sur la figure 1 (autour de 0.180 m^3/s), et que la limite généralement retrouvée à l'examen antérieur des différents épisodes de crue. Compte tenu des approximations faites sur la pente et la rugosité de la conduite, le rapprochement des ordres de grandeur est suffisamment intéressant, malgré la différence entre les valeurs elles-même, pour examiner avec des hypothèses moins simplificatrices le fonctionnement hydraulique de la conduite dans un domaine de variation des débits se situant autour de cette valeur singulière.

Le diagramme ci-après traduit le comportement hydraulique auquel nous nous intéressons, sur un plan parcouru par les couples de valeurs possibles pour (Q_{amont}, y_{aval}). De ce plan sont exclus trois zones que nous laisserons de côté : la zone 3 qui est une zone de transition où les lois d'hydraulique classique s'appliqueront difficilement, la zone 4 qui correspond à un rejet à surface libre (situation exclue au départ), et la verticale définie par $Q_{amont} = Q_{sing}$, de définition trop précise au regard du systèmephysique et des lois hydrauliques. Le point S désigne la situation mono-dimensionnelle étudiée dans la partie précédente, qui a permis d'identifier le débit singulier.

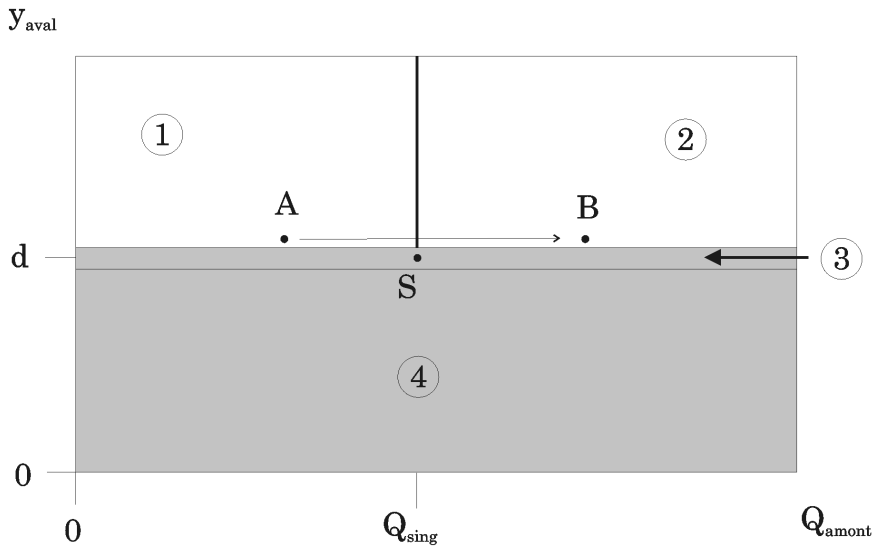


Figure 4 : diagramme de synthèse des modes de fonctionnement du tronçon aval du collecteur

L'objectif est de préciser le comportement de la conduite lors de la transition d'un point A de la zone 1 au point B de la zone 2, transition caractéristique d'un épisode de crue du type de celui de la figure 1, en négligeant dans une première approche les fluctuations de la pression au débouché aval, et sous réserve qu'il n'y ait pas de limitation du débit d'entrée qui serait d'origine hydrologique, ou hydraulique dans la partie amont du réseau. Il sera nécessaire de revenir dans une étude complémentaire sur ces conditions.

Nous examinons donc ici dans un premier temps l'allure de la surface de l'eau pour une succession de régimes permanents fluviaux, en amont d'une zone où la conduite est en charge sous faible pression (les données de la figure 1 sont mesurées dans la conduite elle même,ce qui garantit l'existence d'un tel point dans l'exemple présenté), et pour des débits choisis en zones 1 et 2. Le détail des calculs pour le régime permanent, effectués par *Mathematica*, est présenté plus loin, pour une lecture plus simple.

Nous examinerons ensuite les résultats d'un modèle transitoire, pour un accroissement linéaire du débit amont au cours du temps, avec franchissement du débit singulier, pendant que la condition aval en pression reste constante.

Une conclusion générale revient sur ces deux approches, et indique les perspectives de poursuite.

Etude de la transition sous la forme d'une succession de régimes permanents

Nous ferons le premier jeux d'hypothèses suivant, hypothèses qui sont très simplificatrices mais qui permettent de faire une première approche de la question.

Le régime d'écoulement est supposé permanent tout au long de la transition de A vers B (figure 4). Cela suppose que les évolutions du débit sont très lentes.

L'aval de la conduite est sujet à une faible mise en charge.

On suppose que l'écoulement dans la conduite, lorsqu'il est à surface libre, est turbulent et suit une loi de frottement de type Manning-Strickler. Cette loi n'est pas considérée comme applicable au delà d'une certaine limite, ou alors sous une forme modifiée jusqu'à un tirant d'eau égal à 0.95 d].

A défaut de rassemblement de références précises à ce stade sur les conditions de transition entre les deux écoulements, à surface libre et sous pression, et parce que le modèle transitoire utilisé dans la partie suivante n'en utilise pas d'autre, nous nous limiterons dans la suite à une loi de Manning-Strickler sur l'ensemble du domaine (zones 1 et 2 de la figure 4). Des travaux portant sur la transition surface libre / sous pression sont mentionnés en conclusion générale, et pourront servir de base à une recherche bibliographique complémentaire.

La loi de Manning-Strickler classique s'écrit, en supposant la répartition des pressions hydrostatiques :

(14) $$J_{SurfaceLibre}(Q,\ p) = \left(\frac{Q}{K\, Rh(p)^{2/3}\, S(p)} \right)^2$$

et par extension :

(15) $$J_{SousPression}(Q,\ p) = \left(\frac{Q}{K\, Rh(p)^{2/3}\, S(p)} \right)^2$$

avec :

p ramenée au tirant d'eau pour les écoulements à surface libre

(16) $$p = \rho g y$$

et pour tous les types d'écoulement

(17) $$S(p) = \frac{d^2}{4}\left(\mathrm{ArcCos}\left(1 - \frac{2p}{\rho g d}\right) - \left(1 - \frac{2p}{\rho g d}\right)\sqrt{1 - \left(1 - \frac{2p}{\rho g d}\right)^2} \right)$$
$$\text{si } p/\rho g < d$$

(18) $$S(p) = \pi \frac{d^2}{4}$$
$$\text{si } p/\rho g \geq d$$

(19) $$Rh(p) = \frac{S(p)}{d\, \mathrm{ArcCos}\left(1 - \frac{2p}{\rho g d}\right)}$$
$$\text{si } p/\rho g < d$$

(20) $$Rh(p) = \frac{d}{4} \quad \text{si } p/\rho g \geq d$$

On choisit une valeur numérique du coefficient de frottement d'après des tables de valeurs usuelles : conduite en béton très rugueux ou vieux (Carlier, 1972).

(21) $$K = 55\ m^{1/3}.s^{-1}$$

Il se pose le problème de la transition entre l'approche à surface libre et la définition de la perte de charge sous pression, comme elle a pu être définie dans la partie précédente. Si l'on reprend cette dernière en utilisant la relation (15) au lieu de (6) à (9), on trouve un débit de 191 l/s, et non 249 l/s (voir le détail des calculs). La figure 5 montre la discordance entre ces deux résultats, discordance qu'il serait nécessaire d'étudier dans un travail complémentaire.

En utilisant Manning-Strickler uniquement, on retiendra donc :

(22) $$Q_{sing} = 0.191\ m^3/s$$

Pour calculer la ligne d'eau ou la courbe de pression dans le collecteur, on résoud l'égalité entre la perte de charge par unité de longueur, écrite d'une part comme une dérivée suivant l'abcisse x horizontale croissante de l'aval vers l'amont, et d'autre part suivant la formule de Manning-Strickler (14 et 15). Cette résolution ne donnera pas les caractéristiques de l'écoulement réel compte tenu de la limite de validité pour cette formule.

(23) $$\frac{dH}{dx} = J_{Surface\ Libre}(Q, p(x))$$

où Q est un débit imposé, invariant le long de l'écoulement car nous sommes en régime permanent, et où :

(24) $$H(x) = i\,x + \frac{p(x)}{\rho g} + \frac{Q^2}{2\,g\,S(p(x))^2}$$

L'équation différentielle (23), où la pression p(x) est la fonction recherchée, est complétée par une condition à la limite, $p(0) = \rho\ g\ y_{aval}$, y_{aval} légèrement supérieur à d.

L'équation (23) est résolue pour cinq valeurs de débit entre 0.1894 m^3/s et 0.1924 m^3/s, autour du débit limite étudié. y_{aval} est fixé à 0.52 m.

Le graphe qui suit, sur lequel on a porté J - i en fonction de y (tirant d'eau ou pression en colonne d'eau selon le mode d'écoulement) pour différentes valeurs de débit, confirme que le débit vérifiant $J_{SousPression} = i$ est bien compris dans l'intervalle. On peut observer par ailleurs qu'il n'existe pas de solution à J - i = 0 au voisinage de y = d, pour les débits inférieurs. Pour tous les débits de cet intervalle, il existe dans le même temps un tirant d'eau normal pour un écoulement à surface libre, de 0.41 m environ.

Le report des valeurs de J - i issues des équations (6) à (9) (loi de frottement de type Colebrook) montrent que l'hétérogénéité entre les types de lois de frottement est forte.

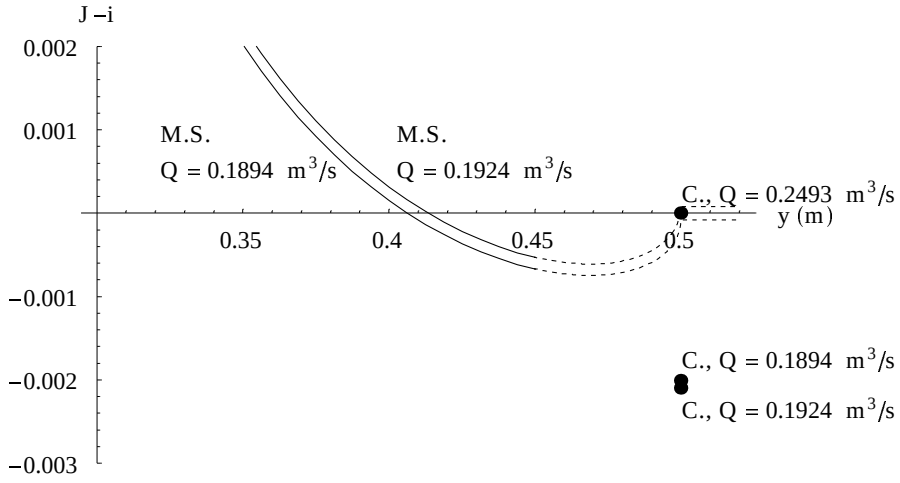


Figure 5 : Vérification graphique de l'annulation de J - i entre les bornes de débit étudiées (M.S. : formule de Manning-Strickler étendue à la conduite sous pression, C. : formule de Colebrook, qui ne s'applique qu'en y = d)

La résolution de l'équation (23) par les algorithmes intégrés de Mathematica (voir le détail plus loin), permet d'obtenir cinq courbes de pression, qui se répartissent en deux groupes bien distincts (figure 6).

Un premier groupe présente une partie à surface libre, se réduisant très rapidement à mesure que le débit augmente. Au delà du débit singulier annulant $J_{SousPression}$ - i, la conduite est entièrement sous pression.

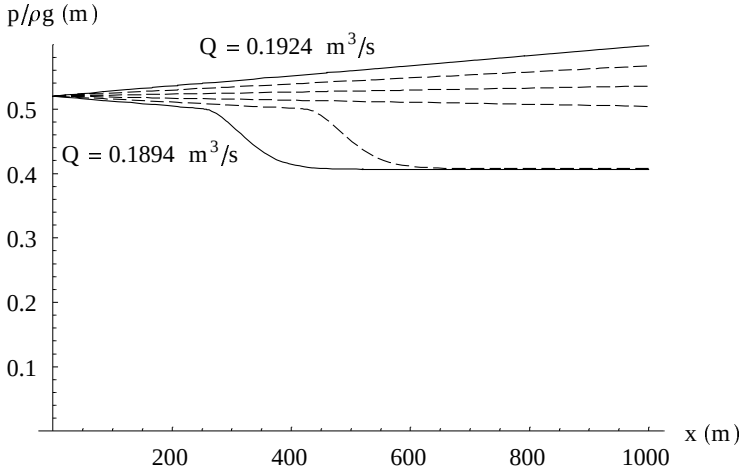


Figure 6 : Courbes de pression le long de l'horizontale, ramenées en hauteur d'eau. En trait plein : courbes extrêmes avec mention du débit correspondant. En pointillés : courbes intermédiaires (intervalle de débit : 0.006 m^3 / s)

On observe que pour une très faible augmentation dans le temps du débit amont, l'établissement du nouveau régime permanent nécessiterait le remplissage de la conduite, et demanderait un temps non négligable, pendant lequel l'écoulement aval resterait quasiment inchangé. Une vérification en régime transitoire de ce comportement sera faite dans la partie qui suit.

Etude de la transition en régime transitoire : acroissement de débit avec une vitesse constante

Pour le régime transitoire, on envisage une montée régulière du débit depuis une valeur inférieure au débit singulier, vers une valeur supérieure.

Le débit varie linéairement au cours du temps, suivant la loi $Q(t) = Q_0 + (Q_1 - Q_0)\ t / t_1$.

Q_0 est inférieur au débit singulier, Q_1 lui est supérieur.

La conduite est initialement en régime permanent, pour le débit Q_0.

Les valeurs numériques liées à la conduite sont identiques à celles du régime permanent.

Pour calculer la ligne d'eau ou la courbe de pression dans le collecteur, on utilise ici le logiciel SIC (Poirson et Baume, 1996), résolvant les équations de Saint-Venant, en utilisant une fente de Preissmann pour décrire les écoulements en charge.

La condition limite aval est fixée à 0.52 m, et reste invariante au cours du temps.

La condition de débit est fixée suivant la loi de variation ci-dessus. La méthode de résolution propre à SIC, et en particulier la discrétisation de la section circulaire, font que le débit singulier est différent de celui trouvé par *Mathematica*. On aura donc dans ce cas transitoire : $Q_0 = 0.160\ m^3/s$, $Q_1 = 0.190\ m^3/s$. $t_1$est pris ici égal à 2 heures.

Le graphe ci-après montre l'allure de la courbe de pression obtenue comme condition initiale au moyen de SIC (module FLUVIA), avec un pas d'espace de 5 m. On retrouve l'allure des courbes de la figure 6.

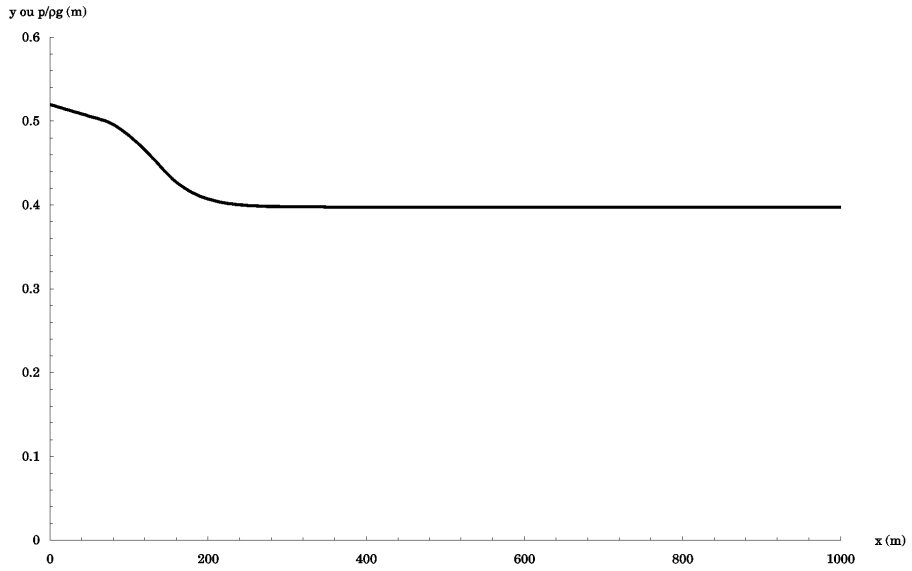


Figure 7 : Courbe de pression le long de l'horizontale, ramenées en hauteur d'eau, calculées par SIC (module FLUVIA) et utilisée en condition initiale.

La courbe suivante montre le débit calculé à l'aval de la conduite au cours du temps, avec un pas de temps de 2 mn. La variation de débit amont est portée en pointillés. Le trait plus fin montre la variation de tirant d'eau ou de pression en haauteur de colonne d'eau à l'amont.

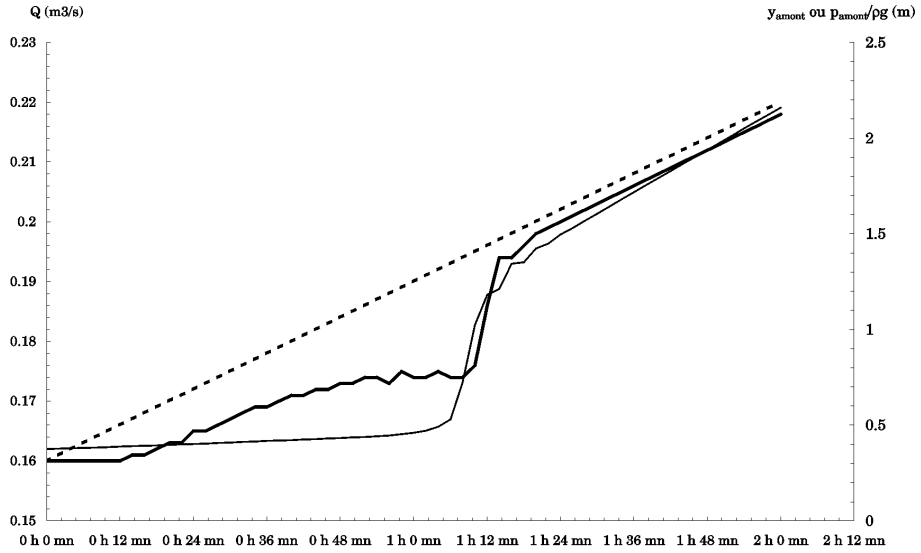


Figure 8 : Evolution au cours du temps du débit calculé à l'aval de la conduite par le logiciel SIC. En trait épais : débit à l'aval du tronçon. en trait pointillé : débit à l'amont du tronçon.En trait fin : tirant d'eau ou pression en colonne d'eau à l'amont du tronçon.

Cette courbe présente deux caractéristiques intéressantes : elle montre dans ces conditions un effet de limitation sensible à l'aval, pouvant expliquer un palier de débit, pendant que la conduite se remplit. Ce palier est ici suivi d'une brusque augmentation du débit en sortie, au moment de la pressurisation complète du tronçon modélisé. Dans un réseau réel, cet effet serait différé si la conduite était plus longue, ou serait remplacé par l'effet de la mise en charge des réseaux de drains perforés et des nappes superficielles.

Cette étude numérique rapide permet d'observer l'effet pressenti, dans certaines conditions de géométrie et de rugosité de conduite, ainsi que de pression. Elle repose toutefois sur un ensemble d'hypothèses très fortes, et montre des discordances entre les outils de résolution numérique utilisés. Les conclusions qui suivent présentent des perspectives de poursuite de cette première approche.

Conclusions

L'écoulement mixte dans une conduite (surface libre et en charge) a fait l'objet d'investigations expérimentales dans le domaine des rejets d'eaux pluviales urbaines, mettant en évidence des phénomènes de chocs pour des écoulements rapides et essentiellement torrentiels . Le phénomène qui nous intéresse se produit dans un contexte d'écoulement fluvial, et diffère donc des schémas décrits par ces auteurs. L'étude d'écoulements mixtes dans des réseaux d'assainissement urbain a également été faite par Chocat et Motiee, sous la forme de modèles ramifiés qui s'apparentent à la situation des réseaux de drainage enterré. Une poursuite de la recherche bibliographique sur ces aspects permettra de préciser l'état des connaissances dans les circonstances qui nous intéressent.

L'étude qui précède, essentiellement numérique et reposant sur des hypothèses vraisemblablement en défaut dans la réalité, montrent un résultat qui va dans le sens du phénomène à mettre en évidence, mais ne peuvent complètement le valider. Une étude bibliographique plus poussée et une approche expérimentale en laboratoire sont indispensables. Une validation *in situ* du phénomène est en effet difficile à envisager, l'accès au réseau enterré étant impossible sans engager des frais et des travaux importants.

Toutefois, la signification des paramètres utilisés ici au regard des valeurs du terrain devra être précisée. Il faudra en particulier regarder les ordres de grandeur des vitesses d'accroissement des débits, en les comparant à la vitesse de montée des crues observées.

Détail des calculs

Nous présentons dans cette partie le détail des calculs ayant servi à l'établissement des résultats précédents. Les commentaires sont en italiques, et précèdent les cellules de calcul. Les résultats, lorsqu'ils ne sont pas sous forme de graphique, son en caractères gras, et accompagnés à gauche d'un carré gris.

Calcul du coefficient de perte de charge à partir d'une loi de frottement de type Colebrook

On définit ici les paramètres nécessaires au calcul.

$$\text{Param} = \{\rho \to 1000,\ \nu \to 0.000001,\ g \to 9.8,\ d \to 0.5,\ k \to 0.0025,\ K \to 55,\ i \to 0.005\};$$

On cherche à résoudre l'équation (8) pour le jeu de paramètres donné.

(5) et (6) donnent :

$$U = \sqrt{\frac{2\,g\,d\,i}{\lambda}}\ ;$$

(9) donne (Le symbole "Re" est protégé, il est remplcé par "Reynolds"):

$$\text{Reynolds} = \frac{U\,d}{\nu}$$

$$\frac{\sqrt{2}\ d\ \sqrt{\frac{d\,g\,i}{\lambda}}}{\nu}$$

L'expression logarithmique dans (8) se simplifie, λ en disparaît :

$$\text{Simplify}\left[-2\,\text{Log}\left[10,\ \frac{k}{3.7\,d} + \frac{2.51}{\text{Reynolds}\ \sqrt{\lambda}}\right],\ \{d > 0,\ \lambda > 0,\ g > 0,\ i > 0\}\right]$$

$$-\frac{2\,\text{Log}\left[\frac{0.27027\ \sqrt{d\,g\,i}\ k + 1.77484\ \nu}{\sqrt{d^3\,g\,i}}\right]}{\text{Log}[10]}$$

On en déduit , l'expression précédente étant introduite dans (8), résolue simplement en λ :

$$\lambda = (1 / \%)^2 \text{ /. Param}$$

0.0305211

Calcul du nombre de Reynolds correspondant

Reynolds /. Param

633532.

Calcul du débit singulier correspondant, en m^3/s, d'après (7)

$$\frac{\pi\, d^2}{4}\, U \text{ /. Param}$$

0.248787

Réinitialisation des symboles à réutiliser

λ =.
U =.
Reynolds =.

Calcul du coefficient de perte de charge à partir d'une loi de frottement de type Manning-Strickler

Les paramètres nécessaires au calcul restent inchangés.

On définit la perte de charge par unité de longueur

$$J_{SousPression}[Q\_] := \left(\frac{Q}{K\, Rh^{2/3}\, S}\right)^2$$

avec :

$$S := \pi \frac{d^2}{4}$$

$$Rh := \frac{d}{4}$$

On résoud l'équation (5) pour le jeu de paramètres donné, pour trouver le débit singulier en m^3/s.

$$\text{Solve}[i == J_{SousPression}[Q] \text{ /. Param}, Q][[2, 1, 2]]$$

0.190905

Réinitialisation des symboles à réutiliser

S =.
Rh =.

Développement du calcul de ligne d'eau en régime permanent suivant une loi de frottement de type Manning-Strickler, avec Mathematica

Les paramètres nécessaires au calcul restent inchangés. On définit en outre les conditions limites, dans lesquelles un degré de liberté est laissé pour le débit amont.

```
CL[Qamont_] := {Q → Qamont, yaval → 0.52};
```

On définit la charge de l'écoulement, comme une fonction de l'abscisse le long de la conduite.

$$H[x\_] := i\,x + \frac{p[x]}{\rho\,g} + \frac{Q^2}{2\,g\,S[p[x]]^2}$$

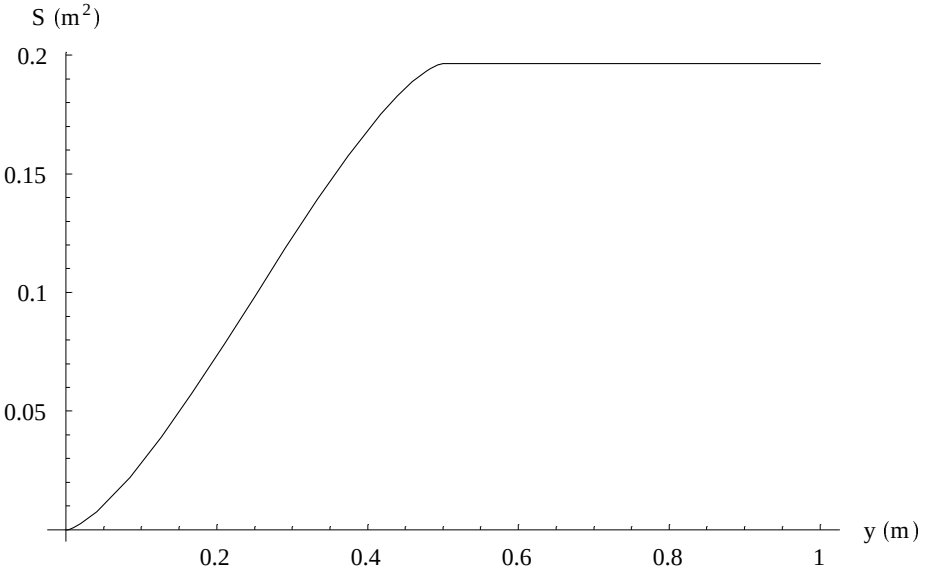
La section mouillée est définie par morceaux. Pour assurer la résolution numérique de l'équation de variation de la charge, cette fonction est combinaison linéaire de deux fonctions en marche d'escalier, ayant pour seuil la pression en colonne d'eau égale au diamètre de la conduite (Ce choix est rendu nécessaire par les méthodes de Mathematica, qui doit pouvoir dériver les fonctions utilisées dans l'équation différentielle à résoudre. Celles-ci doivent donc être définies en une seule expression, et non une formule conditionnelle).

Mathematica applique des règles de dérivation à ces fonctions en marche d'escalier, et peut ainsi trouver les valeurs de la pression sur l'ensemble de la conduite.Toutefois, la présence de fonctions racines ou ArcCos pouvant prendre des valeurs complexes, sont évaluées à 0. i lorsque la fonction marche d'escalier est appliquée. On peut s'assurer (un exemple de valeur est donné plus loin) que la partie imaginaire finale est toujours nulle.

$$S[p\_] := (1 - \text{UnitStep}[p - \rho\,g\,d])\,\frac{d^2}{4}\left(\text{ArcCos}\left[1 - \frac{2\,p}{\rho\,g\,d}\right] - \left(1 - \frac{2\,p}{\rho\,g\,d}\right)\sqrt{1 - \left(1 - \frac{2\,p}{\rho\,g\,d}\right)^2}\right) + \text{UnitStep}[p - \rho\,g\,d]\,\pi\,\frac{d^2}{4}$$

On trace le graphe de S en fonction de y, p étant relié à y par p = ρ g y (hypothèse de répartition hydrostatique des pressions)

```
Plot[S[ρ g y] /. Param ⋃ CL[0.19], {y, 0, 2 d /. Param ⋃ CL[0.19]}, PlotRange → All,
  TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 9},
  AxesLabel → {"y (m)", "S (m^2)"}, ImageSize → {350, Automatic}];
```

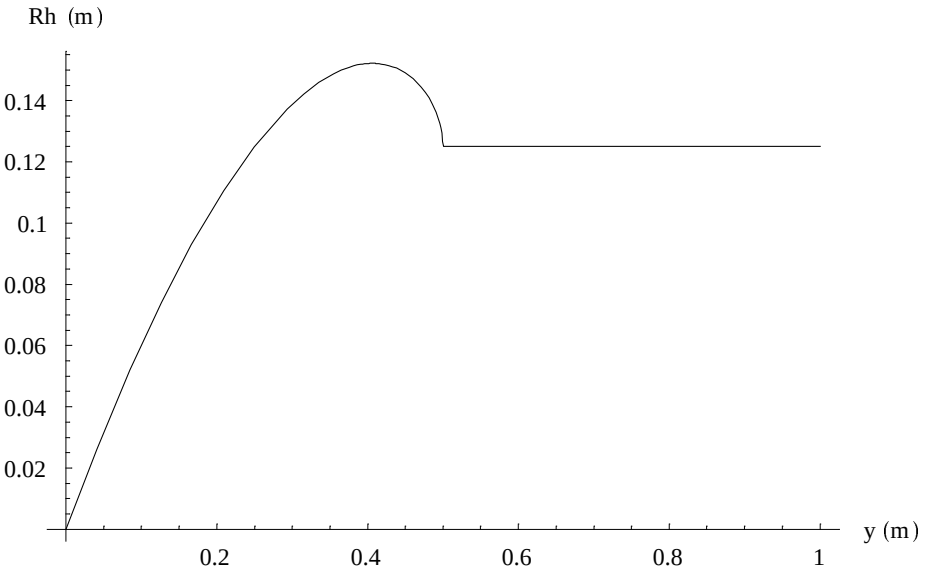


Le rayon hydraulique est également défini par morceaux.

$$\text{Rh}[p\_] := (1 - \text{UnitStep}[p - \rho\, g\, d])\, \frac{\frac{d^2}{4}\left(\text{ArcCos}\left[1 - \frac{2p}{\rho g d}\right] - \left(1 - \frac{2p}{\rho g d}\right)\sqrt{1 - \left(1 - \frac{2p}{\rho g d}\right)^2}\right)}{d\,\text{ArcCos}\left[1 - \frac{2p}{\rho g d}\right]} + \text{UnitStep}[p - \rho\, g\, d]\,\frac{d}{4}$$

On trace le graphe de Rh en fonction de y, p étant là encore relié à y par p = ρ g y (hypothèse de répartition hydrostatique des pressions)

```
Plot[Rh[ρ g y] /. Param ⋃ CL[0.19], {y, 0, 2 d /. Param ⋃ CL[0.19]}, PlotRange → All,
  TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 9},
  AxesLabel → {"y (m)", "Rh (m)"}, ImageSize → {350, Automatic}];
```



On définit la perte da charge par unité de longueur, selon la formule de Manning-Strickler.

$$J[x\_] := \left(\frac{Q}{K\, Rh[p[x]]^{2/3}\, S[p[x]]} \right)^2$$

Cinq valeurs de débit seront utilisées pour calculer la ligne d'eau, entre 0.1894 m^3/s et 0.1914 m^3/s, espacés de 0.006 m^3/s.
Le graphe suivant, représentant J - i en fonction de y, montre que le débit pour lequel J(Q) = i, est compris entre les deux bornes.
Trois points figurent les valeurs correspondantes avec la formule de Colebrook, et montrent la divergence des formules.

La valeur de λ est déduite des équations (7) à (9) pour les deux débits limites, et cette valeur est reportée dans l'expression de J-i

La résolution numérique ne garantit pas l'obtention de toutes les solutions (messages d'erreur). On s'assure que le résultat est bien dans la plage de valeurs attendues.

$$\text{NSolve}\left[\frac{1}{\sqrt{\lambda}} == -2 \text{Log}\left[10,\ \frac{1}{3.7}\ \frac{k}{d} + \frac{2.51}{\frac{Q}{\frac{\pi d^2}{4}}\, d\, \sqrt{\lambda}} \right] /. \text{Param} /. Q \to 0.1894, \lambda \right] [\![1, 1]\!]$$

— *InverseFunction::ifun :*
Inverse functions are being used. Values may be lost for multivalued inverses.
— *Solve::ifun :*
Inverse functions are being used by Solve, so some solutions may not be found.

$$\lambda \to \mathbf{0.0305688}$$

$$\left(\frac{\lambda}{d}\ \frac{\left(\frac{Q}{\frac{\pi d^2}{4}} \right)^2}{2\, g} - i \right) /. \text{Param} /. Q \to 0.1894 /. \%$$

$$\mathbf{-0.00209763}$$

$$\text{NSolve}\left[\frac{1}{\sqrt{\lambda}} == -2 \text{Log}\left[10,\ \frac{1}{3.7}\ \frac{k}{d} + \frac{2.51}{\frac{Q}{\frac{\pi d^2}{4}}\, d\, \sqrt{\lambda}} \right] /. \text{Param} /. Q \to 0.1924, \lambda \right] [\![1, 1]\!]$$

— *InverseFunction::ifun :*
Inverse functions are being used. Values may be lost for multivalued inverses.
— *Solve::ifun :*
Inverse functions are being used by Solve, so some solutions may not be found.

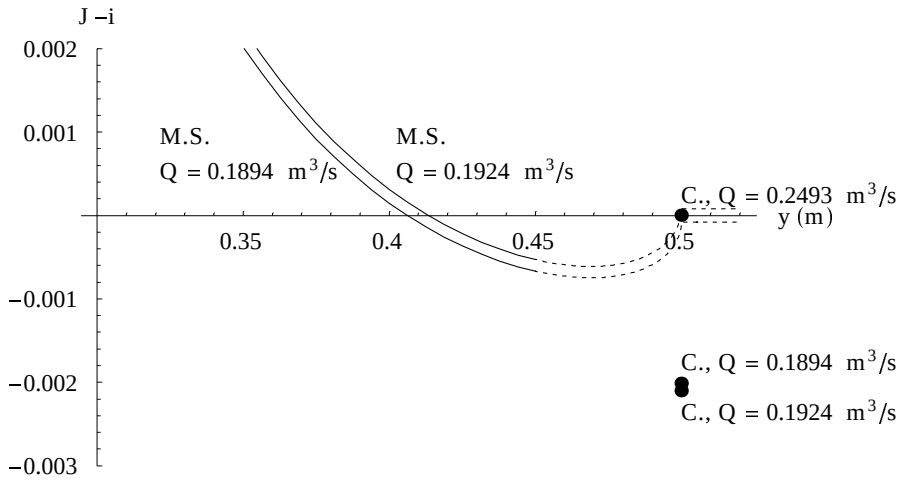
$$\lambda \to \mathbf{0.0305657}$$

$$\left(\frac{\lambda}{d}\ \frac{\left(\frac{Q}{\frac{\pi d^2}{4}} \right)^2}{2\, g} - i \right) /. \text{Param} /. Q \to 0.1924 /. \%$$

$$\mathbf{-0.00200527}$$

Construction du graphique

```
Show[
 {Show[Table[Plot[{(Q/(K Rh[ρ g y]^(2/3) S[ρ g y]))^2 - i} /. (Param ∪ CL[Qamont]),
   {y, 0.3, 0.45}, PlotRange → {Automatic, {-0.003, 0.002}},
   DisplayFunction → Identity], {Qamont, 0.1894, 0.1924, 0.003}],
  TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 9},
  AxesLabel → {"y (m)", "J-i"}],
 Show[Table[Plot[{(Q/(K Rh[ρ g y]^(2/3) S[ρ g y]))^2 - i} /. (Param ∪ CL[Qamont]),
   {y, 0.45, 0.52}, PlotStyle → Dashing[{0.005, 0.0095}], DisplayFunction → Identity],
   {Qamont, 0.1894, 0.1924, 0.003}],
  TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 9},
  AxesLabel → {"y (m)", "J-i"}],
 Graphics[Text["M.S. \nQ = 0.1894 m^3/s", Scaled[{0.25, 0.75}]]],
 Graphics[Text["M.S. \nQ = 0.1924 m^3/s", Scaled[{0.6, 0.75}]]],
 Graphics[{PointSize[0.02], Point[{0.5, 0}],
   Text["C., Q = 0.2493 m^3/s", Scaled[{1.05, 0.65}]]}],
 Graphics[{PointSize[0.02], Point[{0.5, -0.00210}],
   Text["C., Q = 0.1894 m^3/s", Scaled[{1.05, 0.25}]]}],
 Graphics[{PointSize[0.02], Point[{0.5, -0.00201}],
   Text["C., Q = 0.1924 m^3/s", Scaled[{1.05, 0.13}]]}]},
 DisplayFunction → $DisplayFunction, PlotRegion → {{0., 0.9}, {0., 1.}},
 ImageSize → {350, Automatic}];
```



Le calcul suivant est destiné à vérifier que la partie imaginaire de dH/dx, introduite par le recours à des racines de nombres négatifs, et des arcs Cosinus de nombre supérieurs à 1, est nulle après application de la fonction en marche d'escalier et de sa dérivée la fonction de Dirac.

```
H'[0] /. Param ⋃ CL[0.1914] ⋃ {p[0] → (ρ g yaval) /. Param ⋃ CL[0.1914]}
```

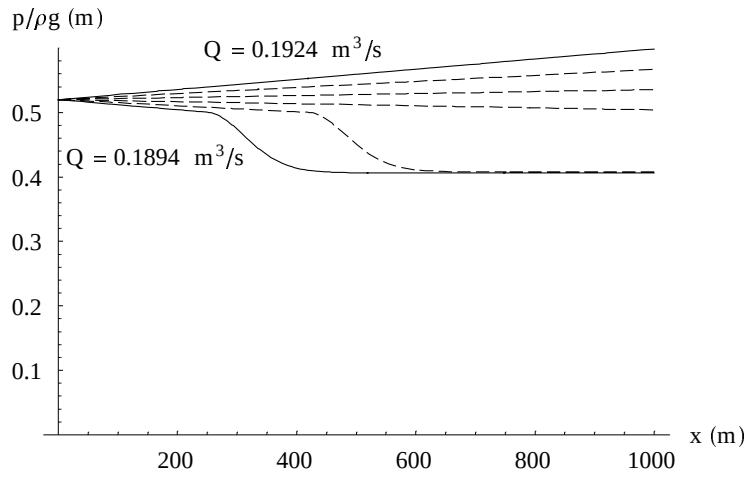
```
0.005 + (0.000102041 + 0. i) p'[0]
```

L'équation différentielle est résolue pour l'ensemble des cinq valeurs de débit au voisinage du débit limite étudié.

```
TablepSol =
Table[{NDSolve[{H'[x] == J[x], p[0] == ρ g yaval} /. {Param ⋃ CL[Qamont]}, p, {x, 0, 1000}][[
1, 1, 2]], Qamont}, {Qamont, 0.1894, 0.1924, 0.0006}];
```

On trace le graphe des cinq courbes de pression (ramenée en hauteur d'eau pour situer la mise en charge), les extrêmes en trait plein, les intermédiaires en pointillés.

```
Show[
{Plot[Evaluate[(#[[1]][x] / (ρ g) /. Param)]], {x, 0, 1000},
PlotStyle → Dashing[{0.02, If[#[[2]] == 0.1894 ∨ #[[2]] == 0.1924, 0, 0.01]}],
TextStyle → {FontFamily → "Century Schoolbook", FontSize → 9},
AxesLabel → {"x (m)", "p/ρg (m)"}, PlotRange → {Automatic, {0, 0.6}},
DisplayFunction → Identity] & /@ TablepSol,
Graphics[Text["Q = 0.1894 m^3/s", Scaled[{0.18, 0.72}]]],
Graphics[Text["Q = 0.1924 m^3/s", Scaled[{0.4, 1.0}]]]},
DisplayFunction → $DisplayFunction, PlotRegion → {{0., 0.8}, {0., 1.}},
ImageSize → {350, Automatic}];
```



Annexe 8 Bilan de quantité de mouvement pour un rejet non influencé

Bilan de quantité de mouvement appliqué au canal seul, alimenté par un rejet non influencé

Nous présentons dans ce document le détail des calculs ayant servi à l'établissement de l'équation du bilan de quantité de mouvement appliqué à l'addition de deux débits entre l'amont et l'aval d'un canal, sans prise en compte de l'apport latéral.
Les commentaires sont en italiques, et précèdent les cellules de calcul. Les résultats, lorsqu'ils ne sont pas sous forme de graphique, son en caractères gras, et accompagnés à gauche d'un carré gris.

Le bilan de quantité de mouvement (variation de flux de quantité de mouvement à gauche, différence de forces de pression entre les faces amont et aval à droite) est résolu par rapport au tirant d'eau amont Ym, pour un tirant d'eau ava Yv donné, et les deux débits q et Q. Les forces de frottement sur les parois du fossé sont négligées (faible tirant d'eau, débit Q modéré).

$$\text{Solve}\left[Ym\,(Q+q)^2 - Yv\,Q^2 == g\,L^2\left(\frac{Yv\,Ym^3}{2} - \frac{Ym\,Yv^3}{2}\right), Ym\right]$$

$$\begin{aligned}
&\{\{Ym \to -\left(2^{1/3}\left(2q^2+4qQ+2Q^2+gL^2Yv^3\right)\right)\Big/\\
&\left(54g^2L^4Q^2Yv^3+\sqrt{\left(2916g^4L^8Q^4Yv^6-\right.\right.\\
&\left.\left.108g^3L^6Yv^3\left(2q^2+4qQ+2Q^2+gL^2Yv^3\right)^3\right)}\right)\wedge(1/3)-\\
&\frac{1}{3\,2^{1/3}gL^2Yv}\left(\left(54g^2L^4Q^2Yv^3+\sqrt{\left(2916g^4L^8Q^4Yv^6-\right.\right.\right.\\
&\left.\left.\left.108g^3L^6Yv^3\left(2q^2+4qQ+2Q^2+gL^2Yv^3\right)^3\right)}\right)\wedge(1/3)\right)\},\\
&\{Ym \to \left(\left(1+i\sqrt{3}\right)\left(2q^2+4qQ+2Q^2+gL^2Yv^3\right)\right)\Big/\\
&\left(2^{2/3}\left(54g^2L^4Q^2Yv^3+\sqrt{\left(2916g^4L^8Q^4Yv^6-108g^3L^6Yv^3\right.\right.\right.\\
&\left.\left.\left.\left(2q^2+4qQ+2Q^2+gL^2Yv^3\right)^3\right)}\right)\wedge(1/3)\right)+\\
&\frac{1}{6\,2^{1/3}gL^2Yv}\left(\left(1-i\sqrt{3}\right)\left(54g^2L^4Q^2Yv^3+\sqrt{\left(2916g^4L^8Q^4Yv^6-108\right.\right.\right.\\
&\left.\left.\left.g^3L^6Yv^3\left(2q^2+4qQ+2Q^2+gL^2Yv^3\right)^3\right)}\right)\wedge(1/3)\right)\},\\
&\{Ym \to \left(\left(1-i\sqrt{3}\right)\left(2q^2+4qQ+2Q^2+gL^2Yv^3\right)\right)\Big/\\
&\left(2^{2/3}\left(54g^2L^4Q^2Yv^3+\sqrt{\left(2916g^4L^8Q^4Yv^6-108g^3L^6Yv^3\right.\right.\right.\\
&\left.\left.\left.\left(2q^2+4qQ+2Q^2+gL^2Yv^3\right)^3\right)}\right)\wedge(1/3)\right)+\\
&\frac{1}{6\,2^{1/3}gL^2Yv}\left(\left(1+i\sqrt{3}\right)\left(54g^2L^4Q^2Yv^3+\sqrt{\left(2916g^4L^8Q^4Yv^6-108\right.\right.\right.\\
&\left.\left.\left.g^3L^6Yv^3\left(2q^2+4qQ+2Q^2+gL^2Yv^3\right)^3\right)}\right)\wedge(1/3)\right)\}\}
\end{aligned}$$

Calcul des solutions pour un cas numérique.

La fonction donnant les solutions est définie.

$$\text{Solutions}[g\_, L\_, q\_, Q\_, Yv\_] :=$$

$$\left\{\left\{Ym \to \right.\right.$$

$$-\left(2^{1/3}\left(2\,q^2 + 4\,q\,Q + 2\,Q^2 + g\,L^2\,Yv^3\right)\right)\Big/$$

$$\left(54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3 + \right.$$

$$\left.\sqrt{2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6 - 108\,g^3\,L^6\,Yv^3\left(2\,q^2 + 4\,q\,Q + 2\,Q^2 + g\,L^2\,Yv^3\right)^3}\right)\text{\^{}}(1/3) -$$

$$\frac{1}{3\,2^{1/3}\,g\,L^2\,Yv}$$

$$\left(\left(54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3 + \right.\right.$$

$$\left.\left.\sqrt{2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6 - 108\,g^3\,L^6\,Yv^3\left(2\,q^2 + 4\,q\,Q + 2\,Q^2 + g\,L^2\,Yv^3\right)^3}\right)\text{\^{}}(1/3)\right)\Big\},$$

$$\left\{Ym \to \left(\left(1 + i\sqrt{3}\right)\left(2\,q^2 + 4\,q\,Q + 2\,Q^2 + g\,L^2\,Yv^3\right)\right)\Big/\right.$$

$$\left(2^{2/3}\right.$$

$$\left(54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3 + \right.$$

$$\left.\sqrt{2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6 - 108\,g^3\,L^6\,Yv^3\left(2\,q^2 + 4\,q\,Q + 2\,Q^2 + g\,L^2\,Yv^3\right)^3}\right)\text{\^{}}$$

$$\left.(1/3)\right) +$$

$$\frac{1}{6\,2^{1/3}\,g\,L^2\,Yv}$$

$$\left(\left(1 - i\sqrt{3}\right)\right.$$

$$\left(54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3 + \right.$$

$$\left.\sqrt{2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6 - 108\,g^3\,L^6\,Yv^3\left(2\,q^2 + 4\,q\,Q + 2\,Q^2 + g\,L^2\,Yv^3\right)^3}\right)\text{\^{}}$$

$$\left.\left.(1/3)\right)\right\},$$

$$\left\{Ym \to \left(\left(1 - i\sqrt{3}\right)\left(2\,q^2 + 4\,q\,Q + 2\,Q^2 + g\,L^2\,Yv^3\right)\right)\Big/ \left(2^{2/3}\left(54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3 + \sqrt{2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6 - 108\,g^3\,L^6\,Yv^3\left(2\,q^2 + 4\,q\,Q + 2\,Q^2 + g\,L^2\,Yv^3\right)^3}\right)^{\wedge}(1/3)\right) + \frac{1}{6\,2^{1/3}\,g\,L^2\,Yv}\left(\left(1 + i\sqrt{3}\right)\left(54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3 + \sqrt{2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6 - 108\,g^3\,L^6\,Yv^3\left(2\,q^2 + 4\,q\,Q + 2\,Q^2 + g\,L^2\,Yv^3\right)^3}\right)^{\wedge}(1/3)\right)\right\}\right\}$$

Application numérique, pour identifier la racine la plus proche du tirant d'eau aval. Cette racine est en deuxième position.

```
Solutions[9.81, 0.297, 0.00151, 0.00092, 0.0245]
```

$$\{\{Ym \to -0.0348347 - 1.04083 \times 10^{-17}\,i\},\ \{Ym \to 0.0331402 - 1.04083 \times 10^{-17}\,i\},\ \{Ym \to 0.00169456 + 1.73472 \times 10^{-17}\,i\}\}$$

Les trois solutions paraissent réelles. Il s'agit ici de le vérifier.

La deuxième solution est décomposée en partie réelle et partie imaginaire.

```
ComplexExpand[
((3 + 3 i Sqrt[3]) g L^2 Yv (2 (q + Q)^2 + g L^2 Yv^3) - 2 (-3)^(2/3) (9 g^2 L^4 Q^2 Yv^3 + Sqrt[3] i ExpRacine)^(2/3))/
(3 2^(2/3) g L^2 Yv (54 g^2 L^4 Q^2 Yv^3 + 6 Sqrt[3] i ExpRacine)^(1/3)), TargetFunctions -> {Re, Im}]
```

$$\frac{2^{1/3}\,q^2\,\text{Cos}\left[\frac{1}{3}\,\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,6\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]}{\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}}+$$

$$\frac{2\,2^{1/3}\,q\,Q\,\text{Cos}\left[\frac{1}{3}\,\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,6\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]}{\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}}+$$

$$\frac{2^{1/3}\,Q^2\,\text{Cos}\left[\frac{1}{3}\,\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,6\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]}{\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}}+$$

$$\frac{g\,L^2\,Yv^3\,\text{Cos}\left[\frac{1}{3}\,\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,6\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]}{2^{2/3}\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}}+$$

$$\left(\left(3\,\text{ExpRacine}^2+81\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/3}\right.$$

$$\text{Cos}\left[\frac{2}{3}\,\text{ArcTan}\left[9\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]$$

$$\left.\text{Cos}\left[\frac{1}{3}\,\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,6\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]\right)\Big/$$

$$\left(2^{2/3}\,3^{1/3}\,g\,L^2\,Yv\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}\right)+$$

$$\left(3^{1/6}\left(3\,\text{ExpRacine}^2+81\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/3}\right.$$

$$\text{Cos}\left[\frac{1}{3}\,\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,6\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]$$

$$\left.\text{Sin}\left[\frac{2}{3}\,\text{ArcTan}\left[9\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]\right)\Big/$$

$$\left(2^{2/3}\,g\,L^2\,Yv\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}\right)+$$

$$\frac{2^{1/3}\sqrt{3}\,q^2\,\text{Sin}\left[\frac{1}{3}\,\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,6\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]}{\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}}+$$

$$\frac{2\,2^{1/3}\sqrt{3}\,q\,Q\,\text{Sin}\left[\frac{1}{3}\,\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,6\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]}{\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}}+$$

$$\frac{2^{1/3}\sqrt{3}\,Q^2\,\text{Sin}\left[\frac{1}{3}\,\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,6\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]}{\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}}+$$

$$\frac{\sqrt{3}\,g\,L^2\,Yv^3\,\text{Sin}\left[\frac{1}{3}\,\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,6\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]}{2^{2/3}\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}}-$$

$$\left(3^{1/6}\left(3\,\text{ExpRacine}^2+81\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/3}\right.$$

$$\left.\text{Cos}\left[\frac{2}{3}\,\text{ArcTan}\left[9\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]\right.$$

$$\text{Sin}\left[\frac{1}{3}\,\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,6\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]\Big)\Big/$$
$$\left(2^{2/3}\,g\,L^2\,Yv\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}\right)+$$
$$\Big(\left(3\,\text{ExpRacine}^2+81\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/3}$$
$$\text{Sin}\left[\frac{2}{3}\,\text{ArcTan}\left[9\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]$$
$$\text{Sin}\left[\frac{1}{3}\,\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,6\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]\Big)\Big/$$
$$\left(2^{2/3}\,3^{1/3}\,g\,L^2\,Yv\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}\right)+$$
$$i\left(\frac{2^{1/3}\sqrt{3}\;q^2\,\text{Cos}\left[\frac{1}{3}\,\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,6\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]}{\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}}+\right.$$
$$\frac{2\,2^{1/3}\sqrt{3}\;q\,Q\,\text{Cos}\left[\frac{1}{3}\,\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,6\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]}{\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}}+$$
$$\frac{2^{1/3}\sqrt{3}\;Q^2\,\text{Cos}\left[\frac{1}{3}\,\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,6\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]}{\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}}+$$
$$\frac{\sqrt{3}\;g\,L^2\,Yv^3\,\text{Cos}\left[\frac{1}{3}\,\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,6\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]}{2^{2/3}\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}}-$$
$$\Big(3^{1/6}\left(3\,\text{ExpRacine}^2+81\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/3}$$
$$\text{Cos}\left[\frac{2}{3}\,\text{ArcTan}\left[9\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]$$
$$\text{Cos}\left[\frac{1}{3}\,\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,6\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]\Big)\Big/$$
$$\left(2^{2/3}\,g\,L^2\,Yv\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}\right)+$$
$$\Big(\left(3\,\text{ExpRacine}^2+81\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/3}$$
$$\text{Cos}\left[\frac{1}{3}\,\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,6\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]$$
$$\text{Sin}\left[\frac{2}{3}\,\text{ArcTan}\left[9\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]\Big)\Big/$$
$$\left(2^{2/3}\,3^{1/3}\,g\,L^2\,Yv\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}\right)-$$
$$\frac{2^{1/3}\,q^2\,\text{Sin}\left[\frac{1}{3}\,\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,6\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]}{\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}}-$$
$$\frac{2\,2^{1/3}\,q\,Q\,\text{Sin}\left[\frac{1}{3}\,\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,6\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]}{\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}}-$$

$$\frac{2^{1/3}\,Q^2\,\text{Sin}\left[\frac{1}{3}\,\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,6\,\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]}{\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}}-$$

$$\frac{g\,L^2\,Yv^3\,\text{Sin}\left[\frac{1}{3}\,\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,6\,\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]}{2^{2/3}\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}}-$$

$$\left(\left(3\,\text{ExpRacine}^2+81\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/3}\right.$$

$$\text{Cos}\left[\frac{2}{3}\,\text{ArcTan}\left[9\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]$$

$$\left.\text{Sin}\left[\frac{1}{3}\,\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,6\,\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]\right)\Big/$$

$$\left(2^{2/3}\,3^{1/3}\,g\,L^2\,Yv\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}\right)-$$

$$\left(3^{1/6}\left(3\,\text{ExpRacine}^2+81\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/3}\right.$$

$$\text{Sin}\left[\frac{2}{3}\,\text{ArcTan}\left[9\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]$$

$$\left.\text{Sin}\left[\frac{1}{3}\,\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,6\,\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]\right)\Big/$$

$$\left.\left(2^{2/3}\,g\,L^2\,Yv\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}\right)\right)$$

La partie imaginaire est simplifiée en deux étapes, pour vérifier la nullité du premier de ses termes multiplicatifs.

$$\left(\frac{2^{1/3}\sqrt{3}\ q^2 \text{Cos}\left[\frac{1}{3}\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\ 6\sqrt{3}\ \text{ExpRacine}\right]\right]}{\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}}+\right.$$

$$\frac{2\,2^{1/3}\sqrt{3}\ q\,Q\,\text{Cos}\left[\frac{1}{3}\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\ 6\sqrt{3}\ \text{ExpRacine}\right]\right]}{\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}}+$$

$$\frac{2^{1/3}\sqrt{3}\ Q^2\,\text{Cos}\left[\frac{1}{3}\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\ 6\sqrt{3}\ \text{ExpRacine}\right]\right]}{\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}}+$$

$$\frac{\sqrt{3}\ g\,L^2\,Yv^3\,\text{Cos}\left[\frac{1}{3}\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\ 6\sqrt{3}\ \text{ExpRacine}\right]\right]}{2^{2/3}\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}}-$$

$$\left(3^{1/6}\left(3\,\text{ExpRacine}^2+81\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/3}\text{Cos}\left[\frac{2}{3}\text{ArcTan}\left[9\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\ \sqrt{3}\ \text{ExpRacine}\right]\right]\right.$$

$$\left.\text{Cos}\left[\frac{1}{3}\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\ 6\sqrt{3}\ \text{ExpRacine}\right]\right]\right)\Big/$$

$$\left(2^{2/3}\,g\,L^2\,Yv\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}\right)+$$

$$\left(\left(3\,\text{ExpRacine}^2+81\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/3}\text{Cos}\left[\frac{1}{3}\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\ 6\sqrt{3}\ \text{ExpRacine}\right]\right]\right.$$

$$\left.\text{Sin}\left[\frac{2}{3}\text{ArcTan}\left[9\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\ \sqrt{3}\ \text{ExpRacine}\right]\right]\right)\Big/$$

$$\left(2^{2/3}\,3^{1/3}\,g\,L^2\,Yv\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}\right)-$$

$$\frac{2^{1/3}\,q^2\,\text{Sin}\left[\frac{1}{3}\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\ 6\sqrt{3}\ \text{ExpRacine}\right]\right]}{\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}}-$$

$$\frac{2\,2^{1/3}\,q\,Q\,\text{Sin}\left[\frac{1}{3}\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\ 6\sqrt{3}\ \text{ExpRacine}\right]\right]}{\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}}-$$

$$\frac{2^{1/3}\,Q^2\,\text{Sin}\left[\frac{1}{3}\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\ 6\sqrt{3}\ \text{ExpRacine}\right]\right]}{\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}}-$$

$$\frac{g\,L^2\,Yv^3\,\text{Sin}\left[\frac{1}{3}\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\ 6\sqrt{3}\ \text{ExpRacine}\right]\right]}{2^{2/3}\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}}-$$

$$\left(\left(3\,\text{ExpRacine}^2+81\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/3}\text{Cos}\left[\frac{2}{3}\text{ArcTan}\left[9\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\ \sqrt{3}\ \text{ExpRacine}\right]\right]\right.$$

$$\left.\text{Sin}\left[\frac{1}{3}\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\ 6\sqrt{3}\ \text{ExpRacine}\right]\right]\right)\Big/$$

$$\left(2^{2/3}\,3^{1/3}\,g\,L^2\,Yv\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}\right)-$$

$$\left(3^{1/6}\left(3\,\text{ExpRacine}^2+81\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/3}\text{Sin}\left[\frac{2}{3}\text{ArcTan}\left[9\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\ \sqrt{3}\ \text{ExpRacine}\right]\right]\right.$$

$$\left.\text{Sin}\left[\frac{1}{3}\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\ 6\sqrt{3}\ \text{ExpRacine}\right]\right]\right)\Big/$$

$$\left.\left(2^{2/3}\,g\,L^2\,Yv\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}\right)\right)/.$$

$$\text{ExpRacine}\to\sqrt{-g^3\,L^6\,Yv^3\left(27\,g\,L^2\,Q^4\,Yv^3-\left(2\,(q+Q)^2+g\,L^2\,Yv^3\right)^3\right)}\ //\ \text{FullSimplify}$$

$$-\left(\left(-2\,g\,L^2\,(q+Q)^2\,Yv-g^2\,L^4\,Yv^4+\left(g^3\,L^6\,Yv^3\left(2\,(q+Q)^2+g\,L^2\,Yv^3\right)^3\right)^{1/3}\right)\right.$$

$$\left(\sqrt{3}\,\mathrm{Cos}\left[\frac{1}{3}\,\mathrm{ArcTan}\left[9\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,\sqrt{3}\right.\right.\right.$$

$$\left.\sqrt{-g^3\,L^6\,Yv^3\left(27\,g\,L^2\,Q^4\,Yv^3-\left(2\,(q+Q)^2+g\,L^2\,Yv^3\right)^3\right)}\right]\Big]-$$

$$\mathrm{Sin}\left[\frac{1}{3}\,\mathrm{ArcTan}\left[9\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,\sqrt{3}\right.\right.$$

$$\left.\left.\left.\sqrt{-g^3\,L^6\,Yv^3\left(27\,g\,L^2\,Q^4\,Yv^3-\left(2\,(q+Q)^2+g\,L^2\,Yv^3\right)^3\right)}\right]\right]\right)\Big/$$

$$\left(2\sqrt{3}\,g\,L^2\,Yv\left(g^3\,L^6\,Yv^3\left(2\,(q+Q)^2+g\,L^2\,Yv^3\right)^3\right)^{1/6}\right)$$

$$\mathrm{Simplify}\left[-2\,g\,L^2\,(q+Q)^2\,Yv-g^2\,L^4\,Yv^4+\left(g^3\,L^6\,Yv^3\left(2\,(q+Q)^2+g\,L^2\,Yv^3\right)^3\right)^{1/3},\right.$$

$$\left.\{q>0,\,Q>0,\,g>0,\,L>0,\,Yv>0\}\right]$$

$$\mathbf{0}$$

L'expression de la partie réelle est simplifiée.

$$\frac{2^{1/3}\,q^2\,\text{Cos}\left[\frac{1}{3}\,\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,6\,\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]}{\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}}+$$

$$\frac{2\,2^{1/3}\,q\,Q\,\text{Cos}\left[\frac{1}{3}\,\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,6\,\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]}{\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}}+$$

$$\frac{2^{1/3}\,Q^2\,\text{Cos}\left[\frac{1}{3}\,\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,6\,\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]}{\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}}+$$

$$\frac{g\,L^2\,Yv^3\,\text{Cos}\left[\frac{1}{3}\,\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,6\,\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]}{2^{2/3}\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}}+$$

$$\left(\left(3\,\text{ExpRacine}^2+81\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/3}\text{Cos}\left[\frac{2}{3}\,\text{ArcTan}\left[9\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]\right.$$

$$\left.\text{Cos}\left[\frac{1}{3}\,\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,6\,\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]\right)\Big/$$

$$\left(2^{2/3}\,3^{1/3}\,g\,L^2\,Yv\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}\right)+$$

$$\left(3^{1/6}\left(3\,\text{ExpRacine}^2+81\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/3}\text{Cos}\left[\frac{1}{3}\,\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,6\,\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]\right.$$

$$\left.\text{Sin}\left[\frac{2}{3}\,\text{ArcTan}\left[9\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]\right)\Big/$$

$$\left(2^{2/3}\,g\,L^2\,Yv\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}\right)+$$

$$\frac{2^{1/3}\,\sqrt{3}\,q^2\,\text{Sin}\left[\frac{1}{3}\,\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,6\,\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]}{\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}}+$$

$$\frac{2\,2^{1/3}\,\sqrt{3}\,q\,Q\,\text{Sin}\left[\frac{1}{3}\,\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,6\,\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]}{\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}}+$$

$$\frac{2^{1/3}\,\sqrt{3}\,Q^2\,\text{Sin}\left[\frac{1}{3}\,\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,6\,\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]}{\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}}+$$

$$\frac{\sqrt{3}\,g\,L^2\,Yv^3\,\text{Sin}\left[\frac{1}{3}\,\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,6\,\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]}{2^{2/3}\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}}-$$

$$\left(3^{1/6}\left(3\,\text{ExpRacine}^2+81\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/3}\text{Cos}\left[\frac{2}{3}\,\text{ArcTan}\left[9\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]\right.$$

$$\left.\text{Sin}\left[\frac{1}{3}\,\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,6\,\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]\right)\Big/$$

$$\left(2^{2/3}\,g\,L^2\,Yv\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}\right)+$$

$$\left(\left(3\,\text{ExpRacine}^2+81\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/3}\text{Sin}\left[\frac{2}{3}\,\text{ArcTan}\left[9\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]\right.$$

$$\left.\text{Sin}\left[\frac{1}{3}\,\text{ArcTan}\left[54\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\,6\,\sqrt{3}\,\text{ExpRacine}\right]\right]\right)\Big/$$

$$\left(2^{2/3}\,3^{1/3}\,g\,L^2\,Yv\left(108\,\text{ExpRacine}^2+2916\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}\right)\text{ // Simplify}$$

$$\left(\left(2\,g\,L^2\,(q+Q)^2\,Yv+g^2\,L^4\,Yv^4+\left(ExpRacine^2+27\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/3}\right)\right.$$
$$\left(\cos\left[\frac{1}{3}\,\text{ArcTan}\left[9\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\sqrt{3}\,ExpRacine\right]\right]+\right.$$
$$\left.\left.\sqrt{3}\,\sin\left[\frac{1}{3}\,\text{ArcTan}\left[9\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3,\sqrt{3}\,ExpRacine\right]\right]\right)\right)\Big/$$
$$\left(2\sqrt{3}\,g\,L^2\,Yv\left(ExpRacine^2+27\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}\right)$$

$$\left(\left(2\,g\,L^2\,(q+Q)^2\,Yv+g^2\,L^4\,Yv^4+\left(ExpRacine^2+27\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/3}\right)\right.$$
$$\left.\sin\left[\frac{\pi}{6}+\frac{1}{3}\,\text{ArcTan}\left[\frac{\sqrt{3}\,ExpRacine}{9\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3}\right]\right]\right)\Big/\left(\sqrt{3}\,g\,L^2\,Yv\left(ExpRacine^2+27\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6\right)^{1/6}\right)/.$$
$$ExpRacine\to\sqrt{-g^3\,L^6\,Yv^3\left(27\,g\,L^2\,Q^4\,Yv^3-\left(2\,(q+Q)^2+g\,L^2\,Yv^3\right)^3\right)}$$

$$\left(\left(2\,g\,L^2\,(q+Q)^2\,Yv+g^2\,L^4\,Yv^4+\right.\right.$$
$$\left.\left(27\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6-g^3\,L^6\,Yv^3\left(27\,g\,L^2\,Q^4\,Yv^3-\left(2\,(q+Q)^2+g\,L^2\,Yv^3\right)^3\right)\right)\wedge$$
$$(1/3)\Big)\sin\left[\frac{\pi}{6}+\frac{1}{3}\,\text{ArcTan}\left[\right.\right.$$
$$\left.\left.\frac{\sqrt{-g^3\,L^6\,Yv^3\left(27\,g\,L^2\,Q^4\,Yv^3-\left(2\,(q+Q)^2+g\,L^2\,Yv^3\right)^3\right)}}{3\sqrt{3}\,g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3}\right]\right]\Big/\left(\sqrt{3}\right.$$
$$\left.\left.g\,L^2\,Yv\left(27\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6-g^3\,L^6\,Yv^3\left(27\,g\,L^2\,Q^4\,Yv^3-\left(2\,(q+Q)^2+g\,L^2\,Yv^3\right)^3\right)\right)^{1/6}\right)\right)$$

$$\text{Simplify}\left[2\,g\,L^2\,(q+Q)^2\,Yv+g^2\,L^4\,Yv^4+\right.$$
$$\left(27\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6-g^3\,L^6\,Yv^3\left(27\,g\,L^2\,Q^4\,Yv^3-\left(2\,(q+Q)^2+g\,L^2\,Yv^3\right)^3\right)\right)^{1/3},$$
$$\left.\{q>0,\,Q>0,\,g>0,\,L>0,\,Yv>0\}\right]$$

$$2\,g\,L^2\,Yv\left(2\,q^2+4\,q\,Q+2\,Q^2+g\,L^2\,Yv^3\right)$$

$$\text{Simplify}\left[\sqrt{3}\ g\,L^2\,Yv\left(27\,g^4\,L^8\,Q^4\,Yv^6 - g^3\,L^6\,Yv^3\left(27\,g\,L^2\,Q^4\,Yv^3 - \left(2\,(q+Q)^2 + g\,L^2\,Yv^3\right)^3\right)\right)^{1/6},\ \{q>0,\ Q>0,\ g>0,\ L>0,\ Yv>0\}\right]$$

$$\sqrt{3}\ g\,L^3\,Yv\sqrt{g\,Yv\left(2\,(q+Q)^2 + g\,L^2\,Yv^3\right)}$$

$$Ym[g\_,\ L\_,\ q\_,\ Q\_,\ Yv\_] :=$$

$$\left(2\,g\,L^2\,Yv\left(2\,q^2 + 4\,q\,Q + 2\,Q^2 + g\,L^2\,Yv^3\right)\right.$$

$$\left.\text{Sin}\left[\frac{1}{6}\left(\pi + 2\,\text{ArcTan}\left[\frac{\sqrt{-g^3\,L^6\,Yv^3\left(27\,g\,L^2\,Q^4\,Yv^3 - \left(2\,(q+Q)^2 + g\,L^2\,Yv^3\right)^3\right)}}{3\sqrt{3}\ g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3}\right]\right)\right]\Big/$$

$$\left(\sqrt{3}\ g\,L^3\,Yv\sqrt{g\,Yv\left(2\,(q+Q)^2 + g\,L^2\,Yv^3\right)}\right)$$

$$Ym[9.81,\ 0.297,\ 0.00151,\ 0.00092,\ 0.0245]$$

0.0331402

Cette expression est adaptée pour une retranscription aisée dans une cellule EXCEL (Outil JOCOFOX)

$$\text{StringReplace}\Big[\text{ToString}\Big[\text{FortranForm}\Big[\left(2\,g\,L^2\,Yv\left(2\,q^2+4\,q\,Q+2\,Q^2+g\,L^2\,Yv^3\right)\right.$$

$$\left.\text{Sin}\Big[\frac{1}{6}\left(\pi+2\,\text{ArcTan}\Big[\frac{\sqrt{-g^3\,L^6\,Yv^3\left(27\,g\,L^2\,Q^4\,Yv^3-\left(2\,(q+Q)^2+g\,L^2\,Yv^3\right)^3\right)}}{3\sqrt{3}\;g^2\,L^4\,Q^2\,Yv^3}\Big]\right)\Big]\right)\Big/$$

$$\left(\sqrt{3}\;g\,L^3\,Yv\,\sqrt{g\,Yv\left(2\,(q+Q)^2+g\,L^2\,Yv^3\right)}\right)/.$$

$$\{g\to A2,\ L\to C2,\ q\to I2,\ Q\to J2,\ Yv\to K2\}\Big]\Big],$$

$$\{\text{"**"}\to\text{"^"},\ \text{"Pi"}\to\text{"PI()"},\ \text{"Sqrt"}\to\text{"RACINE"},\ \text{"ArcTan"}\to\text{"ATAN"},\ \text{"Sin"}\to\text{"SIN"}\}\Big]$$

```
(2*(2*I2^2 + 4*I2*J2 + 2*J2^2 + A2*C2^2*K2^3)*SIN((PI() + 2*ATAN(
RACINE(-(A2^3*C2^6*K2^3*(27*A2*C2^2*J2^4*K2^3 - (2*(I2 + J2)^
2 + A2*C2^2*K2^3)^3)))/(3.*RACINE(3)*A2^2*C2^4*J2^2*K2^3)))/6.))/
(RACINE(3)*C2*RACINE(A2*K2*(2*(I2 + J2)^2 + A2*C2^2*K2^3)))
```

Annexe 9 Intitulé, contenu et expression des cellules de l'outil d'évaluation des hauteurs d'eau à l'amont de la jonction entre collecteur enterré et fossé à ciel ouvert (JOCOFOX)

Par principe, toutes les données nécessaires à la résolution d'un cas sont portées sur une seule ligne. Ce choix n'optimise en rien le temps de calcul car une bonne partie des paramètres sont répétés, mais il rend plus facile l'exploitation des résultats, ou une introduction systématisée de conditions limites.

Cellule	Intitulé	Contenu, commentaire	Expression
A2	g ($m.s^{-2}$)	Paramètre	Donnée d'entrée
B2	d (m)	Paramètre	Donnée d'entrée
C2	L (m)	Paramètre	Donnée d'entrée
D2	I	Paramètre	Donnée d'entrée
E2	i	Paramètre	Donnée d'entrée
F2	H (m)	Paramètre (Hauteur du rejet au dessus de la cote du fond du fossé. Fixée à 0 ici)	0
G2	K ($m^{1/3}.s^{-1}$)	Paramètre	Donnée d'entrée
H2	k ($m^{1/3}.s^{-1}$)	Paramètre	Donnée d'entrée
I2	q (m^3/s)	Condition limite amont	Donnée d'entrée
J2	Q (m^3/s)	Condition limite amont	Donnée d'entrée
K2	Y_v (m)	Condition limite aval	Donnée d'entrée
L2	δ (°)	Fonction linéaire du ratio des débits amont (angle de déviation de l'écoulement débouchant du collecteur)	SI(AV2<2;90;-3.35*AV2+85)
M2	δ (rad)	Conversion de l'angle de déviation	L2*PI()/180
N2	B_m	Paramètre	Donnée d'entrée
O2	B_v	Paramètre	Donnée d'entrée
P2	β	Paramètre	Donnée d'entrée
Q2	A_m	Paramètre	Donnée d'entrée
R2	A_v	Paramètre	Donnée d'entrée
S2	α	Paramètre	Donnée d'entrée
T2	θ et Test PS/SL v	Variable angulaire représentative du niveau d'eau à l'aval du tronçon de conduite, sans correction au passage à pleine section	SI(-B2+(AG2*K2+2*C2*D2)<0;PI()-2*ACOS(RACINE((AG2*K2+2*C2*D2)/B2));PI())
U2	θ et Test PS/SL m	Variable angulaire représentative du niveau d'eau à l'amont du tronçon de conduite, sans correction au passage à pleine section	SI(-B2+(AG2*K2+2*C2*D2-10*B2*E2)<0;PI()-2*ACOS(RACINE((AG2*K2+2*C2*D2-10*B2*E2)/B2));PI())

Cellule	Intitulé	Contenu, commentaire	Expression
V2	Termes intermédiaires		4*(1/TAN(M2))
W2	-		B2^3*A2*(SIN(T2)/4+(COS(T2)*SIN(2*T2))/4-SIN(3*T2)/12-(COS(T2)*T2)/2)/8
X2	-		-B2^3*A2*(SIN(U2)/4+(COS(U2)*SIN(2*U2))/4-SIN(3*U2)/12-(COS(U2)*U2)/2)/8
Y2	-		(4*I2^2*P2)/(B2^2*(-(COS(T2)*SIN(T2))+T2))
Z2	-		((4*(1/SIN(M2))*SI(-B2+(AG2*K2+2*C2*D2-10*B2*E2)<0;0;1))/(B2^2*PI())+(4*(1/SIN(M2))*(1-SI(-B2+(AG2*K2+2*C2*D2-10*B2*E2)<0;0;1)))/(B2^2*(-(COS(U2)*SIN(U2))+U2)))
AA2	-		B2^2*(-(COS(U2)*SIN(U2))+U2)
AB2	-		3*A2*C2^2*D2*K2+2*A2*C2^2*D2*AH2*K2-(5/2)*A2*D2^2*C2^3
AC2	-		-(A2*C2*K2^2)/2+(A2*C2*AG2^2*K2^2)/2+AB2+(J2^2*N2)/(C2*K2*AG2)-((I2+J2)^2*O2)/(C2*K2)-(A2*C2^(-4/3)*((3*K2^(-7/3)*(I2+J2)^2)/((C2+2*K2)^(-4/3))+((2*(K2*AG2)^(-7/3)*J2^2)/((C2+2*K2*AG2)^(-4/3)))))/G2/G2
AD2	Y_m (m) (report par macro)	Cellule remplie ligne par ligne, par la macro "CollerResolution", ne tenant pas compte du cas de déversement	Résultat
AE2	Y_v(mm)	Conversion du tirant d'eau aval	1000*K2
AF2	Y_m(mm)	Conversion du tirant d'eau amont, invalidé (valeur "#N/A") si la surface de l'eau est plus basse en amont qu'en aval	SI(AD2>K2-D2*5*C2;1000*K2*AG2;#N/A)
AG2	$\overline{Y}$ à touver (Solveur)	Rapport entre tirants d'eau amont et aval	Résultat
AH2	Cible : 0.0 pour le solveur	Bilan de quantité de mouvement	(V2*(1/SIN(M2))*(W2+X2+Y2)/Z2/AA2+AC2)
AI2	Y_m/d	Tirant d'eau relatif amont	AD2/B2
AJ2	Y_v/d	Tirant d'eau relatif aval	K2/B2
AK2	$p_{0,v}/\rho gd$	Pression d'eau relative au débouché du collecteur (fonctionnant le cas échéant en déversoir)	SI(((AD2+2*C2*D2)/B2)/(0.8*AO2^0.46)>1;(AD2+2*C2*D2)/B2;0.8*AO2^0.46)
AL2	y_v/d	Hauteur d'eau relative effective au débouché du collecteur	SI(OU(ET(AK2>0.9;AO2<AP2);ET(((AO2-AP2)^2/(0.5-AP2)^2)+((AK2-0.6)^2/0.3^2)>1;AO2>=AP2));1;AK2)
AM2	$p_{0,m}/\rho gd$	Pression d'eau relative en amont du collecteur	AK2-10*E2
AN2	y_m/d	Hauteur d'eau relative effective en amont du collecteur	SI(OU(ET(AM2>0.9;AO2<AP2);ET(((AO2-AP2)^2/(0.5-AP2)^2)+((AK2-0.6)^2/0.3^2)>1;AO2>=AP2));1;AM2)

Cellule	Intitulé	Contenu, commentaire	Expression
AO2	q*	Conversion en adimensionnel du débit du collecteur	I2/RACINE(A2*B2^5)
AP2	q_p*	Conversion en adimensionnel du débit à plein remplissage du collecteur	(H2*(PI()*B2^2/4)*(B2/4)^(2/3)*E2^(1/2))/RACINE(A2*B2^5)
AQ2	Q*	Résultat : conversion en adimensionnel du débit du fossé	J2/RACINE(A2*B2^5)
AR2	(q+Q)*	Conversion en adimensionnel du débit total à l'aval	AO2+AQ2
AS2	v	Vitesse moyenne au débouché du collecteur	SI(AK2<1;I2/(B2^2*(ACOS(1-2*AK2)-(1-2*AK2)*RACINE(1-(1-2*AK2)^2))/4);I2/(PI()*B2^2/4))
AT2	FE	Nombre de Froude étendu au débouché du collecteur	SI(AK2<1;I2/RACINE(A2*B2^5*AK2^4);I2/RACINE(A2*B2^5))
AU2	Eu_{cd}	Nombre d'Euler au débouché du collecteur	A2*(AD2+2*C2*D2)/AS2^2
AV2	$\overline{\overline{Q}}$	Ratio de débit	J2/I2
AW2	Ke	Coefficient de perte d'énergie, invalidé (valeur "#N/A") si la surface de l'eau est plus basse en amont qu'en aval, calculé à partir de y_m (cellule AN2), donc tenant compte du déversement non influencé et du passage à pleine section	SI(AD2>K2-D2*5*C2;(J2*(K2*AG2+2*D2*C2+0.5*Q2*J2^2/A2/C2^2/(K2*AG2)^2)+I2*(K2*AG2+2*C2*D2+S2*0.5*I2^2/A2/(0.25*B2^2*(PI()-2*ACOS(RACINE(AN2))-SIN(PI()-2*ACOS(RACINE(AN2)))*COS(PI()-2*ACOS(RACINE(AN2)))))^2))/((J2+I2)*(K2-3*D2*C2+R2*(J2+I2)^2*0.5/A2/C2^2/K2^2))-1;#N/A)
AX2	Test influence	Teste si le rejet fonctionne en déversoir non influencé	AK2/(0.8*AO2^0.46)
AY2	Y_m/d tenant compte déversement	Tirant d'eau relatif à l'amont du canal recalculé suivant l'influence sur le collecteur	SI(AX2>1;AI2;(2*(2*I2^2 + 4*I2*J2 + 2*J2^2 + A2*C2^2*K2^3)*SIN((PI() + 2*ATAN(RACINE(-(A2^3*C2^6*K2^3*(27*A2*C2^2*J2^4*K2^3 - (2*(I2 + J2)^2 + A2*C2^2*K2^3)^3)))/(3*RACINE(3)*A2^2*C2^4*J2^2*K2^3)))/6))/(RACINE(3)*C2*RACINE(A2*K2*(2*(I2 + J2)^2 + A2*C2^2*K2^3)))/B2)
AZ2	Y_m (mesuré, m)	Tirant d'eau amont dans le fossé	Donnée de comparaison mesurée
BA2	θ_m (d'après mesure)	Valeur de comparaison d'après des mesures: Angle caractéristique du niveau d'eau à l'amont du tronçon de conduite, sans correction au passage à pleine section	SI(-B2+(AZ2+2*C2*D2-10*B2*E2)<0;PI()-2*ACOS(RACINE((AZ2+2*C2*D2-10*B2*E2)/B2));PI())

Cellule	Intitulé	Contenu, commentaire	Expression
BB2	Ke (d'après mesure, ne convient pas en cas de déversement non influencé)	Valeur de comparaison d'après des mesures : coefficient de perte d'énergie, sans correction au passage à pleine section	(J2*(AZ2+2*D2*C2+0.5*N2*J2^2/A2/C2^2/(AZ2)^2)+I2*(AZ2+2*C2*D2+P2*0.5*I2^2/A2/(0.25*B2^2*(BA2-SIN(BA2)*COS(BA2)))^2))/((J2+I2)*(K2-3*D2*C2+O2*(J2+I2)^2*0.5/A2/C2^2/K2^2))-1

Exemple de la ligne numéro 2 pour le tableur. Cas d'un collecteur débouchant en fond de fossé

Pour assurer la résolution de l'équation qui traduit le bilan de quantité de mouvement, le solveur doit annuler la cellule cible (AG2 dans le tableau ci-dessus), en choisissant une valeur pour le ratio entre tirants d'eau amont et aval (AF2 dans le tableau ci-dessus). La résolution est effectuée par les lignes de codes Visual Basic suivantes. La première procédure s'exécute par clic sur un bouton et prépare les cellules pour le calcul (décompte des calculs à faire, initialisations). La deuxième procédure est appelée par la première et déclenche la résolution en elle même.

```
      Private Sub BoutonModele Click()
      'Cette procédure prépare la feuille de calcul pour la résolution, appelée en fin de
routine
          'Désactivation de la mise à jour de l'affichage
          Application.ScreenUpdating = False
          'Décompte du nombre de lignes à calculer
          'Initialisation du compteur
          i = 0
          'Selection de la première colonne
          Range("A:A").Select
          'Comptage des cellules non vides dans la première colonne
          Do
              i = i + 1
          Loop Until Selection.Cells(i).Text = ""
          'Annulation du comptage de la première ligne
          i = i - 1
          'Initialisation à 2.0 du ratio à calculer pour le Solveur
          '(Colonne "AG")
          Range("AG2").Select
          ActiveCell.FormulaR1C1 = "2.0"
          Range("AG2:AG" & Format(i, "0")).Select
          Selection.FillDown
          'Initialisation (cellules vidées) de la colonne de résultats
          '(Colonne "AD")
          Range("AD2:AD" & Format(i, "0")).Select
          For i = 1 To Selection.Cells.Count
              Selection.Cells(i) = ""
          Next i
          'Résolution (code séparé)
          Application.Run Sheets(ThisWorkbook.ActiveSheet.Name).CollerResolution
          'Rétablissement du rafraichissement de l'écran
          Application.ScreenUpdating = True
      End Sub

      Public Sub CollerResolution()
      'Cette procédure résout l'équation de bilan de quantité de mouvement
      'à partir d'une plage de cellules sélectionnée, qui fournit le nombre de lignes à
traiter
          'Démarrage d'une boucle sur la sélection à l'appel de la procédure
          '(colonne de résultats)
          'Initialisation de la boucle de démarrage des résolutions, compteur j
          j = Selection.Cells.Count
          'Définition des paramètres de méthode de résolution
          'Temps maximal 100 secondes
          'Nombre maximal d'itérations 100
          'Précision 10^-6
          'Tolérance 5%
          'Convergence 10^-4
          'Supposé non négatif
```

```
        'Estimations : tangente
        'Dérivées à droite
        'Recherche : Newton
        SolverOptions MaxTime:=100, Iterations:=100, Precision:=0.000001, AssumeLinear
            :=False, StepThru:=False, Estimates:=1, Derivatives:=1, SearchOption:=1, _
            IntTolerance:=5, Scaling:=False, Convergence:=0.0001, AssumeNonNeg:=True
        'Boucle de démarrage des résolution par compteur décroissant
        Do
            'Paramètres de résolution pour le solveur
            '"$AG$" renvoie à la colonne cible -Cible-, objectif égalité à 0
            '"$AH$" renvoie à la colonne variable -RatioY-
            SolverOk "$AH$" & Format(j + 1, "0"), 3, "0", "$AG$" & Format(j + 1, "0")
            'Démarrage de la résolution
            SolverSolve True
            'Report du résultat dans la colonne des tirants d'eau amont
            '(Colonne "AD")
            'à partir du ratio trouvé
            '(Colonne "AG")
            'et du tirant d'eau aval
            '(Colonne "K")
            If Range("$AG$" & Format(j + 1, "0")) > 0 Then Range("$AD$" & Format(j + 1,
"0")) _
            = Range("$AG$" & Format(j + 1, "0")) * Range("$K$" & Format(j + 1, "0"))
            'Décrément du compteur
            j = j - 1
        Loop Until j = 0
    End Sub
```

Cellule	Intitulé	Contenu, commentaire	Expression
A2	g ($m.s^{-2}$)	Paramètre	Donnée d'entrée
B2	d (m)	Paramètre	Donnée d'entrée
C2	L (m)	Paramètre	Donnée d'entrée
D2	I	Paramètre	Donnée d'entrée
E2	i	Paramètre	Donnée d'entrée
F2	H (m)	Paramètre (Hauteur du rejet au dessus de la cote du fond du fossé.)	Donnée d'entrée
G2	K ($m^{1/3}.s^{-1}$)	Paramètre	Donnée d'entrée
H2	k ($m^{1/3}.s^{-1}$)	Paramètre	Donnée d'entrée
I2	q (m^3/s)	Condition limite amont	Donnée d'entrée
J2	Q (m^3/s)	Condition limite amont	Donnée d'entrée
K2	Y_v (m)	Condition limite aval	Donnée d'entrée
Q2	A_m	Paramètre	Donnée d'entrée
R2	A_v	Paramètre	Donnée d'entrée
S2	α	Paramètre	Donnée d'entrée
T2	θ et Test PS/SL v	Variable angulaire représentative du niveau d'eau à l'aval du tronçon de conduite, sans correction au passage à pleine section	SI(-B2+(K2-F2-3*C2*D2)<0;SI(K2-F2-3*C2*D2<0;0;PI()-2*ACOS(RACINE((K2-F2-3*C2*D2)/B2)));PI())
U2	θ et Test PS/SL m	Variable angulaire représentative du niveau d'eau à l'amont du tronçon de conduite, sans correction au passage à pleine section	SI(-B2+(K2-F2-3*C2*D2-10*B2*E2)<0;SI(K2-F2-3*C2*D2-10*B2*E2<0;0;PI()-2*ACOS(RACINE((K2-F2-3*C2*D2-10*B2*E2)/B2)));PI())

Cellule	Intitulé	Contenu, commentaire	Expression
AD2	Y_m (m)	Cellule remplie ligne par ligne, par la macro "CollerResolution", ne tenant pas compte du cas de déversement	K2-5*C2*D2
AG2	$\overline{Y}$	Rapport entre tirants d'eau amont et aval	AD2/K2
AI2	Y_m/d	Tirant d'eau relatif amont	AD2/B2
AJ2	Y_v/d	Tirant d'eau relatif aval	K2/B2
AK2	$p_{0,v}/\rho gd$	Pression d'eau relative au débouché du collecteur (fonctionnant le cas échéant en déversoir)	SI(((K2-F2-3*C2*D2)/B2)/(0.8*AO2^0.46)>1;(K2-F2-3*C2*D2)/B2;0.8*AO2^0.46)
AL2	y_v/d	Hauteur d'eau relative effective au débouché du collecteur	SI(OU(ET(AK2>0.9;AO2<AP2);ET(((AO2-AP2)^2/(0.5-AP2)^2)+((AK2-0.6)^2/0.3^2)>1;AO2>=AP2));1;AK2)
AM2	$p_{0,m}/\rho gd$	Pression d'eau relative en amont du collecteur	AK2-10*E2
AN2	y_m/d	Hauteur d'eau relative effective en amont du collecteur	SI(OU(ET(AM2>0.9;AO2<AP2);ET(((AO2-AP2)^2/(0.5-AP2)^2)+((AK2-0.6)^2/0.3^2)>1;AO2>=AP2));1;AM2)
AO2	q*	Conversion en adimensionnel du débit du collecteur	I2/RACINE(A2*B2^5)
AP2	q_p*	Conversion en adimensionnel du débit à plein remplissage du collecteur	(H2*(PI()*B2^2/4)*(B2/4)^(2/3)*E2^(1/2))/RACINE(A2*B2^5)
AQ2	Q*	Résultat : conversion en adimensionnel du débit du fossé	J2/RACINE(A2*B2^5)
AR2	(q+Q)*	Conversion en adimensionnel du débit total à l'aval	AO2+AQ2
AS2	v	Vitesse moyenne au débouché du collecteur	SI(AK2<1;I2/(B2^2*(ACOS(1-2*AK2)-(1-2*AK2)*RACINE(1-(1-2*AK2)^2))/4);I2/(PI()*B2^2/4))
AT2	FE	Nombre de Froude étendu au débouché du collecteur	SI(AK2<1;I2/RACINE(A2*B2^5*AK2^4);I2/RACINE(A2*B2^5))
AU2	Eu_{cd}	Nombre d'Euler au débouché du collecteur	A2*(AD2+2*C2*D2)/AS2^2
AV2	$\overline{\overline{Q}}$	Ratio de débit	J2/I2
AW2	Ke	Coefficient de perte d'énergie, calculé à partir de y_m (cellule AN2), donc tenant compte du déversement non influencé et du passage à pleine section	(J2*(K2*AG2+2*D2*C2+0.5*Q2*J2^2/A2/C2^2/(K2*AG2)^2)+I2*(K2*AG2+2*C2*D2+S2*0.5*I2^2/A2/(0.25*B2^2*(PI()-2*ACOS(RACINE(AN2))-SIN(PI()-2*ACOS(RACINE(AN2)))*COS(PI()-2*ACOS(RACINE(AN2)))))^2))/((J2+I2)*(K2-3*D2*C2+R2*(J2+I2)^2*0.5/A2/C2^2/K2^2))-1
AX2	Test influence	Teste si le rejet fonctionne en déversoir non influencé	AK2/(0.8*AO2^0.46)
AY2	Y_m/d tenant compte déversement	Tirant d'eau relatif à l'amont du canal recalculé suivant l'influence sur le	SI(AX2>1;AI2;(2*(2*I2^2 + 4*I2*J2 + 2*J2^2 + A2*C2^2*K2^3)*SIN((PI() + 2*ATAN(RACINE(-(A2^3*C2^6*K2^3*(27*A2*C2^2*J2^4*K2^3 - (2*(I2 + J2)^2 + A2*C2^2*K2^3)^3)))/(3*RACINE(3)*A2^2*C2^4*J2^2*K2^3)))/

Cellule	Intitulé	Contenu, commentaire	Expression
		collecteur	6))/(RACINE(3)*C2*RACINE(A2*K2*(2*(I2 + J2)^2 + A2*C2^2*K2^3)))/B2)
AZ2	Y_m (mesuré, m)	Tirant d'eau amont dans le fossé	Donnée de comparaison mesurée
BA2	θ_m (d'après mesure)	Valeur de comparaison d'après des mesures: Angle caractéristique du niveau d'eau à l'amont du tronçon de conduite, sans correction au passage à pleine section	SI(-B2+(AZ2+2*C2*D2-10*B2*E2)<0;PI()-2*ACOS(RACINE((AZ2+2*C2*D2-10*B2*E2)/B2));PI())
BB2	Ke (d'après mesure, ne convient pas en cas de déversement non influencé)	Valeur de comparaison d'après des mesures : coefficient de perte d'énergie, sans correction au passage à pleine section	(J2*(AZ2+2*D2*C2+0.5*N2*J2^2/A2/C2^2/(AZ2)^2)+I2*(AZ2+2*C2*D2+P2*0.5*I2^2/A2/(0.25*B2^2*(BA2-SIN(BA2)*COS(BA2)))^2))/((J2+I2)*(K2-3*D2*C2+O2*(J2+I2)^2*0.5/A2/C2^2/K2^2))-1

Cas d'un collecteur débouchant à une cote différente de celle du fond du fossé

Annexe 10 Dispositif de mesures hydrométriques en des points positionnés par triangulation, dans un fossé ou un ruisseau de petites dimensions

Introduction

Ce dispositif est destiné à procéder à des mesures hydrométriques (profils en travers du lit, exploration du champ de vitesses) depuis la berge d'un fossé de dimensions de l'ordre de 1 à 2 mètres. Le contexte d'utilisation peut être une expertise de terrain sur un petit cours d'eau (mensurations, débit), ou des mesures pour une étude technique ou scientifique ne nécessitant pas de grande précision.

L'application des méthodes normalisées, qui reposent sur l'analyse de sondages et de mesures de vitesses sur ces verticales, suppose dans la majorité des cas l'accès aux deux rives, ou le parcours du lit, donc une intrusion dans l'écoulement. L'appareil décrit ici répond simultanément à trois problèmes :

1/ il peut être utilisé sans avoir à marcher dans le fond du fossé et donc sans perturber l'écoulement,

2/ il permet d'effectuer une localisation par triangulation des points étudiés depuis un emplacement unique (pas de franchissement) : l'opérateur peut être autonome,

3/ il permet de traiter rapidement un grand nombre de points.

En revanche, la précision du positionnement des points étudiés n'est pas un objectif de ce matériel.

L'opérateur se tient auprès de l'appareil, et pointe au moyen d'une perche les points qui l'intéressent, dans un plan perpendiculaire à l'axe du fossé ou du ruisseau. Au bout de la perche se trouve un élément à appuyer contre le matériau du lit, ou un courantomètre. A chaque pointage, les distances entre l'extrémité de la perche et deux points fixes de l'appareil sont relevées. Ces distances peuvent être converties en coordonnées cartésiennes, dans un repère lié au dispositif.

Ce document présente le prototype réalisé, puis les résultats d'essais sur un gabarit en laboratoire.

Présentation du dispositif prototype

L'appareil comporte un bâti rigide, auquel sont fixés un guide pour la perche, et deux capteurs de distance par fil (respectivement repérés par (1), (2) et (3) sur la figure 87).

Les fils des capteurs sont renvoyés vers l'extrémité de la perche par deux axes fixés au pied du guide perche, l'un au niveau de la base, l'autre environ 1 m plus haut.

Le guide perche comporte à son sommet un T pivotant, qui maintient la perche alignée entre trois poulies.

La figure 88 est une représentation schématique du fonctionnement du prototype.

Le prototype de ce dispositif a été conçu pour effectuer de manière automatique des levers de profils sur des fossés ou ruisseaux de géométrie simple, avec des talus d'inclinaison modérée. Il peut être adapté pour permettre d'étudier des sections de géométrie plus irrégulière, notamment avec des talus verticaux.

Figure 87 : vue d'ensemble du dispositif. (1) Guide perche, (2) et (3) capteurs de distances par fil

Le guide perche n'est pas indispensable, mais permet de faciliter les manipulations, et garantit la planéité de l'ensemble des points mesurés. D'une manière générale, des dispositions permettant de faire de l'instrument un outil plus robuste et maniable sur le terrain seront recherchées, y compris en effectuant le cas échéant des relevés manuels des distances pourront être examinées par la suite.

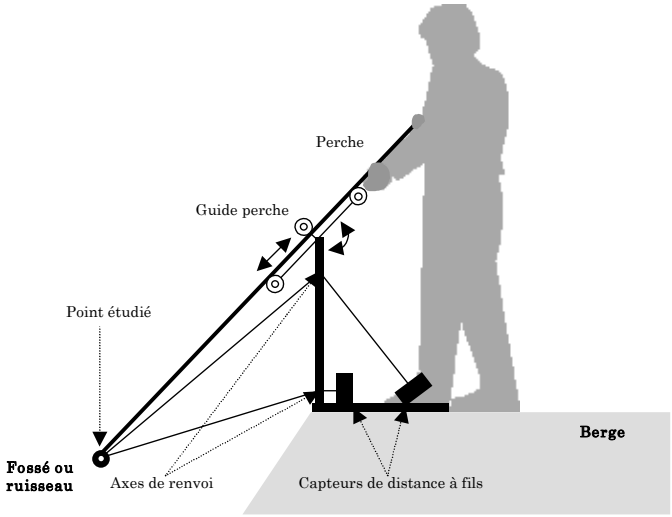


Figure 88 : représentation schématique du fonctionnement du dispositif prototype (échelle non respectée)

L'ensemble est démontable pour un transport aisé sur le terrain.

Traitement des distances mesurées

La triangulation permet de transformer deux distances mesurées par rapport à des points fixes, en deux coordonnées cartésiennes, dans un repère relatif aux points fixes : les axes en sont la droite qui relie ces points fixes, et une perpendiculaire à cette droite.

Le positionnement de l'appareil de mesure conditionne l'orientation du repère cartésien par rapport au terrain. Deux méthodes permettent de relier ce repère à la verticale et à l'horizontale : le contrôle de l'inclinaison du pied du guide perche, ou le lever selon un ordre fixé en début ou fin de profil, des deux extrémités de la surface libre, pour déterminer l'horizontale.

Les distances mesurées sont les longueurs de fil déroulées entre les sorties de boîtier des capteurs, et une fixation commune à l'extrémité de la perche.

Un point origine est défini par un repère fixe sur le bâti. On note $d_{0,0}$ la distance lue sur le capteur "0" (capteur dont le fil passe par le renvoi inférieur), et $d_{1,0}$ la distance lue sur le capteur "1" (capteur dont le fil passe par le renvoi supérieur), lorsque l'extrémité de la perche est bloquée sur le repère d'origine.

Trois grandeurs géométriques fixes caractéristiques de l'appareil sont nécessaires aux conversions : l'entraxe A entre les renvois (le diamètre des axes de renvoi est négligé) et les distances B_0 et B_1 entre le point origine et les axes de renvois vers les capteurs "0" et "1" respectivement.

Ces distances sont reliées aux coordonnées cartésiennes grâce aux relations suivantes (la signification des variables est représentée en figure 89) :

(111) $$X = \sqrt{d_0{}^2 - 2d_0(d_{0,0} - B_0) + (d_{0,0} - B_0)^2 - \frac{(d_0{}^2 - d_1{}^2 + A^2 - 2d_0(d_{0,0} - B_0) + (d_{0,0} - B_0)^2 + 2d_1(d_{1,0} - B_1) - (d_{1,0} - B_1)^2)^2}{4A^2}}$$

(112) $$Z = \frac{1}{2A}(d_0{}^2 - d_1{}^2 + A^2 - 2d_0(d_{0,0} - B_0) + (d_{0,0} - B_0)^2 + 2d_1(d_{1,0} - B_1) - (d_{1,0} - B_1)^2)$$

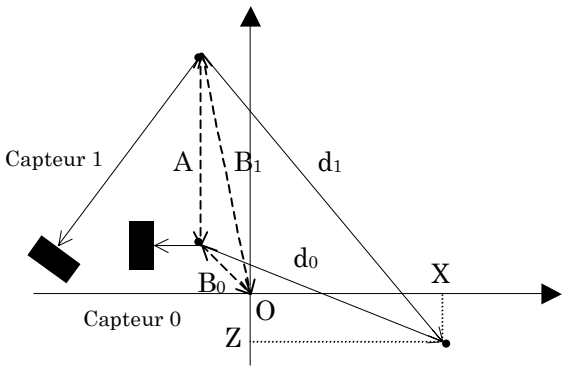


Figure 89 : grandeurs géométriques utilisées dans la conversion des distances en coordonnées cartésiennes

Lorsque l'on souhaite réaliser un profil du lit, afin de faciliter l'appui de l'extrémité de la perche sur le lit du cours d'eau, une pièce cylindrique est fixée à l'extrémité de la perche, son centre coïncidant avec la jonction des deux fils. Cette pièce éloigne le point de contact du point positionné par la mesure.

Lorsque cette pièce est utilisée, le point origine est décalé vers le haut, d'une distance égale au rayon de la pièce.

Pour corriger l'éloignement du point de contact réel, la formule suivante est utilisée à partir du deuxième point, et jusqu'à l'avant dernier point du profil. On note X_n l'abscisse calculée pour le point de rang n avant correction, X'_n l'abscisse calculée pour le point de rang n après correction, et R le rayon de la pièce d'extrémité.

(113) $$X'_n = X_n - R\,\text{Signe}(\beta)\frac{\alpha}{\sqrt{\alpha^2 + \beta^2}}$$

(114) $$Z'_n = Z_n - R\,\text{Signe}(\beta)\frac{\beta}{\sqrt{\alpha^2 + \beta^2}}$$

avec :

(115) $$\alpha = \frac{X_{n-1} - X_n}{\sqrt{(X_{n-1} - X_n)^2 + (Z_{n-1} - Z_n)^2}} + \frac{X_{n+1} - X_n}{\sqrt{(X_{n+1} - X_n)^2 + (Z_{n+1} - Z_n)^2}}$$

(116) $$\beta = \frac{Z_{n-1} - Z_n}{\sqrt{(X_{n-1} - X_n)^2 + (Z_{n-1} - Z_n)^2}} + \frac{Z_{n+1} - Z_n}{\sqrt{(X_{n+1} - X_n)^2 + (Z_{n+1} - Z_n)^2}}$$

Ces formules, sous leur forme actuelle, supposent que le parcours du lit se fait dans un sens unique, sans retour en arrière. La direction de la perpendiculaire au profil en un point est alors supposée correctement représentée par la bissectrice de l'angle entre le point mesuré, les points

précédent et suivant, le long du lit (figure 90). En cas de géométrie très irrégulière, il faudra dont resserrer les points pour satisfaire au mieux cette hypothèse.

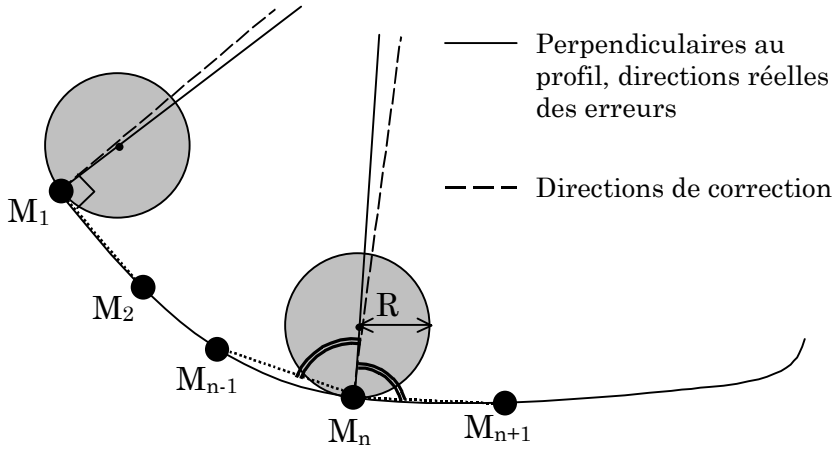


Figure 90 : représentation graphique des hypothèses pour l'orientation de la correction

Pour le premier et le dernier point du profil, les expressions sont modifiées en supposant la direction de la correction perpendiculaire au segment défini par la première ou la dernière paire de points respectivement. Pour la première paire de points par exemple :

(117) $$X'_1 = X_1 + R\,\text{Signe}(\beta)\frac{\alpha}{\sqrt{\alpha^2 + \beta^2}}$$

(118) $$Z'_1 = Z_1 + R\,\text{Signe}(\beta)\frac{\beta}{\sqrt{\alpha^2 + \beta^2}}$$

(119) $$\alpha = \frac{X_2 - X_1}{\sqrt{(X_2 - X_1)^2 + (Z_2 - Z_1)^2}}$$

(120) $$\beta = \frac{Z_2 - Z_1}{\sqrt{(X_2 - X_1)^2 + (Z_2 - Z_1)^2}}$$

Si l'on dispose à l'extrémité de la perche un courantomètre, celui-ci doit effectuer la mesure de vitesse à la hauteur du point de fixation des fils. Aucune correction n'est alors à effectuer.

Mesures d'essai du prototype

Le prototype et les essais décrits ci-après ont été réalisés par l'équipe "métrologie - instrumentation" de l'unité "Ouvrages pour le Drainage et l'Etanchéité", avec le concours de l'atelier du groupement d'Antony.

Des essais en laboratoire ont été réalisés sur un gabarit de géométrie simple, pour tester la fiabilité de la mesure dans des conditions de base. Le gabarit est constitué d'une planche rectangulaire, sur laquelle ont été disposés des tasseaux dont la face supérieure passe par les intersections d'un quadrillage carré (figure 91).

Pour deux des points de l'essai, le tasseau peut pivoter autour du point, pour tester la sensibilité de la mesure à l'inclinaison locale de la surface. Deux inclinaisons ont alors été utilisées : horizontale et 45° par rapport à l'horizontale.

La figure 92 représente les points de mesure du gabarit.

Figure 91 : vue d'ensemble de l'essai en laboratoire

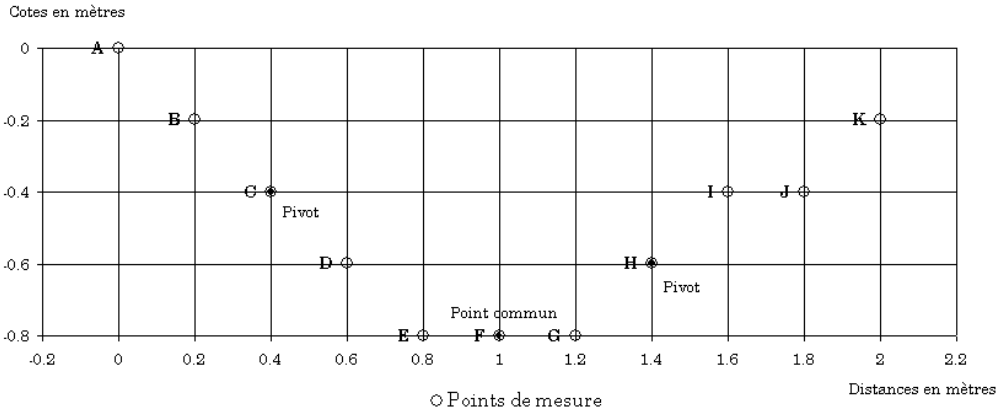


Figure 92 : positions des points du gabarit

Quatre parcours des profils ont été réalisés : les deux sens de parcours de la section ont été testés (Profils "AK" et "KA"), avec pour chaque passage deux positions pour les pivots (inclinaison naturelle à 45° et positionnement à l'horizontale). L'appareil a en outre été successivement placé aux deux extrémités du gabarit ("AK" et "KA" deviennent alors "AK'" et "KA'").

La figure 93 montre les résultats obtenus (les points du gabarit ne sont pas reportés). Compte tenu du caractère relatif des coordonnées obtenues, en particulier pour pouvoir comparer

les deux positionnements de l'appareil, les profils ont été calés par translation, pour que le point F, de coordonnées (1,0 m, -0,8 m) dans le système de définition du gabarit, soit commun (figure 92).

La distance maximale sur l'ensemble de l'essai, entre les points réels et les points mesurés après correction, est de 4,1 cm. La moyenne des distances est pour sa part de 1,3 cm, ce qui est satisfaisant du point de vue des besoins en matière de mesures hydrométriques.

La figure 94 montre les positions des points avant et après correction, pour un des quatre parcours du profil. L'intérêt de la correction est ici visible, a fortiori si les conditions réelles venaient à imposer l'utilisation d'une pièce d'appui de plus grandes dimensions (visibilité, dureté du substrat).

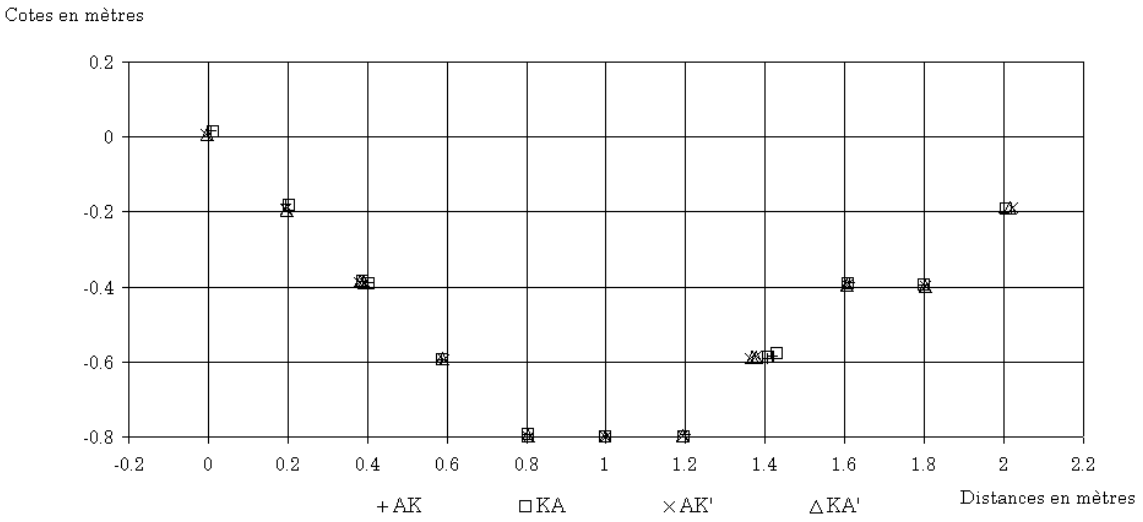


Figure 93 : graphe de l'ensemble des points mesurés

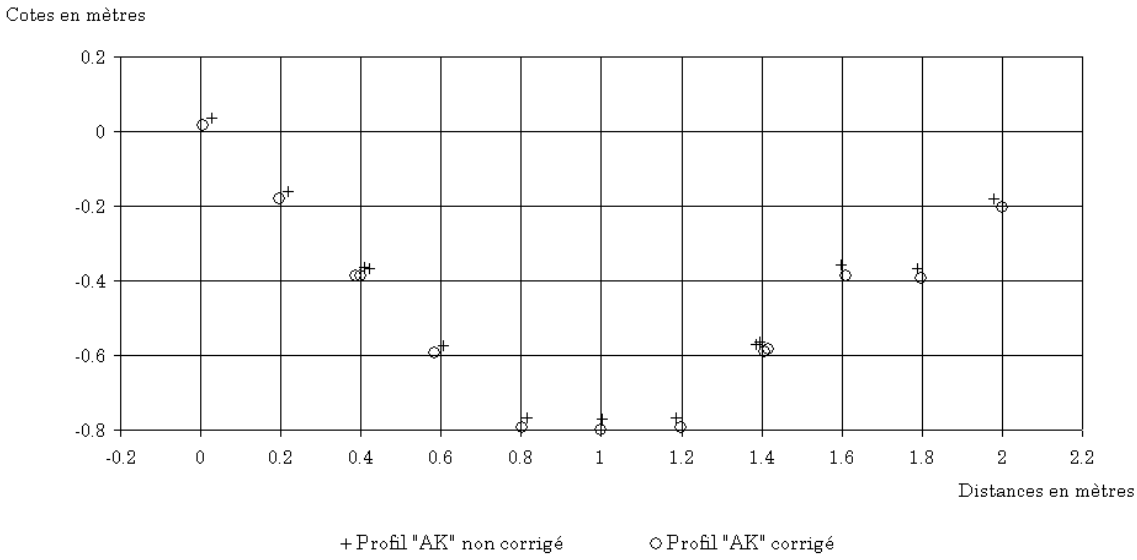


Figure 94 : graphe des points mesurés avant et après correction pour le profil "AK"

Ces essais seront poursuivis sur un fossé en conditions d'utilisation de terrain réelles. A l'issue des essais une étude plus approfondie de la précision mesure, dans les deux conditions d'utilisation, pourra être effectuée.

Annexe 11 Programme de pilotage de la station de mesure CR10X Campbell®

```
      ;{CR10X}
      ;Programmation C. Chaumont 4/8/2003
      ;Modifications Y. Nedelec 7/8/2003 mesures balayage
      ;Modifications Y. Nedelec 29/08/2003 calage
      ;Modifications Y. Nedelec 02/09/2003 mesures balayage (delai)
      ;Modifications Y. Nedelec 02/09/2003 offset diminue de 50 cm pour sauvegarder avec 3
decimales
      ;Modifications Y. Nedelec 02/09/2003 delai d'uniformisation des pas de temps entre
FLAGS 7 ET 8
      ;Modification Y. Nedelec C. Chaumont 03/09/2003 Deux mesures successives pour calage
      ;Modifications Y. Nedelec 16/10/2003 Harmonisation FLAGS 8 et 4, FLAG 2 bas en fin de
purge
      ;Modif CC le 20/11/03 dans la sub 7 pour CALCUL DE LA VITESSE MOYENNE DE LA CONDUITE
EN SECTION PLEINE ET DU CANAL SUR LA BASE Hcanal
      ;Modif CC le 28/07/04 ajout de variable grosQ/4 ds sub7 et modif de sub 5 pour faire
mesure en continu ss stockage
      ;Modif YN le 04/08/04 ratio / grosQ rendu ajustable au lieu de fixé à 4 (variable
ratioQ)
      ;Modif YN le 19/08/04 sauvegarde Hv en fin de ligne (flags 4,7,8), flags 4 et 8 bas en
fin
      ;Modif YN le 14/09/04 homogeneisation modes mesures pressions (MAJ #5)


      ;SI FLAG 1 HAUT ALORS SUB 1: PULSE POUR CHANGEMENT D'1 VOIE
      ;SI FLAG 2 HAUT ALORS SUB 2: 24 PULSE (10 secondes/voie) donc 1 TOUR COMPLET (PURGE)
      ;SI FLAG 3 HAUT ALORS SUB 3: CALAGE DU CAPTEUR SUR REFERENCES
      ;SI FLAG 4 HAUT ALORS SUB 4: MESURE SUR TOUTES LES VOIES AVEC REP/CHAQUE VOIE ET
STOCKAGE MEMOIRE
      ;SI FLAG 5 HAUT ALORS SUB 5: mesure voie en cours (pause 3s)& tension capteur & Tint
      ;SI FLAG 6 HAUT ALORS SUB 6: ALLER A LA VOIE VISEE
      ;SI FLAG 7 HAUT ALORS SUB 7: MESURE EN CONTINU SUR UNE VOIE AVEC STOCKAGE
      ;SI FLAG 8 HAUT ALORS SUB 8: MESURE SUR TOUTES LES VOIES (SAUF 3/7/11/15/19) AVEC REPS
ET STOCKAGE

      *Table 1 Program
        01: 5         Execution Interval (seconds)

      ;-----------------------------------------------------------------
      ;-----------------DECLARATIONS DES VARIABLES-----------------------
      1:  Z=F (P30)
       1: 10       F
       2: 00       Exponent of 10
       3: 28       Z Loc [ tps_pulse ]


      ;-----------------------------------------------------------------
      ;-----------------DECLARATIONS DE TEST DES FLAG--------------------------
      ;SI FLAG 1 HAUT ALORS SUB 1: PULSE POUR CHANGEMENT D'1 VOIE
      2:  If Flag/Port (P91)
       1: 11       Do if Flag 1 is High
       2: 01       Call Subroutine 1
      ;SI FLAG 2 HAUT ALORS SUB 2: 24 PULSE (10 secondes/voie) donc 1 TOUR COMPLET (PURGE)
      3:  If Flag/Port (P91)
       1: 12       Do if Flag 2 is High
       2: 02       Call Subroutine 2
      ;SI FLAG 3 HAUT ALORS SUB 3: CALAGE DU CAPTEUR SUR REFERENCES
      4:  If Flag/Port (P91)
       1: 13       Do if Flag 3 is High
       2: 03       Call Subroutine 3
      ;SI FLAG 4 HAUT ALORS SUB 4: MESURE SUR TOUTES LES VOIES AVEC REPS ET STOCKAGE
      5:  If Flag/Port (P91)
       1: 14       Do if Flag 4 is High
       2: 04       Call Subroutine 4
      ;SI FLAG 5 HAUT ALORS SUB 5: MESURE SUR LA VOIE COURANTE
      6:  If Flag/Port (P91)
       1: 15       Do if Flag 5 is High
       2: 05       Call Subroutine 5
      ;SI FLAG 6 HAUT ALORS SUB 6: ALLER A LA VOIE VISEE
      7:  If Flag/Port (P91)
       1: 16       Do if Flag 6 is High
       2: 06       Call Subroutine 6
      ;SI FLAG 7 HAUT ALORS SUB 7: MESURE EN CONTINU SUR UNE VOIE AVEC STOCKAGE
      8:  If Flag/Port (P91)
```

```
       1: 17       Do if Flag 7 is High
       2: 07       Call Subroutine 7
      ;SI FLAG 8 HAUT ALORS SUB 8: MESURE SUR TOUTES LES VOIES (SAUF 3/7/11/15/19) AVEC REPS
ET STOCKAGE
      9:  If Flag/Port (P91)
       1: 18       Do if Flag 8 is High
       2: 08       Call Subroutine 8


      ;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;
;;;;;;;
      *Table 2 Program
        02: 0         Execution Interval (seconds)


      ;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;
;;;;;;;;

      *Table 3 Subroutines

      ;SUB1 PASSAGE A LA VOIE SUIVANTE
      1:  Beginning of Subroutine (P85)
       1: 1        Subroutine 1
      2:  Do (P86)
       1: 21       Set Flag 1 Low
      3:  Pulse Port w/Duration (P21)
       1: 1        Port
       2: 28       Pulse Length Loc [ tps_pulse ]
      ;CONTROLE DE LA LOCALISATION DE LA VOIE alim/E1 Mes/V1 diff
      4:  Ex-Del-Diff (P8)
       1: 1        Reps
       2: 15       2500 mV Fast Range
       3: 1        DIFF Channel
       4: 1        Excite all reps w/Exchan 1
       5: 50       Delay (units 0.01 sec)
       6: 2395     mV Excitation
       7: 29       Loc [ Num_tmp1  ]
       8: 1.0      Mult
       9: 0.0      Offset
      5:  Z=X*F (P37)
       1: 29       X Loc [ Num_tmp1  ]
       2: 0.01     F
       3: 30       Z Loc [ Num_tmp2  ]
      6:  Z=INT(X) (P45)
       1: 30       X Loc [ Num_tmp2  ]
       2: 31       Z Loc [ Num_tmp3  ]
      7:  Z=X+F (P34)
       1: 31       X Loc [ Num_tmp3  ]
       2: 1        F
       3: 32       Z Loc [ Num_voie  ]

      8:  End (P95)

      ;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;
;;;;;;;;

      ;SUB2  PASSAGE  A  LA  VOIE  SUIVANTE  24  FOIS  AVEC  PAUSE  DE  20  SEC.ENTRE  CHAQUE  (PURGE
AUTO)
      9:  Beginning of Subroutine (P85)
       1: 2        Subroutine 2
      ;Modification Y. Nedelec 16/10/2003 FLAG 2 bas en fin de purge et non en debut
      10:  Beginning of Loop (P87)
       1: 0        Delay
       2: 24       Loop Count
      11:  Pulse Port w/Duration (P21)
       1: 1        Port
       2: 28       Pulse Length Loc [ tps_pulse ]

      ;CONTROLE DE LA LOCALISATION DE LA VOIE alim/E1 Mes/V1 diff
      12:  Ex-Del-Diff (P8)
       1: 1        Reps
       2: 15       2500 mV Fast Range
       3: 1        DIFF Channel
       4: 1        Excite all reps w/Exchan 1
       5: 50       Delay (units 0.01 sec)
       6: 2395     mV Excitation
       7: 29       Loc [ Num_tmp1  ]
```

```
        8: 1.0       Mult
        9: 0.0       Offset
       13:  Z=X*F (P37)
        1: 29        X Loc [ Num_tmp1  ]
        2: 0.01      F
        3: 30        Z Loc [ Num_tmp2  ]
       14:  Z=INT(X) (P45)
        1: 30        X Loc [ Num_tmp2  ]
        2: 31        Z Loc [ Num_tmp3  ]
       15:  Z=X+F (P34)
        1: 31        X Loc [ Num_tmp3  ]
        2: 1         F
        3: 32        Z Loc [ Num_voie  ]
       16:  Excite-Delay (SE) (P4)
        1: 1         Reps
        2: 15        2500 mV Fast Range
        3: 4         SE Channel
        4: 2         Excite all reps w/Exchan 2
        5: 2000      Delay (units 0.01 sec)
        6: 00000     mV Excitation
        7: 48        Loc [ pause     ]
        8: 1.0       Mult
        9: 0.0       Offset

       17:  End (P95)

       ;Modification Y. Nedelec 16/10/2003 FLAG 2 bas en fin de purge et non en debut
       18:  Do (P86)
        1: 22        Set Flag 2 Low

       19:  End (P95)

       ;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;
;;;;;;;;

       ;SUB3 CALAGE A LA VOIE 23&MESURE, PASSAGE A LA VOIE 24&MESURE, RETOUR EN VOIE 23
       ;(Y. Nedelec, 29/08/2003 : voie 23 choisie pour deuxieme calage eventuel a la suite)
       ;PUIS CALCUL DU GAIN ET DE L'OFFSET
       20:  Beginning of Subroutine (P85)
        1: 3         Subroutine 3
       21:  Do (P86)
        1: 23        Set Flag 3 Low

       ;(CC 9/06/04 INITIALISATION DE MESCAL1 ET MESCAL2 a zéro en vue des 10 rep moyennées
pour obtenir mescal1 et mescal2)
       22:  Z=F (P30)
        1: 0         F
        2: 0         Exponent of 10
        3: 35        Z Loc [ MEScal1   ]
       23:  Z=F (P30)
        1: 0         F
        2: 0         Exponent of 10
        3: 36        Z Loc [ MEScal2   ]


       24:  Beginning of Loop (P87)
        1: 0         Delay
        2: 24        Loop Count
       ;CONTROLE DE LA LOCALISATION DE LA VOIE alim/E1 Mes/V1 diff
       ;RECHERCHE DU CALAGE EN VOIE 23
       25:  Ex-Del-Diff (P8)
        1: 1         Reps
        2: 15        2500 mV Fast Range
        3: 1         DIFF Channel
        4: 1         Excite all reps w/Exchan 1
        5: 50        Delay (units 0.01 sec)
        6: 2395      mV Excitation
        7: 29        Loc [ Num_tmp1  ]
        8: 1.0       Mult
        9: 0.0       Offset
       26:  Z=X*F (P37)
        1: 29        X Loc [ Num_tmp1  ]
        2: 0.01      F
        3: 30        Z Loc [ Num_tmp2  ]
       27:  Z=INT(X) (P45)
        1: 30        X Loc [ Num_tmp2  ]
        2: 31        Z Loc [ Num_tmp3  ]
```

```
28:  Z=X+F (P34)
 1: 31       X Loc [ Num tmp3  ]
 2: 1        F
 3: 32       Z Loc [ Num voie  ]

29:  If (X<=>F) (P89)
 1: 32       X Loc [ Num voie  ]
 2: 1        =
 3: 23       F
 4: 31       Exit Loop if True
30:  Pulse Port w/Duration (P21)
 1: 1        Port
 2: 28       Pulse Length Loc [ tps pulse ]
31:  End (P95)

;MESURE SUR VOIE 23 PUIS 24 PUIS RECALAGE EN V1

;PAUSE ARTIFICIELLE DE 5s
;(Y. Nedelec, 29/08/2003 : pause passee de 5 a 10 s)
32:  Excite-Delay (SE) (P4)
 1: 1        Reps
 2: 15       2500 mV Fast Range
 3: 4        SE Channel
 4: 2        Excite all reps w/Exchan 2
 5: 500      Delay (units 0.01 sec)
 6: 00000    mV Excitation
 7: 48       Loc [ pause     ]
 8: 1.0      Mult
 9: 0.0      Offset

;+++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++
;BOUCLE DE 10 REP DE MES DE CAL1 PUIS MOYENNE des cal1=MEScal1
33:  Beginning of Loop (P87)
 1: 0        Delay
 2: 10       Loop Count

34:  Ex-Del-Diff (P8)
 1: 1        Reps
 2: 2        7.5 mV Slow Range
 3: 2        DIFF Channel
 4: 2        Excite all reps w/Exchan 2
 5: 5        Delay (units 0.01 sec)
 6: 2500     mV Excitation
 7: 33       Loc [ cal1      ]
 8: 1.0      Mult
 9: 0.0      Offset

35:  Z=X+Y (P33)
 1: 35       X Loc [ MEScal1   ]
 2: 33       Y Loc [ cal1      ]
 3: 35       Z Loc [ MEScal1   ]

;PAUSE ARTIFICIELLE DE 3 S (Y. Nedelec, 07/09/2003)
36:  Excite-Delay (SE) (P4)
 1: 1        Reps
 2: 15       2500 mV Fast Range
 3: 4        SE Channel
 4: 2        Excite all reps w/Exchan 2
 5: 50       Delay (units 0.01 sec)
 6: 00000    mV Excitation
 7: 48       Loc [ pause     ]
 8: 1.0      Mult
 9: 0.0      Offset
;MESURE DES 2 DEBITMETRES SUR VOIE3 ET VOIE4 DIFF
37:  Volt (Diff) (P2)
 1: 1        Reps
 2: 35       2500 mV 50 Hz Rejection Range
 3: 3        DIFF Channel
 4: 49       Loc [ gros_Q    ]
 5: 0.01041  Mult
 6: 0.0      Offset
38:  Volt (Diff) (P2)
 1: 1        Reps
 2: 35       2500 mV 50 Hz Rejection Range
 3: 4        DIFF Channel
 4: 50       Loc [ petit Q   ]
 5: 0.00208  Mult
```

```
 6: 0.0      Offset


39:  End (P95)
;+++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++
;MOYENNE DES 10 REPETITIONS
40:  Z=X*F (P37)
 1: 35       X Loc [ MEScal1   ]
 2: 0.1      F
 3: 35       Z Loc [ MEScal1   ]


41:  Pulse Port w/Duration (P21)
 1: 1        Port
 2: 28       Pulse Length Loc [ tps pulse ]

;PAUSE ARTIFICIELLE DE 5s
;(Y. Nedelec, 29/08/2003 : pause passee de 5 a 10 s)
42:  Excite-Delay (SE) (P4)
 1: 1        Reps
 2: 15       2500 mV Fast Range
 3: 4        SE Channel
 4: 2        Excite all reps w/Exchan 2
 5: 500      Delay (units 0.01 sec)
 6: 00000    mV Excitation
 7: 48       Loc [ pause     ]
 8: 1.0      Mult
 9: 0.0      Offset


;+++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++
;BOUCLE DE 10 REP DE MES DE CAL2 PUIS MOYENNE des cal2=MEScal2
43:  Beginning of Loop (P87)
 1: 0        Delay
 2: 10       Loop Count

44:  Ex-Del-Diff (P8)
 1: 1        Reps
 2: 2        7.5 mV Slow Range
 3: 2        DIFF Channel
 4: 2        Excite all reps w/Exchan 2
 5: 5        Delay (units 0.01 sec)
 6: 2500     mV Excitation
 7: 34       Loc [ cal2      ]
 8: 1.0      Mult
 9: 0.0      Offset
45:  Z=X+Y (P33)
 1: 36       X Loc [ MEScal2   ]
 2: 34       Y Loc [ cal2      ]
 3: 36       Z Loc [ MEScal2   ]


;PAUSE ARTIFICIELLE DE 1s
;(Y. Nedelec, 29/08/2003 : pause passee de 5 a 10 s)
46:  Excite-Delay (SE) (P4)
 1: 1        Reps
 2: 15       2500 mV Fast Range
 3: 4        SE Channel
 4: 2        Excite all reps w/Exchan 2
 5: 50       Delay (units 0.01 sec)
 6: 00000    mV Excitation
 7: 48       Loc [ pause     ]
 8: 1.0      Mult
 9: 0.0      Offset

;MESURE DES 2 DEBITMETRES SUR VOIE3 ET VOIE4 DIFF
47:  Volt (Diff) (P2)
 1: 1        Reps
 2: 35       2500 mV 50 Hz Rejection Range
 3: 3        DIFF Channel
 4: 49       Loc [ gros Q    ]
 5: 0.01041  Mult
 6: 0.0      Offset
48:  Volt (Diff) (P2)
 1: 1        Reps
 2: 35       2500 mV 50 Hz Rejection Range
 3: 4        DIFF Channel
```

```
 4: 50       Loc [ petit Q   ]
 5: 0.00208  Mult
 6: 0.0      Offset


49:  End (P95)
;+++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++++
;MOYENNE DES 10 REPETITIONS
50:  Z=X*F (P37)
 1: 36       X Loc [ MEScal2   ]
 2: 0.1      F
 3: 36       Z Loc [ MEScal2   ]


;CALCUL DU GAIN
51:  Z=F (P30)
 1: 39.9     F
 2: 00       Exponent of 10
 3: 37       Z Loc [ delta ref ]
52:  Z=X-Y (P35)
 1: 36       X Loc [ MEScal2   ]
 2: 35       Y Loc [ MEScal1   ]
 3: 38       Z Loc [ cal2_cal1 ]
53:  Z=X/Y (P38)
 1: 37       X Loc [ delta ref ]
 2: 38       Y Loc [ cal2 cal1 ]
 3: 39       Z Loc [ pente     ]

;CALCUL DE L'OFFSET
54:  Z=F (P30)
 1: 7.23     F
 2: 00       Exponent of 10
 3: 40       Z Loc [ off tmp1  ]
55:  Z=X*Y (P36)
 1: 35       X Loc [ MEScal1   ]
 2: 39       Y Loc [ pente     ]
 3: 41       Z Loc [ off tmp2  ]
56:  Z=X-Y (P35)
 1: 40       X Loc [ off tmp1  ]
 2: 41       Y Loc [ off_tmp2  ]
 3: 42       Z Loc [ offset    ]
;DIMINUTION DE L'OFFSET DE 50 CM POUR ACCES 3 DECIMALES
;(Y. Nedelec, 02/09/2003)
;41:  Z=X+F (P34)
; 1: 42       X Loc [ offset    ]
; 2: -50.0    F
; 3: 42       Z Loc [ offset    ]


;RETOUR EN VOIE 23
;(Y. Nedelec, 29/08/2003 : Passage voie 1 remplace par voie 23)

57:  Beginning of Loop (P87)
 1: 0        Delay
 2: 24       Loop Count

58:  Ex-Del-Diff (P8)
 1: 1        Reps
 2: 15       2500 mV Fast Range
 3: 1        DIFF Channel
 4: 1        Excite all reps w/Exchan 1
 5: 50       Delay (units 0.01 sec)
 6: 2395     mV Excitation
 7: 29       Loc [ Num_tmp1  ]
 8: 1.0      Mult
 9: 0.0      Offset
59:  Z=X*F (P37)
 1: 29       X Loc [ Num_tmp1  ]
 2: 0.01     F
 3: 30       Z Loc [ Num tmp2  ]
60:  Z=INT(X) (P45)
 1: 30       X Loc [ Num tmp2  ]
 2: 31       Z Loc [ Num tmp3  ]
61:  Z=X+F (P34)
 1: 31       X Loc [ Num_tmp3  ]
 2: 1        F
 3: 32       Z Loc [ Num_voie  ]
```

```
      62:  If (X<=>F) (P89)
       1: 32        X Loc [ Num_voie  ]
       2: 1         =
       3: 23        F
       4: 31        Exit Loop if True
      63:  Pulse Port w/Duration (P21)
       1: 1         Port
       2: 28        Pulse Length Loc [ tps_pulse ]
      64:  End (P95)

      65:  End (P95)


      ;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;
;;;;;;;;

      ;SUB4 MESURES SUR 24 VOIES AVEC REPETITION (REP=COMPTEUR DE LA SOUS BOUCLE) DE MESURE
DE P° + 2Q
      ;STOCKAGE HORODATAGE + NUM VOIE + P°+ 2Q + PT100eau
      ;Modification Y. Nedelec 16/10/2003 Harmonisation FLAGS 8 et 4

      66:  Beginning of Subroutine (P85)
       1: 4         Subroutine 4

      ;DEBUT D'1 BOUCLE 24X POUR RECALAGE EN VOIE 1 SI C'ETAIT PAS LE CAS
      67:  Beginning of Loop (P87)
       1: 0         Delay
       2: 24        Loop Count
      ;MESURE DU NUM VOIE
      68:  Ex-Del-Diff (P8)
       1: 1         Reps
       2: 15        2500 mV Fast Range
       3: 1         DIFF Channel
       4: 1         Excite all reps w/Exchan 1
       5: 50        Delay (units 0.01 sec)
       6: 2395      mV Excitation
       7: 29        Loc [ Num_tmp1  ]
       8: 1.0       Mult
       9: 0.0       Offset
      69:  Z=X*F (P37)
       1: 29        X Loc [ Num_tmp1  ]
       2: 0.01      F
       3: 30        Z Loc [ Num_tmp2  ]
      70:  Z=INT(X) (P45)
       1: 30        X Loc [ Num_tmp2  ]
       2: 31        Z Loc [ Num_tmp3  ]
      71:  Z=X+F (P34)
       1: 31        X Loc [ Num_tmp3  ]
       2: 1         F
       3: 32        Z Loc [ Num_voie  ]

      ;TEST DE L'OBJECTIF NUM VOIE=1
      72:  If (X<=>F) (P89)
       1: 32        X Loc [ Num_voie  ]
       2: 1         =
       3: 1         F
       4: 31        Exit Loop if True
      73:  Pulse Port w/Duration (P21)
       1: 1         Port
       2: 28        Pulse Length Loc [ tps_pulse ]
      74:  End (P95)
      ;FIN DE LA BOUCLE DE RECALAGE EN VOIE 1


      ;DEBUT DE LA BOUCLE DE MESURE EFFECTUEE 24X
      75:  Beginning of Loop (P87)
       1: 0         Delay
       2: 24        Loop Count

      ;MESURE DU NUM VOIE
      76:  Ex-Del-Diff (P8)
       1: 1         Reps
       2: 15        2500 mV Fast Range
       3: 1         DIFF Channel
       4: 1         Excite all reps w/Exchan 1
       5: 50        Delay (units 0.01 sec)
```

```
       6: 2395     mV Excitation
       7: 29       Loc [ Num tmp1  ]
       8: 1.0      Mult
       9: 0.0      Offset
      77:  Z=X*F (P37)
       1: 29       X Loc [ Num_tmp1  ]
       2: 0.01     F
       3: 30       Z Loc [ Num tmp2  ]
      78:  Z=INT(X) (P45)
       1: 30       X Loc [ Num tmp2  ]
       2: 31       Z Loc [ Num_tmp3  ]
      79:  Z=X+F (P34)
       1: 31       X Loc [ Num tmp3  ]
       2: 1        F
       3: 32       Z Loc [ Num voie  ]

     ;MESURE DE LA PT100 SUR V9 UNI
     80:  3W Half Bridge (P7)
       1: 1        Reps
       2: 33       25 mV 50 Hz Rejection Range
       3: 9        SE Channel
       4: 3        Excite all reps w/Exchan 3
       5: 2100     mV Excitation
       6: 46       Loc [ PT100 tmp ]
       7: 100      Mult
       8: 0.0      Offset
     81:  Temperature RTD (P16)
       1: 1        Reps
       2: 46       R/R0 Loc [ PT100_tmp ]
       3: 47       Loc [ PT100 eau ]
       4: 1.0      Mult
       5: 0.0      Offset


     ;DEBUT DE LA SOUS BOUCLE (REPETITION DE LA MESURE P° SUR LA MEME VOIE ET DES
DEBITMETRES)
     ;STOCKAGE DES DONNEES AU PAS DE TEMPS DE LA SOUS BOUCLE
     82:  Beginning of Loop (P87)
       1: 0        Delay
       2: 10       Loop Count

     ;Modifie le 16/10/2003
     83:  Ex-Del-Diff (P8)
       1: 1        Reps
       2: 2        7.5 mV Slow Range
       3: 2        DIFF Channel
       4: 2        Excite all reps w/Exchan 2
       5: 5        Delay (units 0.01 sec)
       6: 2500     mV Excitation
       7: 43       Loc [ MES cours ]
       8: 1.0      Mult
       9: 0.0      Offset
     84:  Z=X*Y (P36)
       1: 43       X Loc [ MES cours ]
       2: 39       Y Loc [ pente     ]
       3: 43       Z Loc [ MES cours ]
     85:  Z=X+Y (P33)
       1: 43       X Loc [ MES_cours ]
       2: 42       Y Loc [ offset    ]
       3: 43       Z Loc [ MES cours ]

     ;MESURE DES 2 DEBITMETRES SUR VOIE3 ET VOIE4 DIFF
     86:  Volt (Diff) (P2)
       1: 1        Reps
       2: 35       2500 mV 50 Hz Rejection Range
       3: 3        DIFF Channel
       4: 49       Loc [ gros Q    ]
       5: 0.01041  Mult
       6: 0.0      Offset
     87:  Volt (Diff) (P2)
       1: 1        Reps
       2: 35       2500 mV 50 Hz Rejection Range
       3: 4        DIFF Channel
       4: 50       Loc [ petit_Q   ]
       5: 0.00208  Mult
       6: 0.0      Offset
```

```
88:  Do (P86)
 1: 10       Set Output Flag High (Flag 0)

89:  Real Time (P77)
 1: 1111     Year,Day,Hour/Minute,Seconds (midnight = 0000)
90:  Sample (P70)
 1: 1        Reps
 2: 32       Loc [ Num_voie  ]
91:  Sample (P70)
 1: 1        Reps
 2: 43       Loc [ MES_cours ]
92:  Sample (P70)
 1: 2        Reps
 2: 49       Loc [ gros_Q    ]
93:  Sample (P70)
 1: 1        Reps
 2: 47       Loc [ PT100_eau ]

94:  Sample (P70)
 1: 1        Reps
 2: 66       Loc [ Hv        ]

;PAUSE ARTIFICIELLE D'OPTIMISATION ENTRE REPETITIONS DE LA MESURE
95:  Excite-Delay (SE) (P4)
 1: 1        Reps
 2: 15       2500 mV Fast Range
 3: 4        SE Channel
 4: 2        Excite all reps w/Exchan 2
 5: 50       Delay (units 0.01 sec)
 6: 00000    mV Excitation
 7: 48       Loc [ pause     ]
 8: 1.0      Mult
 9: 0.0      Offset

96:  End (P95)
;FIN DE LA SOUS BOUCLE

97:  Pulse Port w/Duration (P21)
 1: 1        Port
 2: 28       Pulse Length Loc [ tps_pulse ]
98:  End (P95)
;FIN DE LA BOUCLE 24X

;MESURE DU NUM VOIE
99:  Ex-Del-Diff (P8)
 1: 1        Reps
 2: 15       2500 mV Fast Range
 3: 1        DIFF Channel
 4: 1        Excite all reps w/Exchan 1
 5: 50       Delay (units 0.01 sec)
 6: 2395     mV Excitation
 7: 29       Loc [ Num_tmp1  ]
 8: 1.0      Mult
 9: 0.0      Offset
100:  Z=X*F (P37)
 1: 29       X Loc [ Num_tmp1  ]
 2: 0.01     F
 3: 30       Z Loc [ Num_tmp2  ]
101:  Z=INT(X) (P45)
 1: 30       X Loc [ Num_tmp2  ]
 2: 31       Z Loc [ Num_tmp3  ]
102:  Z=X+F (P34)
 1: 31       X Loc [ Num_tmp3  ]
 2: 1        F
 3: 32       Z Loc [ Num_voie  ]
;Modification Y. Nedelec 19/08/2004 FLAG 4 bas en fin et non en debut
103:  Do (P86)
 1: 24       Set Flag 4 Low


104:  End (P95)


;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;
;;;;;;;;

;SUB5 MESURES SUR LA VOIE COURANTE
```

```
105:  Beginning of Subroutine (P85)
 1: 5        Subroutine 5


106:  Beginning of Loop (P87)
 1: 0        Delay
 2: 0        Loop Count

;CONTROLE DE LA LOCALISATION DE LA VOIE alim/E1 Mes/V1 diff
107:  Ex-Del-Diff (P8)
 1: 1        Reps
 2: 15       2500 mV Fast Range
 3: 1        DIFF Channel
 4: 1        Excite all reps w/Exchan 1
 5: 50       Delay (units 0.01 sec)
 6: 2395     mV Excitation
 7: 29       Loc [ Num_tmp1  ]
 8: 1.0      Mult
 9: 0.0      Offset
108:  Z=X*F (P37)
 1: 29       X Loc [ Num tmp1  ]
 2: 0.01     F
 3: 30       Z Loc [ Num_tmp2  ]
109:  Z=INT(X) (P45)
 1: 30       X Loc [ Num tmp2  ]
 2: 31       Z Loc [ Num tmp3  ]
110:  Z=X+F (P34)
 1: 31       X Loc [ Num_tmp3  ]
 2: 1        F
 3: 32       Z Loc [ Num voie  ]

;REALISATION DE LA MESURE

111:  Ex-Del-Diff (P8)
 1: 1        Reps
 2: 2        7.5 mV Slow Range
 3: 2        DIFF Channel
 4: 2        Excite all reps w/Exchan 2
 5: 5        Delay (units 0.01 sec)
 6: 2500     mV Excitation
 7: 43       Loc [ MES_cours ]
 8: 1.0      Mult
 9: 0.0      Offset


112:  Z=X (P31)
 1: 43       X Loc [ MES cours ]
 2: 45       Z Loc [ U capt    ]

113:  Z=X*Y (P36)
 1: 43       X Loc [ MES_cours ]
 2: 39       Y Loc [ pente     ]
 3: 43       Z Loc [ MES cours ]
114:  Z=X+Y (P33)
 1: 43       X Loc [ MES cours ]
 2: 42       Y Loc [ offset    ]
 3: 43       Z Loc [ MES_cours ]

;PAUSE ARTIFICIELLE DE x S
;109:  Excite-Delay (SE) (P4)
; 1: 1        Reps
; 2: 15       2500 mV Fast Range
; 3: 4        SE Channel
; 4: 2        Excite all reps w/Exchan 2
; 5: 50       Delay (units 0.01 sec)
; 6: 00000    mV Excitation
; 7: 48       Loc [ pause     ]
; 8: 1.0      Mult
; 9: 0.0      Offset


;MESURE DES 2 DEBITMETRES SUR VOIE3 ET VOIE4 DIFF
110:  Volt (Diff) (P2)
 1: 1        Reps
 2: 35       2500 mV 50 Hz Rejection Range
 3: 3        DIFF Channel
 4: 49       Loc [ gros_Q    ]
```

```
      5: 0.01041  Mult
      6: 0.0      Offset

     111:  Z=X/Y (P38)
      1: 49       X Loc [ gros_Q    ]
      2: 64       Y Loc [ ratioQ    ]
      3: 65       Z Loc [ grsQsurR  ]

     112:  Volt (Diff) (P2)
      1: 1        Reps
      2: 35       2500 mV 50 Hz Rejection Range
      3: 4        DIFF Channel
      4: 50       Loc [ petit_Q   ]
      5: 0.00208  Mult
      6: 0.0      Offset

     115:  If Flag/Port (P91)
      1: 25       Do if Flag 5 is Low
      2: 31       Exit Loop if True

     116:  End (P95)

     117:  End (P95)

     ;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;
;;;;;;;;

     ;SUB6 ALLER A LA VOIE VISEE

     118:  Beginning of Subroutine (P85)
      1: 6        Subroutine 6
     119:  Do (P86)
      1: 26       Set Flag 6 Low
     120:  Beginning of Loop (P87)
      1: 0        Delay
      2: 24       Loop Count
     ;CONTROLE DE LA LOCALISATION DE LA VOIE alim/E1 Mes/V1 diff
     121:  Ex-Del-Diff (P8)
      1: 1        Reps
      2: 15       2500 mV Fast Range
      3: 1        DIFF Channel
      4: 1        Excite all reps w/Exchan 1
      5: 50       Delay (units 0.01 sec)
      6: 2395     mV Excitation
      7: 29       Loc [ Num_tmp1  ]
      8: 1.0      Mult
      9: 0.0      Offset
     122:  Z=X*F (P37)
      1: 29       X Loc [ Num_tmp1  ]
      2: 0.01     F
      3: 30       Z Loc [ Num_tmp2  ]
     123:  Z=INT(X) (P45)
      1: 30       X Loc [ Num_tmp2  ]
      2: 31       Z Loc [ Num_tmp3  ]
     124:  Z=X+F (P34)
      1: 31       X Loc [ Num_tmp3  ]
      2: 1        F
      3: 32       Z Loc [ Num_voie  ]
     ;TEST ENTRE NUM VOIE ET OBJECTIF ET AVANCE D'1 VOIE SI FAUX
     125:  If (X<=>Y) (P88)
      1: 32       X Loc [ Num_voie  ]
      2: 1        =
      3: 27       Y Loc [ Voie_vise ]
      4: 31       Exit Loop if True
     126:  Pulse Port w/Duration (P21)
      1: 1        Port
      2: 28       Pulse Length Loc [ tps_pulse ]
     127:  End (P95)
     128:  End (P95)


     ;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;
;;;;;;;;

     ;SUB7 FAIRE DE LA MESURE EN CONTINU
     129:  Beginning of Subroutine (P85)
      1: 7        Subroutine 7
```

```
130:  Beginning of Loop (P87)
 1: 00       Delay
 2: 0        Loop Count

;CONTROLE DE LA LOCALISATION DE LA VOIE alim/E1 Mes/V1 diff
131:  Ex-Del-Diff (P8)
 1: 1        Reps
 2: 15       2500 mV Fast Range
 3: 1        DIFF Channel
 4: 1        Excite all reps w/Exchan 1
 5: 10       Delay (units 0.01 sec)
 6: 2395     mV Excitation
 7: 29       Loc [ Num tmp1  ]
 8: 1.0      Mult
 9: 0.0      Offset
132:  Z=X*F (P37)
 1: 29       X Loc [ Num_tmp1  ]
 2: 0.01     F
 3: 30       Z Loc [ Num tmp2  ]
133:  Z=INT(X) (P45)
 1: 30       X Loc [ Num_tmp2  ]
 2: 31       Z Loc [ Num_tmp3  ]
134:  Z=X+F (P34)
 1: 31       X Loc [ Num tmp3  ]
 2: 1        F
 3: 32       Z Loc [ Num voie  ]

;REALISATION DE LA MESURE

135:  Ex-Del-Diff (P8)
 1: 1        Reps
 2: 2        7.5 mV Slow Range
 3: 2        DIFF Channel
 4: 2        Excite all reps w/Exchan 2
 5: 5        Delay (units 0.01 sec)
 6: 2500     mV Excitation
 7: 43       Loc [ MES cours ]
 8: 1.0      Mult
 9: 0.0      Offset

136:  Z=X*Y (P36)
 1: 43       X Loc [ MES cours ]
 2: 39       Y Loc [ pente     ]
 3: 43       Z Loc [ MES_cours ]
137:  Z=X+Y (P33)
 1: 43       X Loc [ MES cours ]
 2: 42       Y Loc [ offset    ]
 3: 43       Z Loc [ MES cours ]

;MESURE DES 2 DEBITMETRES SUR VOIE3 ET VOIE4 DIFF
138:  Volt (Diff) (P2)
 1: 1        Reps
 2: 35       2500 mV 50 Hz Rejection Range
 3: 3        DIFF Channel
 4: 49       Loc [ gros Q    ]
 5: 0.01041  Mult
 6: 0.0      Offset

139:  Z=X/Y (P38)
 1: 49       X Loc [ gros Q    ]
 2: 64       Y Loc [ ratioQ    ]
 3: 65       Z Loc [ grsQsurR  ]

140:  Volt (Diff) (P2)
 1: 1        Reps
 2: 35       2500 mV 50 Hz Rejection Range
 3: 4        DIFF Channel
 4: 50       Loc [ petit_Q   ]
 5: 0.00208  Mult
 6: 0.0      Offset

;MESURE DE LA PT100 SUR V9 UNI

141:  3W Half Bridge (P7)
 1: 1        Reps
 2: 33       25 mV 50 Hz Rejection Range
```

```
 3: 9        SE Channel
 4: 3        Excite all reps w/Exchan 3
 5: 2100     mV Excitation
 6: 46       Loc [ PT100 tmp ]
 7: 100      Mult
 8: 0.0      Offset
142:  Temperature RTD (P16)
 1: 1        Reps
 2: 46       R/R0 Loc [ PT100 tmp ]
 3: 47       Loc [ PT100 eau ]
 4: 1.0      Mult
 5: 0.0      Offset

;CALCUL DE LA VITESSE MOYENNE DE LA CONDUITE EN SECTION PLEINE
;ET DU CANAL SUR LA BASE Hcanal d'1 LARGEUR DE 29.7 CM

143:  Z=F (P30)
 1: 29.7     F
 2: 0        Exponent of 10
 3: 51       Z Loc [ larg can  ]
144:  Z=X*Y (P36)
 1: 51       X Loc [ larg_can  ]
 2: 52       Y Loc [ H_canal   ]
 3: 53       Z Loc [ Sect can  ]
145:  Z=X*F (P37)
 1: 49       X Loc [ gros Q    ]
 2: 1000     F
 3: 54       Z Loc [ grQcm3_s  ]
146:  Z=X/Y (P38)
 1: 54       X Loc [ grQcm3 s  ]
 2: 53       Y Loc [ Sect can  ]
 3: 55       Z Loc [ Vcan cms  ]


147:  Z=F (P30)
 1: 50.2654  F
 2: 0        Exponent of 10
 3: 56       Z Loc [ pixR2     ]
148:  Z=X*F (P37)
 1: 50       X Loc [ petit_Q   ]
 2: 1000     F
 3: 57       Z Loc [ ptQcm3 s  ]
149:  Z=X/Y (P38)
 1: 57       X Loc [ ptQcm3 s  ]
 2: 56       Y Loc [ pixR2     ]
 3: 58       Z Loc [ Vcol_cms  ]


150:  Running Average (P52)
 1: 1        Reps
 2: 49       First Source Loc [ gros_Q    ]
 3: 59       First Destination Loc [ grQ_moy   ]
 4: 15       Number of Values in Avg Window

151:  Running Average (P52)
 1: 1        Reps
 2: 55       First Source Loc [ Vcan_cms  ]
 3: 60       First Destination Loc [ Vcan_moy  ]
 4: 15       Number of Values in Avg Window

152:  Running Average (P52)
 1: 1        Reps
 2: 50       First Source Loc [ petit_Q   ]
 3: 61       First Destination Loc [ ptQ_moy   ]
 4: 15       Number of Values in Avg Window

153:  Running Average (P52)
 1: 1        Reps
 2: 58       First Source Loc [ Vcol_cms  ]
 3: 62       First Destination Loc [ Vcol moy  ]
 4: 15       Number of Values in Avg Window


;STOCKAGE et horodatage   Num_voie + MES_cours + 2Q + PT100eau   au pas de temps
d'execution de la boucle
154:  Do (P86)
 1: 10       Set Output Flag High (Flag 0)
```

```
      155:  Real Time (P77)
       1: 1111     Year,Day,Hour/Minute,Seconds (midnight = 0000)
      156:  Sample (P70)
       1: 1        Reps
       2: 32       Loc [ Num_voie  ]
      157:  Sample (P70)
       1: 1        Reps
       2: 43       Loc [ MES_cours ]

      158:  Sample (P70)
       1: 2        Reps
       2: 49       Loc [ gros_Q    ]

      159:  Sample (P70)
       1: 1        Reps
       2: 47       Loc [ PT100_eau ]


      160:  Sample (P70)
       1: 1        Reps
       2: 66       Loc [ Hv        ]

      ;SI FLAG 1 HAUT ALORS SUB 1: PULSE POUR CHANGEMENT D'1 VOIE
      161:  If Flag/Port (P91)
       1: 11       Do if Flag 1 is High
       2: 01       Call Subroutine 1
      ;SI FLAG 6 HAUT ALORS SUB 6: ALLER A LA VOIE VISEE
      162:  If Flag/Port (P91)
       1: 16       Do if Flag 6 is High
       2: 06       Call Subroutine 6


      ;SI FLAG 7 BAS ALORS SORTIR DE LA BOUCLE
      163:  If Flag/Port (P91)
       1: 27       Do if Flag 7 is Low
       2: 31       Exit Loop if True

      164:  End (P95)

      165:  End (P95)


      ;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;
;;;;;;;;

      ;SUB8 MESURES SUR 24 VOIES (SAUF 3/7/11/15/19) AVEC REPETITION (REP=COMPTEUR DE LA
SOUS BOUCLE) DE MESURE DE P° + 2Q
      ;STOCKAGE HORODATAGE + NUM VOIE + P°+ 2Q + PT100eau
      166:  Beginning of Subroutine (P85)
       1: 8        Subroutine 8

      ;DEBUT D'1 BOUCLE 24X POUR RECALAGE EN VOIE 1 SI C'ETAIT PAS LE CAS
      167:  Beginning of Loop (P87)
       1: 0        Delay
       2: 24       Loop Count
      ;MESURE DU NUM VOIE
      168:  Ex-Del-Diff (P8)
       1: 1        Reps
       2: 15       2500 mV Fast Range
       3: 1        DIFF Channel
       4: 1        Excite all reps w/Exchan 1
       5: 50       Delay (units 0.01 sec)
       6: 2395     mV Excitation
       7: 29       Loc [ Num_tmp1  ]
       8: 1.0      Mult
       9: 0.0      Offset
      169:  Z=X*F (P37)
       1: 29       X Loc [ Num_tmp1  ]
       2: 0.01     F
       3: 30       Z Loc [ Num_tmp2  ]
      170:  Z=INT(X) (P45)
       1: 30       X Loc [ Num_tmp2  ]
       2: 31       Z Loc [ Num_tmp3  ]
      171:  Z=X+F (P34)
       1: 31       X Loc [ Num_tmp3  ]
       2: 1        F
       3: 32       Z Loc [ Num_voie  ]
```

```
;TEST DE L'OBJECTIF NUM VOIE=1
172:  If (X<=>F) (P89)
 1: 32       X Loc [ Num voie  ]
 2: 1        =
 3: 1        F
 4: 31       Exit Loop if True
173:  Pulse Port w/Duration (P21)
 1: 1        Port
 2: 28       Pulse Length Loc [ tps pulse ]
174:  End (P95)
;FIN DE LA BOUCLE DE RECALAGE EN VOIE 1


;DEBUT DE LA BOUCLE DE MESURE EFFECTUEE 19X
175:  Beginning of Loop (P87)
 1: 0        Delay
 2: 19       Loop Count

;MESURE DU NUM VOIE
176:  Ex-Del-Diff (P8)
 1: 1        Reps
 2: 15       2500 mV Fast Range
 3: 1        DIFF Channel
 4: 1        Excite all reps w/Exchan 1
 5: 50       Delay (units 0.01 sec)
 6: 2395     mV Excitation
 7: 29       Loc [ Num_tmp1  ]
 8: 1.0      Mult
 9: 0.0      Offset
177:  Z=X*F (P37)
 1: 29       X Loc [ Num tmp1  ]
 2: 0.01     F
 3: 30       Z Loc [ Num_tmp2  ]
178:  Z=INT(X) (P45)
 1: 30       X Loc [ Num tmp2  ]
 2: 31       Z Loc [ Num tmp3  ]
179:  Z=X+F (P34)
 1: 31       X Loc [ Num tmp3  ]
 2: 1        F
 3: 32       Z Loc [ Num_voie  ]

;EXCLUSION DES VOIES 3/7/11/15/19
;COMPRENANT UNE PAUSE ARTIFICIELLE DE 1 S (Y. Nedelec, 7/8/2003,
;pause reportee avant chaque voie mesuree,
;et ramenee a 3 s)

;EXCLUSION DE VOIE 3
180:  If (X<=>F) (P89)
 1: 32       X Loc [ Num voie  ]
 2: 1        =
 3: 3        F
 4: 30       Then Do
181:  Pulse Port w/Duration (P21)
 1: 1        Port
 2: 28       Pulse Length Loc [ tps pulse ]

182:  Z=Z+1 (P32)
 1: 32       Z Loc [ Num voie  ]
183:  End (P95)

;EXCLUSION DE VOIE 7
184:  If (X<=>F) (P89)
 1: 32       X Loc [ Num_voie  ]
 2: 1        =
 3: 7        F
 4: 30       Then Do
185:  Pulse Port w/Duration (P21)
 1: 1        Port
 2: 28       Pulse Length Loc [ tps pulse ]

186:  Z=Z+1 (P32)
 1: 32       Z Loc [ Num voie  ]
187:  End (P95)

;EXCLUSION DE VOIE 11
188:  If (X<=>F) (P89)
```

```
 1: 32       X Loc [ Num voie  ]
 2: 1        =
 3: 11       F
 4: 30       Then Do
189:  Pulse Port w/Duration (P21)
 1: 1        Port
 2: 28       Pulse Length Loc [ tps pulse ]

190:  Z=Z+1 (P32)
 1: 32       Z Loc [ Num voie  ]
191:  End (P95)

;EXCLUSION DE VOIE 15
192:  If (X<=>F) (P89)
 1: 32       X Loc [ Num voie  ]
 2: 1        =
 3: 15       F
 4: 30       Then Do
193:  Pulse Port w/Duration (P21)
 1: 1        Port
 2: 28       Pulse Length Loc [ tps pulse ]

194:  Z=Z+1 (P32)
 1: 32       Z Loc [ Num voie  ]
195:  End (P95)

;EXCLUSION DE VOIE 19
196:  If (X<=>F) (P89)
 1: 32       X Loc [ Num_voie  ]
 2: 1        =
 3: 19       F
 4: 30       Then Do
197:  Pulse Port w/Duration (P21)
 1: 1        Port
 2: 28       Pulse Length Loc [ tps_pulse ]

198:  Z=Z+1 (P32)
 1: 32       Z Loc [ Num voie  ]
199:  End (P95)


;MESURE DE LA PT100 SUR V9 UNI
200:  3W Half Bridge (P7)
 1: 1        Reps
 2: 33       25 mV 50 Hz Rejection Range
 3: 9        SE Channel
 4: 3        Excite all reps w/Exchan 3
 5: 2100     mV Excitation
 6: 46       Loc [ PT100 tmp ]
 7: 100      Mult
 8: 0.0      Offset
201:  Temperature RTD (P16)
 1: 1        Reps
 2: 46       R/R0 Loc [ PT100 tmp ]
 3: 47       Loc [ PT100 eau ]
 4: 1.0      Mult
 5: 0.0      Offset

;PAUSE ARTIFICIELLE DE 3 S (Y. Nedelec, 07/09/2003)
;175:  Excite-Delay (SE) (P4)
; 1: 1        Reps
; 2: 15       2500 mV Fast Range
; 3: 4        SE Channel
; 4: 2        Excite all reps w/Exchan 2
; 5: 300      Delay (units 0.01 sec)
; 6: 00000    mV Excitation
; 7: 48       Loc [ pause     ]
; 8: 1.0      Mult
; 9: 0.0      Offset


;DEBUT DE LA SOUS BOUCLE (REPETITION DE LA MESURE P° SUR LA MEME VOIE ET DES
DEBITMETRES)
;STOCKAGE DES DONNEES AU PAS DE TEMPS DE LA SOUS BOUCLE
;Y. Nedelec, 7/8/2003, 10 repetitions au lieu de 5
202:  Beginning of Loop (P87)
 1: 0        Delay
```

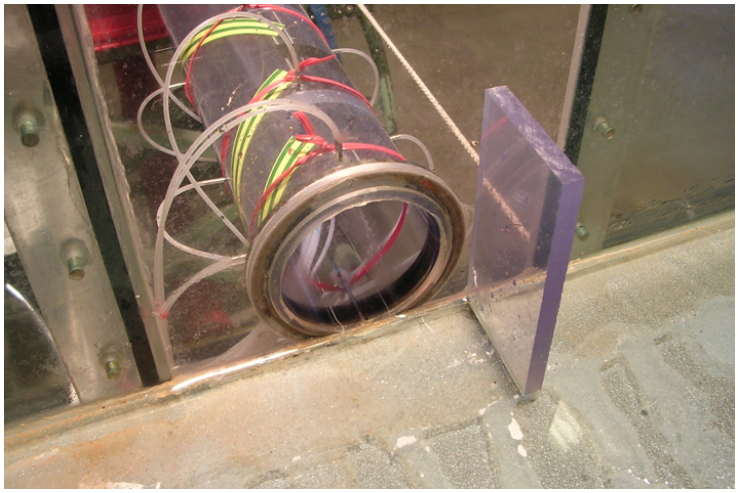
```
 2: 10       Loop Count

203:  Ex-Del-Diff (P8)
 1: 1        Reps
 2: 2        7.5 mV Slow Range
 3: 2        DIFF Channel
 4: 2        Excite all reps w/Exchan 2
 5: 5        Delay (units 0.01 sec)
 6: 2500     mV Excitation
 7: 43       Loc [ MES cours ]
 8: 1.0      Mult
 9: 0.0      Offset
204:  Z=X*Y (P36)
 1: 43       X Loc [ MES cours ]
 2: 39       Y Loc [ pente     ]
 3: 43       Z Loc [ MES cours ]
205:  Z=X+Y (P33)
 1: 43       X Loc [ MES_cours ]
 2: 42       Y Loc [ offset    ]
 3: 43       Z Loc [ MES cours ]

;MESURE DES 2 DEBITMETRES SUR VOIE3 ET VOIE4 DIFF
206:  Volt (Diff) (P2)
 1: 1        Reps
 2: 35       2500 mV 50 Hz Rejection Range
 3: 3        DIFF Channel
 4: 49       Loc [ gros Q    ]
 5: 0.01041  Mult
 6: 0.0      Offset
207:  Volt (Diff) (P2)
 1: 1        Reps
 2: 35       2500 mV 50 Hz Rejection Range
 3: 4        DIFF Channel
 4: 50       Loc [ petit_Q   ]
 5: 0.00208  Mult
 6: 0.0      Offset

208:  Do (P86)
 1: 10       Set Output Flag High (Flag 0)

209:  Real Time (P77)
 1: 1111     Year,Day,Hour/Minute,Seconds (midnight = 0000)
210:  Sample (P70)
 1: 1        Reps
 2: 32       Loc [ Num_voie  ]
211:  Sample (P70)
 1: 1        Reps
 2: 43       Loc [ MES cours ]
212:  Sample (P70)
 1: 2        Reps
 2: 49       Loc [ gros_Q    ]
213:  Sample (P70)
 1: 1        Reps
 2: 47       Loc [ PT100 eau ]

214:  Sample (P70)
 1: 1        Reps
 2: 66       Loc [ Hv        ]

;PAUSE ARTIFICIELLE D'OPTIMISATION ENTRE REPETITIONS DE LA MESURE
;(Y. Nedelec, 02/09/2003, valeur ajustee pour correspondre au pas du FLAG 7)
215:  Excite-Delay (SE) (P4)
 1: 1        Reps
 2: 15       2500 mV Fast Range
 3: 4        SE Channel
 4: 2        Excite all reps w/Exchan 2
 5: 50       Delay (units 0.01 sec)
 6: 00000    mV Excitation
 7: 48       Loc [ pause     ]
 8: 1.0      Mult
 9: 0.0      Offset

216:  End (P95)
;FIN DE LA SOUS BOUCLE

217:  Pulse Port w/Duration (P21)
 1: 1        Port
```

```
 2: 28       Pulse Length Loc [ tps pulse ]
218:  End (P95)
;FIN DE LA BOUCLE 24X

;MESURE DU NUM VOIE
219:  Ex-Del-Diff (P8)
 1: 1        Reps
 2: 15       2500 mV Fast Range
 3: 1        DIFF Channel
 4: 1        Excite all reps w/Exchan 1
 5: 50       Delay (units 0.01 sec)
 6: 2395     mV Excitation
 7: 29       Loc [ Num tmp1  ]
 8: 1.0      Mult
 9: 0.0      Offset
220:  Z=X*F (P37)
 1: 29       X Loc [ Num_tmp1  ]
 2: 0.01     F
 3: 30       Z Loc [ Num tmp2  ]
221:  Z=INT(X) (P45)
 1: 30       X Loc [ Num tmp2  ]
 2: 31       Z Loc [ Num_tmp3  ]
222:  Z=X+F (P34)
 1: 31       X Loc [ Num tmp3  ]
 2: 1        F
 3: 32       Z Loc [ Num voie  ]
;Modification Y. Nedelec 19/08/2004 FLAG 4 bas en fin et non en debut
223:  Do (P86)
 1: 28       Set Flag 8 Low


224:  End (P95)



End Program

-Input Locations-
1 MES        1 0 0
2 MES_2      1 0 0
3 MES 3      1 0 0
4 MES 4      1 0 0
5 MES 5      1 0 0
6 MES_6      1 0 0
7 MES_7      1 0 0
8 MES 8      1 0 0
9 MES 9      1 0 0
10 MES 10    1 0 0
11 MES 11    1 0 0
12 MES_12    1 0 0
13 MES_13    1 0 0
14 MES 14    1 0 0
15 MES 15    1 0 0
16 MES 16    1 0 0
17 MES 17    1 0 0
18 MES_18    1 0 0
19 MES_19    1 0 0
20 MES 20    1 0 0
21 MES 21    1 0 0
22 MES 22    1 0 0
23 MES 23    1 0 0
24 MES_24    1 0 0
25 U_batt    1 0 0
26 T interne 1 0 1
27 Voie vise 1 1 0
28 tps pulse 1 15 1
29 Num_tmp1  1 13 13
30 Num_tmp2  1 13 13
31 Num tmp3  1 13 13
32 Num voie  1 13 18
33 cal1      1 1 1
34 cal2      1 1 1
35 MEScal1   1 4 4
36 MEScal2   1 3 4
37 delta ref 1 1 1
38 cal2_cal1 1 1 1
```

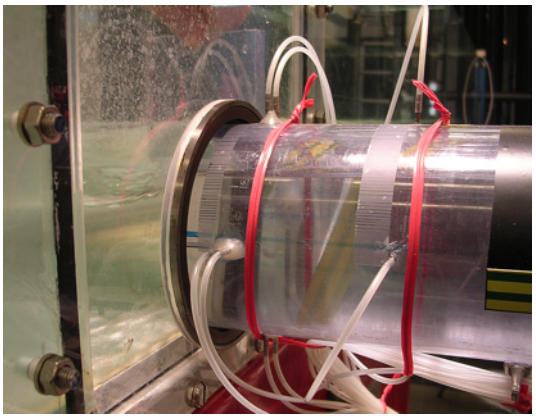
```
39 pente     1 5 1
40 off tmp1  1 1 1
41 off tmp2  1 1 1
42 offset    1 5 2
43 MES_cours 1 12 12
44 _________ 0 0 0
45 U capt    1 0 1
46 PT100 tmp 1 4 4
47 PT100 eau 1 3 4
48 pause     1 0 7
49 gros_Q    1 7 6
50 petit_Q   1 4 6
51 larg can  1 1 1
52 H canal   1 1 0
53 Sect can  1 1 1
54 grQcm3 s  1 1 1
55 Vcan_cms  1 1 1
56 pixR2     1 1 1
57 ptQcm3 s  1 1 1
58 Vcol cms  1 1 1
59 grQ moy   1 0 1
60 Vcan_moy  1 0 1
61 ptQ_moy   1 0 1
62 Vcol moy  1 0 1
63           0 0 0
64 ratioQ    1 3 0
65 grsQsurR  1 0 2
66 Hv        1 3 0
-Program Security-
0000
0000
0000
-Mode 4-
-Final Storage Area 2-
0
-CR10X ID-
0
-CR10X Power Up-
3
```

Annexe 12 Vues de la simulation d'un écran de contrôle du passage à pleine section sur le modèle réduit "FoCol"

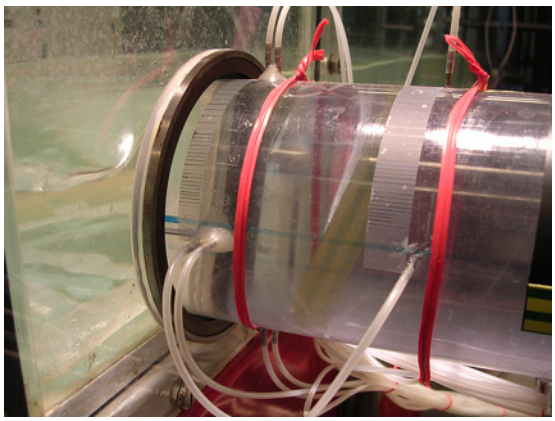
(a)



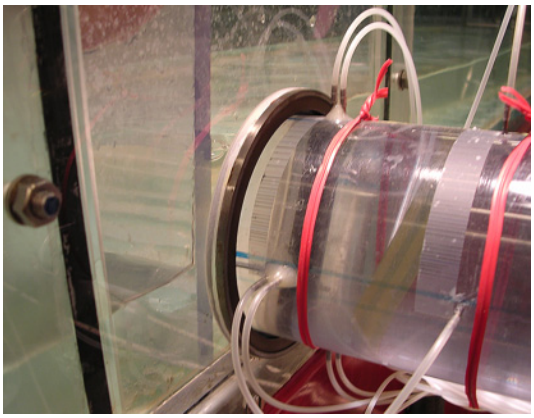
(b)



(c)



(d)



(e)

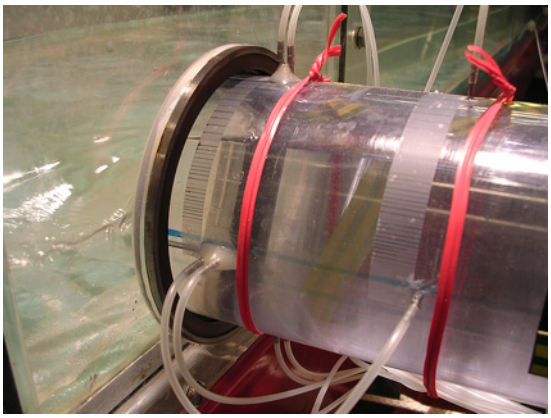


Planche 18 : simulation d'un écran de contrôle du passage à pleine section sur le modèle réduit "FoCol" (a) vue de l'écran à sec, (b) et (c) vues avec et sans écran à l'amont, écoulement à pleine section sans écran, (d) et (e) vues avec et sans écran à l'aval, écoulement à pleine section avec écran, pour chaque ligne de photos, les débits sont identiques