

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

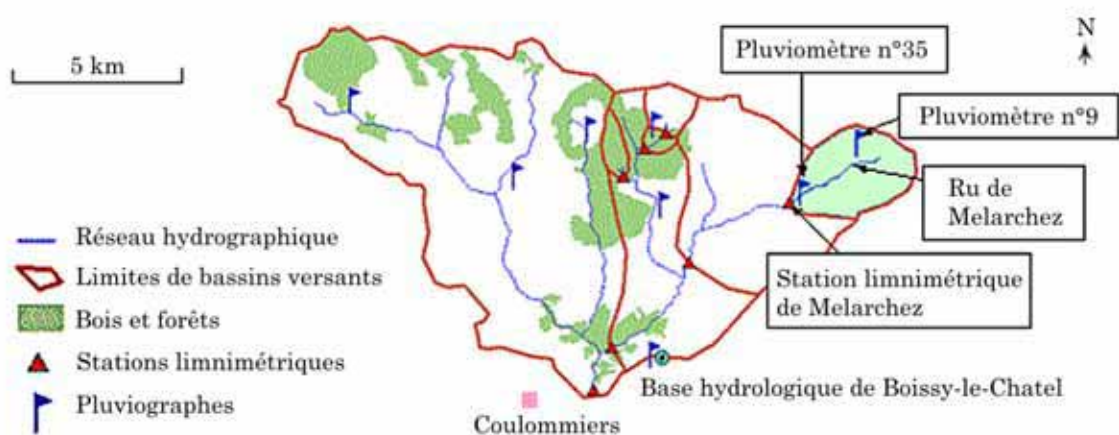
L'expérimentation de terrain exploitée dans le cadre de ce travail, pour l'étude des rejets de collecteurs de drainage enterré, a été mise en place sur un bras de fossé d'assainissement agricole, non ramifié et constituant une tête de bassin versant. Ce fossé, le ru de Fosse Rognon, est étudié sur une 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 km². 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 topographique¹ 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 débit² et du niveau de l'eau³ 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.



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.

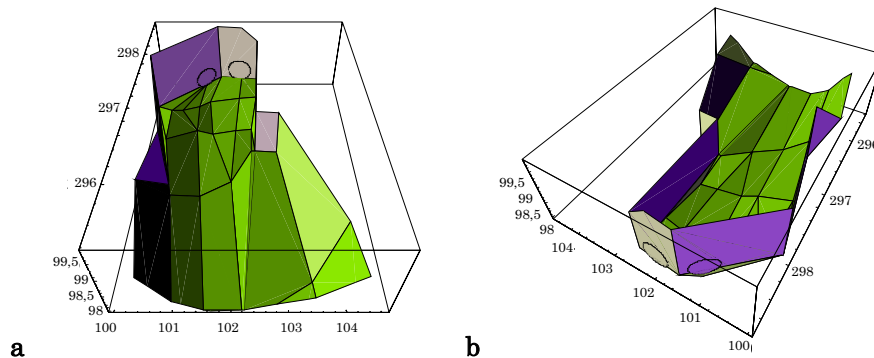


Figure 12 : vues schématiques en perspective du lit du fossé au voisinage des points "PZ1" et "PZ1bis". A gauche (a), vue depuis l'aval, à droite (b) vue depuis l'amont. Les axes de coordonnées portés sont propres au levé topographique.

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 2002¹. 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.

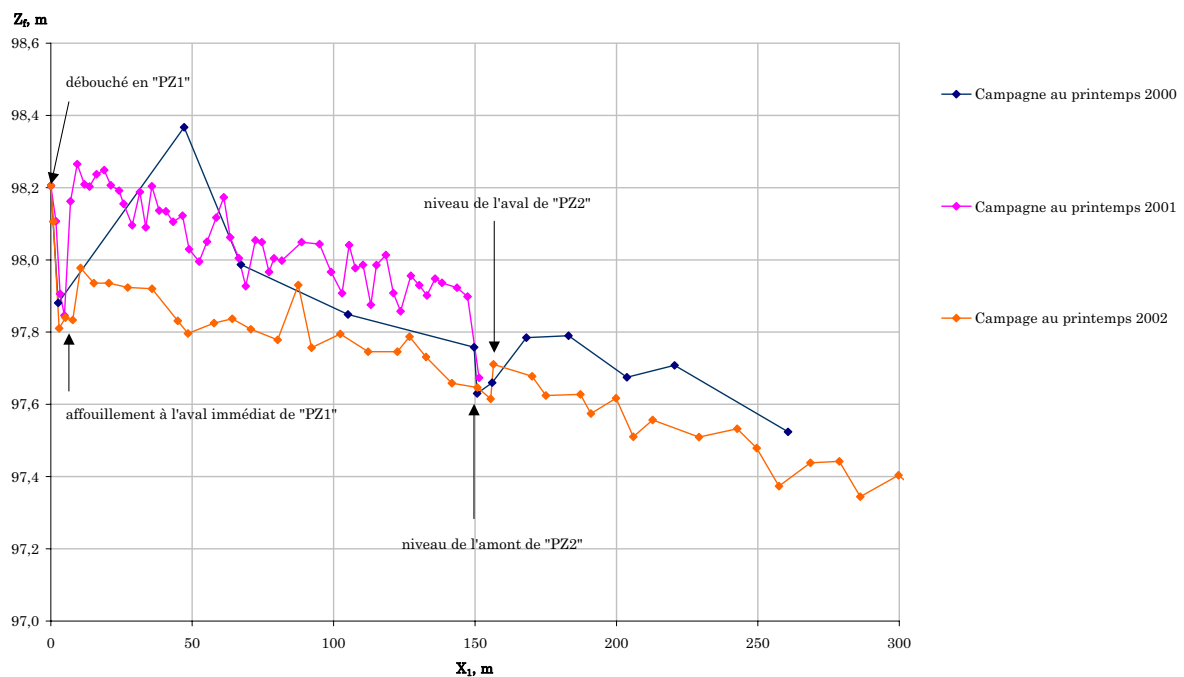


Figure 13 : profils en long du fossé à l'aval de "PZ1", cotes du radier établies en trois printemps successifs.

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.

Chapitre 2

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 point¹. 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.

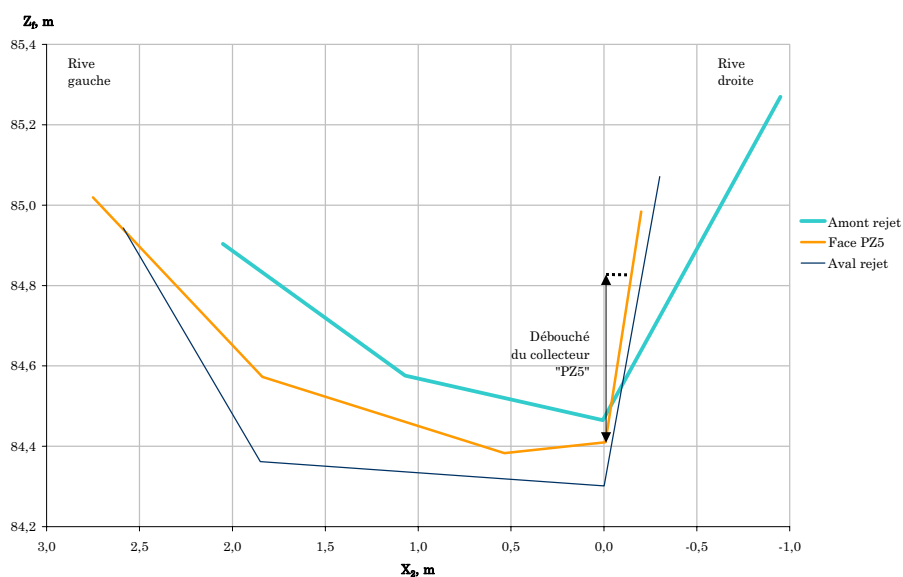


Figure 14 : profils en travers du lit du fossé au voisinage de "PZ5", établis en mai 2002.

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).

Chapitre 2

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 constructeur¹.

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 mesurées 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

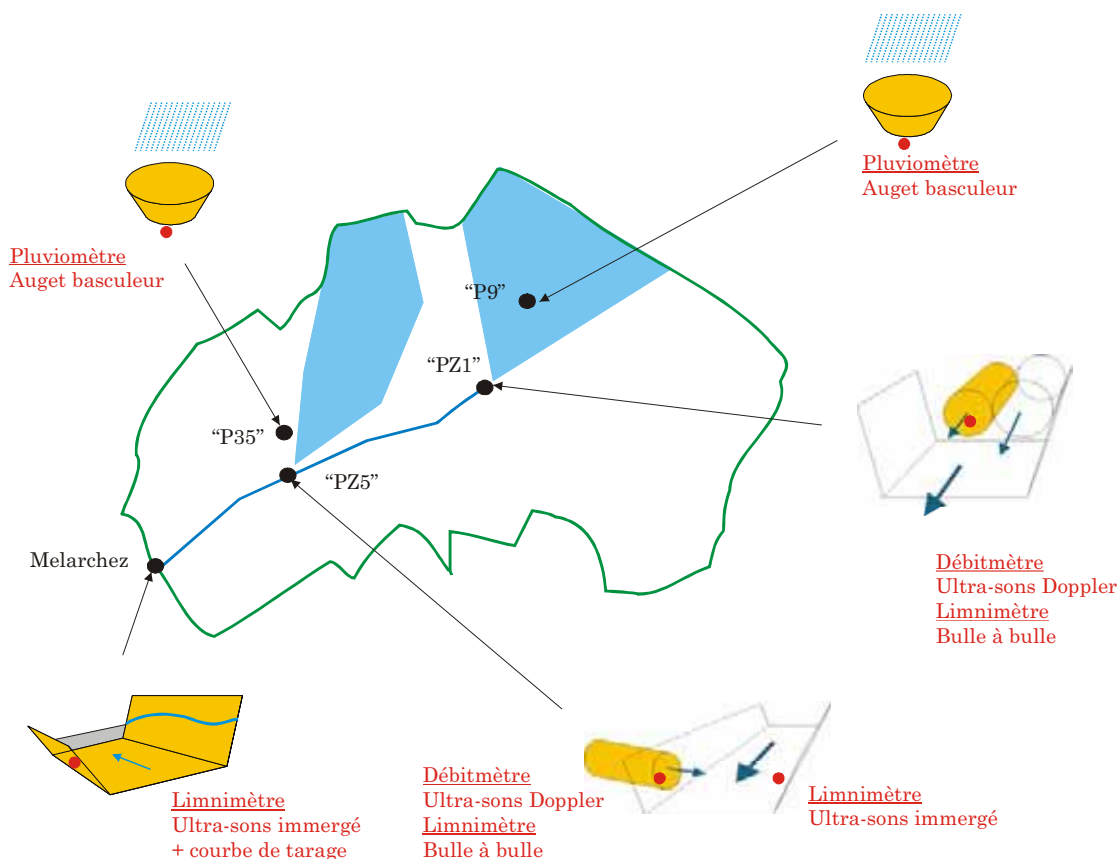


Figure 15 : carte schématique des points et méthodes de mesure utilisés ici. En vert : limite du bassin versant. En bleu, le ruisseau, et les superficies drainées desservies par les collecteurs instrumentés.

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 pointe¹, 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

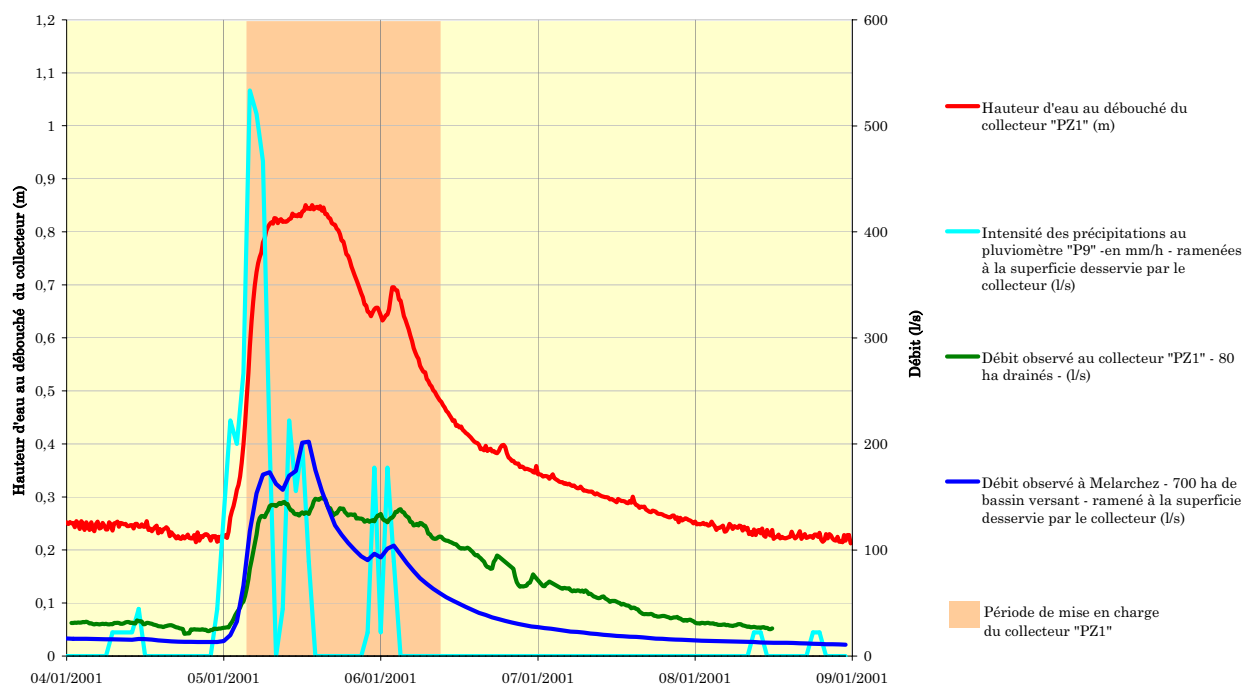


Figure 16 : chroniques des observations au collecteur "PZ1", à la station limnimétrique de Melarchez et au pluviomètre "P9", ramenées à une superficie équivalente, période du 4 au 9 janvier 2001

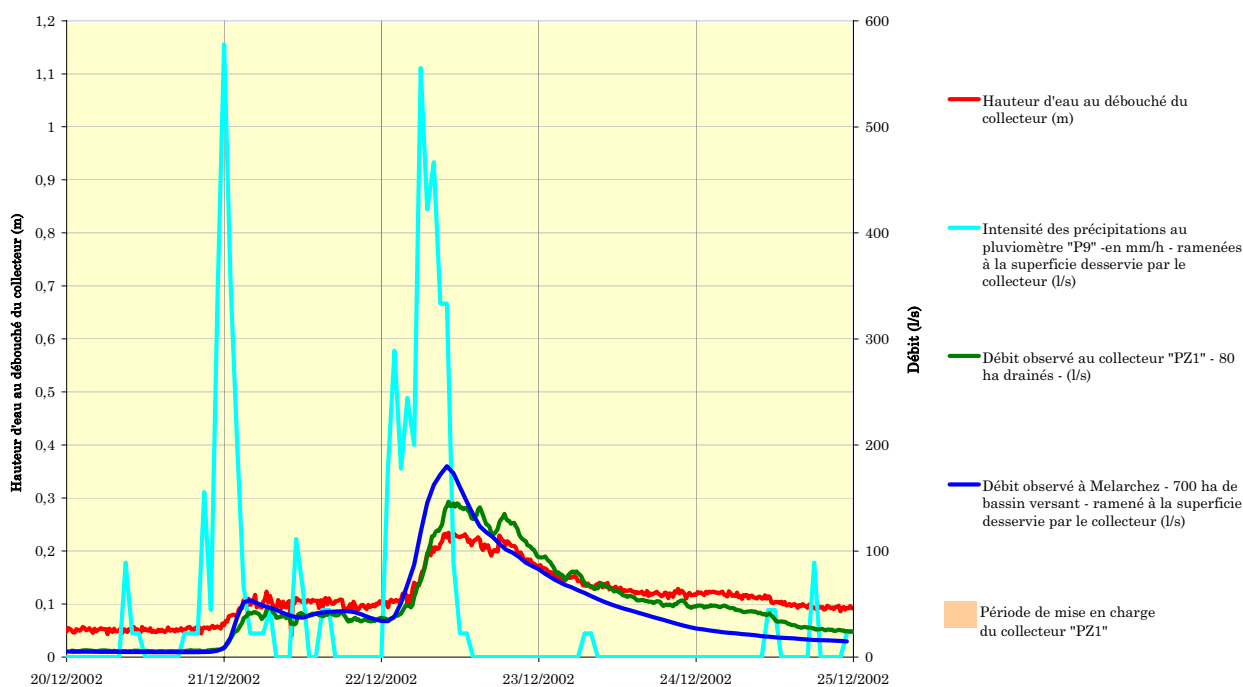


Figure 17 : chroniques des observations au collecteur "PZ1", à la station limnimétrique de Melarchez et au pluviomètre "P9", ramenées à une superficie équivalente, période du 20 au 25 décembre 2002

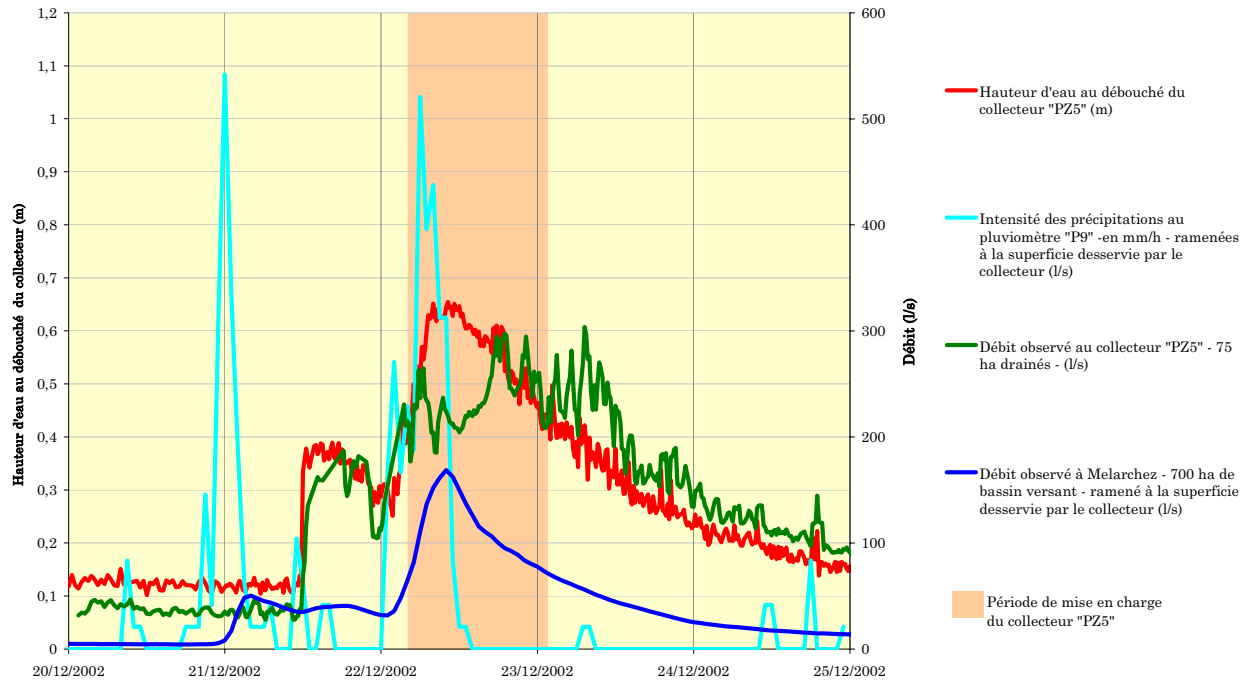


Figure 18 : chroniques des observations au collecteur "PZ5", à la station limnimétrique de Melarchez et au pluviomètre "P9", raménées à une superficie équivalente, période du 20 au 25 décembre 2002

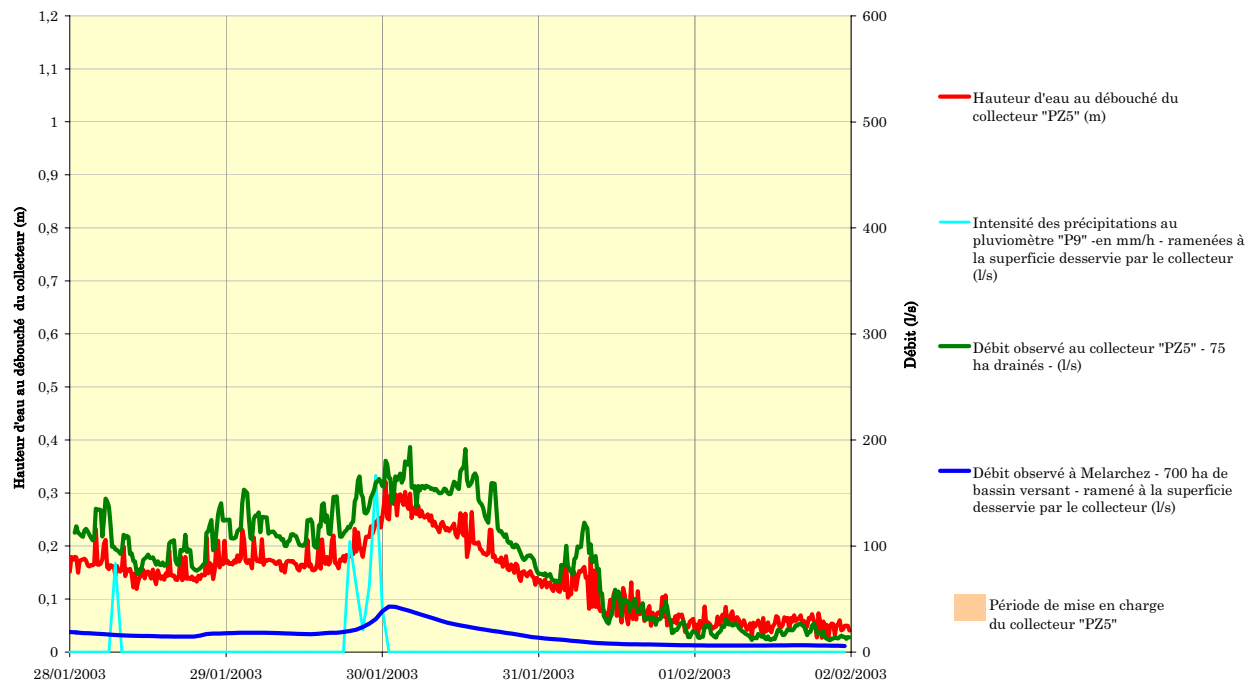


Figure 19 : chroniques des observations au collecteur "PZ5", à la station limnimétrique de Melarchez et au pluviomètre "P9", raménées à une superficie équivalente, période du 28 janvier au 2 février 2003

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.

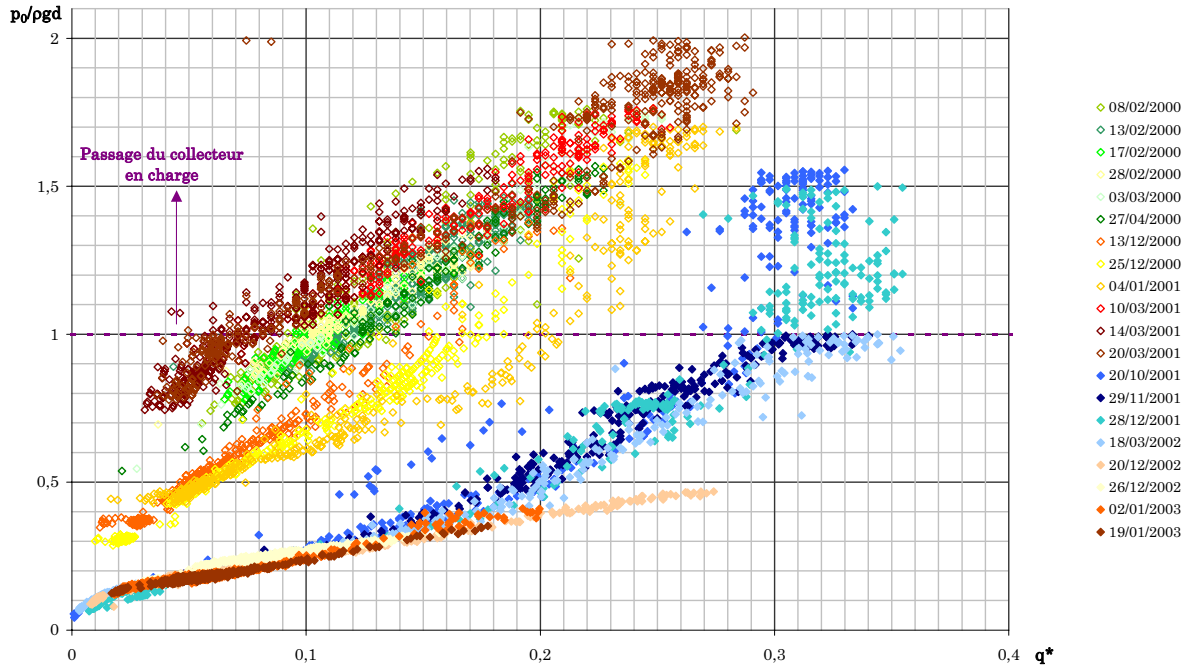


Figure 20 : Pression d'eau relative en fonction du débit adimensionnel, pour 20 épisodes de crue en "PZ1" (tête de bassin). Les données antérieures à l'opération de recalibrage du fossé (entre le printemps et l'automne 2001) sont repérées par un symbole évidé. Les données postérieures sont repérées par 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 $p_0/pgd = 1$, 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).

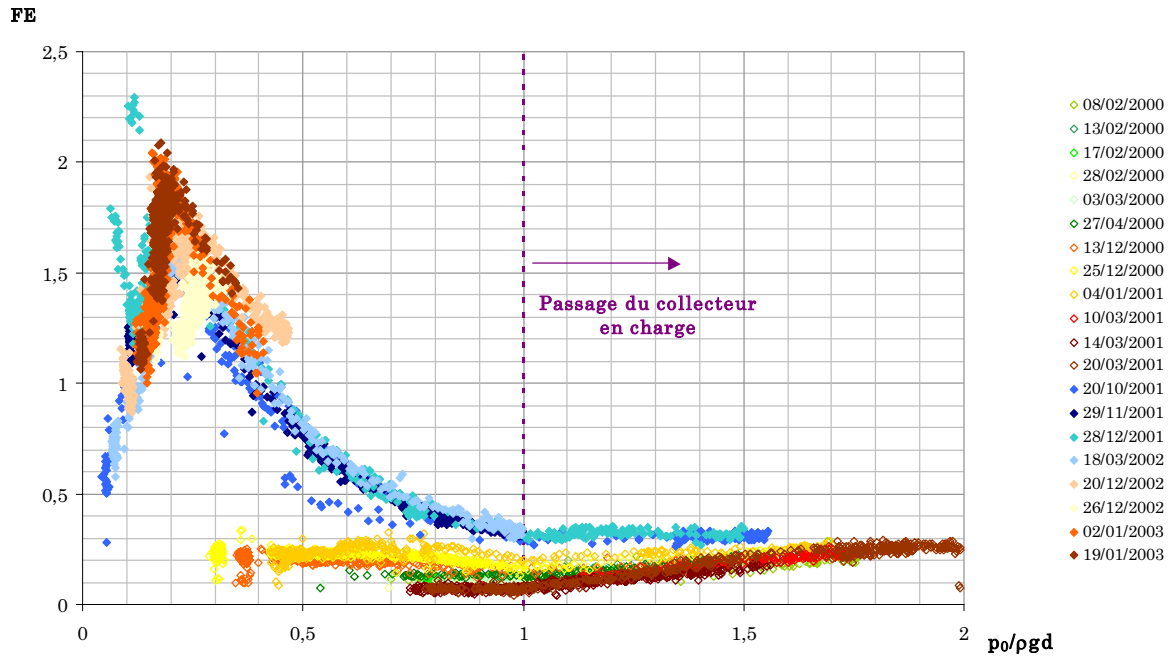


Figure 21 : Nombre de Froude étendu en fonction de la pression relative, pour 20 épisodes de crue en "PZ1" (tête de bassin). Les données antérieures à l'opération de recalibrage du fossé (entre le printemps et l'automne 2001) sont repérées par un symbole évidé. Les données postérieures sont repérées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

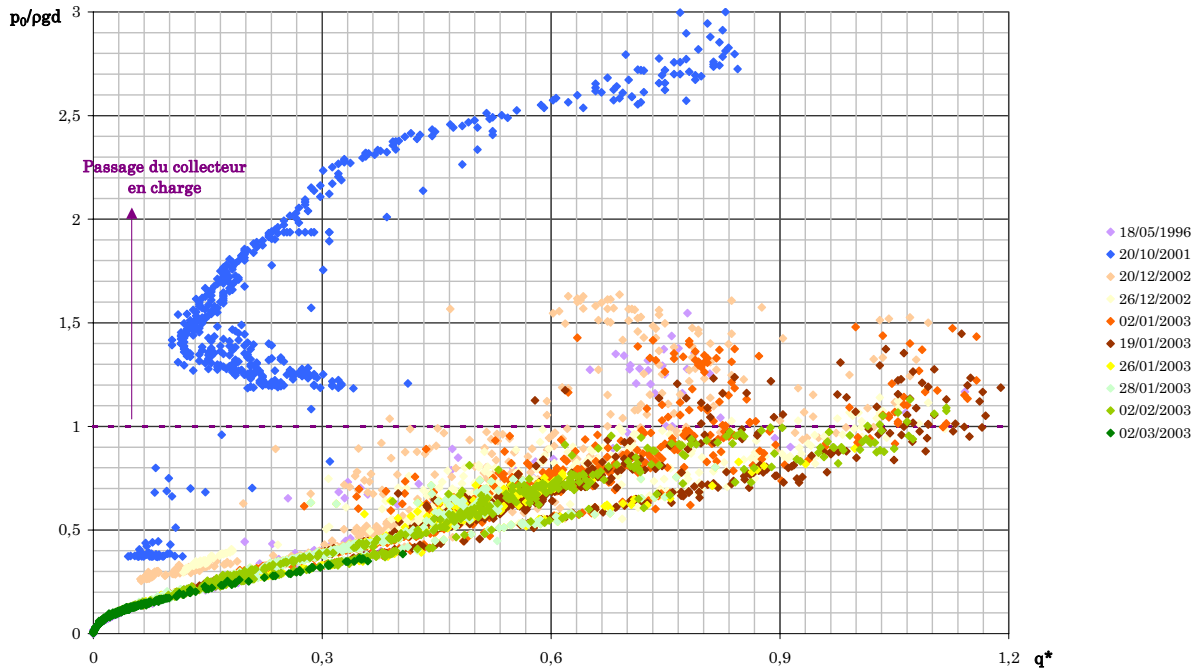


Figure 22 : Pression d'eau relative en fonction du débit adimensionnel, pour 10 épisodes de crue en "PZ5". Les données antérieures à l'opération de recalibrage du fossé (entre le printemps et l'automne 2001) sont repérées par un symbole évidé. Les données postérieures sont repérées par un symbole plein.

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 :

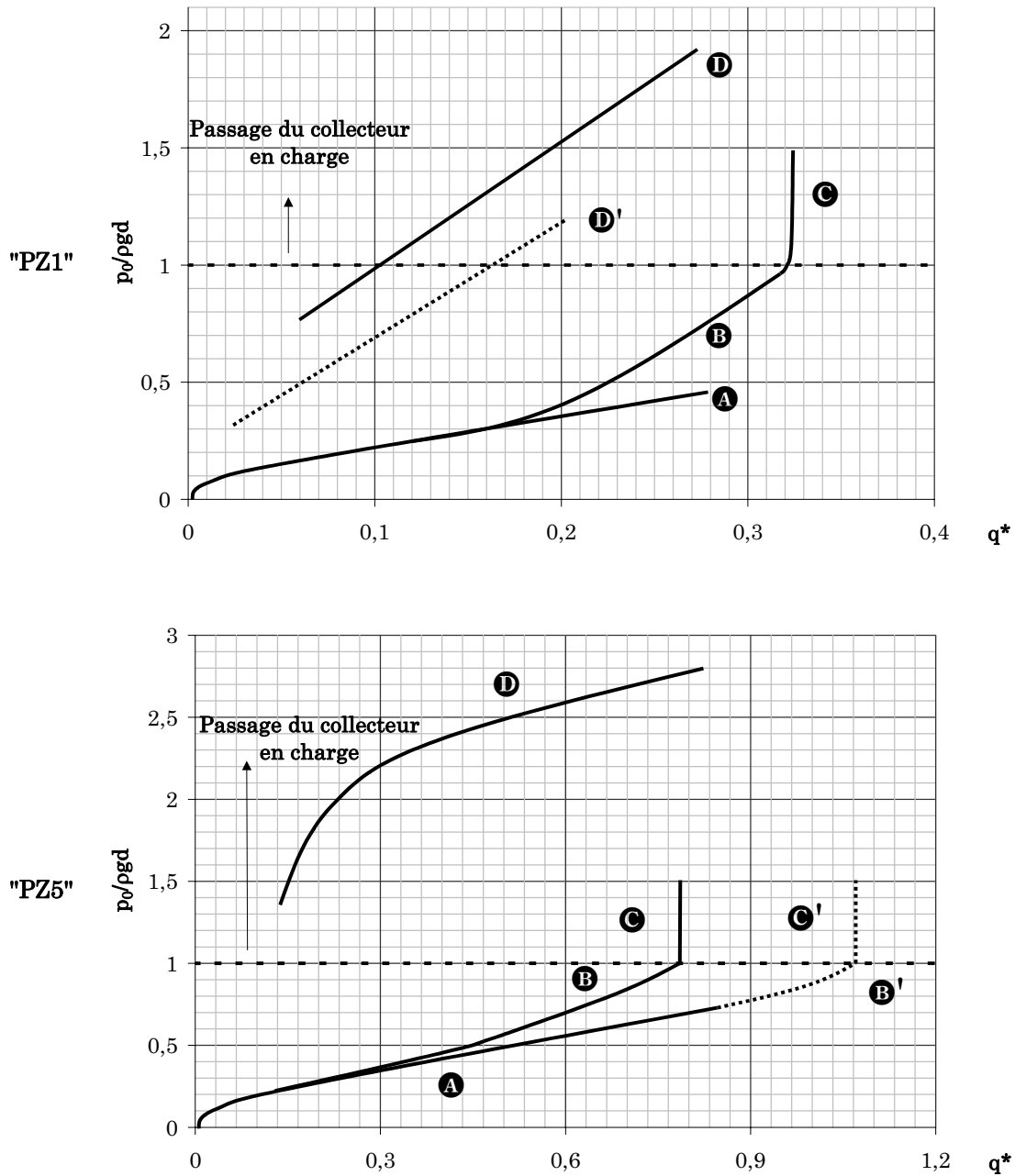


Figure 23 : tendances pour la pression d'eau relative en fonction du débit adimensionnel, en haut en "PZ1", en bas en "PZ5"

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 1/6^{ème}, 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 *F*ossé et d'un *C*ollecteur"

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 fossé¹.

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 surface 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 /ρg (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 _{cm} (-)	Re _{cm} 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 $F_{\text{Prototype}}$ le nombre de Froude observé dans la réalité, et $F_{\text{Modèle}}$ le nombre de Froude observé au même point du modèle réduit, les conditions de cette similitude doivent satisfaire :

$$(36) \quad F_{\text{Prototype}} = F_{\text{Modèle}}$$

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

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 :

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

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.

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

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 :

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

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.

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

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 /ρg (m) [']	q (m ³ /s)	q* (-)	F _{od} (-)	Re _{od} 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 θ ≈ 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 0,004 5	0 à 1,5	0,35 à 6,2
"PZ5 _{Modèle} " (d = 0,067 m, L = 0,33 m θ ≈ 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.

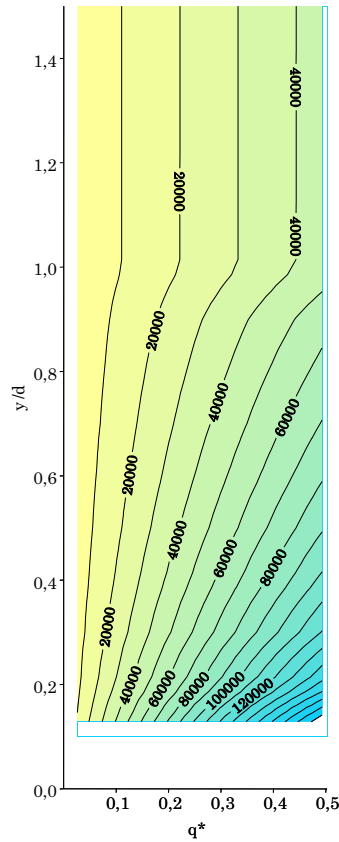


Figure 24 : courbes d'iso valeurs pour le nombre de Reynolds dans la conduite Re_{cd} , en fonction du débit adimensionnel q^* et du tirant d'eau relatif y/d

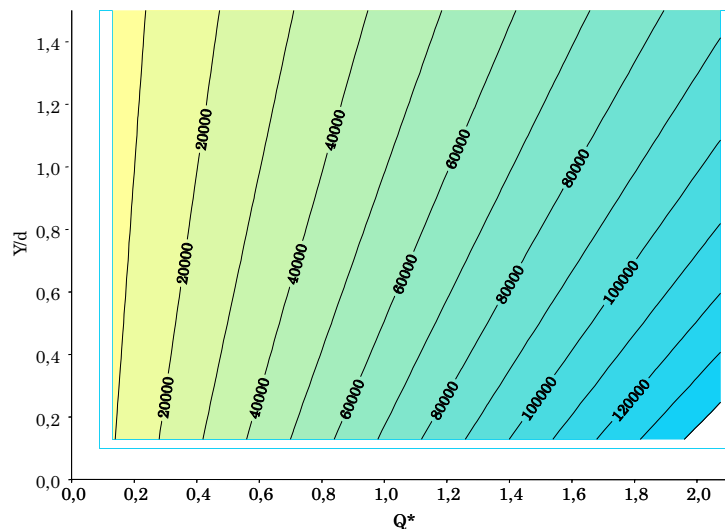


Figure 25 : courbes d'iso valeurs pour le nombre de Reynolds dans le canal Re_{cn} , en fonction du débit adimensionnel Q^* et du tirant d'eau relatif Y/d

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 $p/\rho g$ ¹ (m)	q (m ³ /s)	q^* (-)	F_{cd} (-)	Re_{cd} $\times 10^4$ (-)	V_m (m/s)	Y_m (m)	Q (m ³ /s)	F_{cm} (-)	Re_{cm} $\times 10^4$ (-)
"FoCol" ($d=0,08$ m, $L=0,30$ m $\theta=90^\circ$)	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.



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.

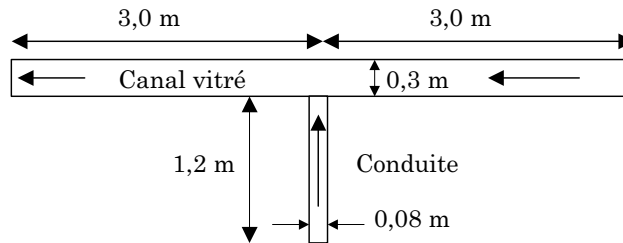


Figure 26 : dimensions générales dans un plan horizontal, de l'expérimentation "FoCol"

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).

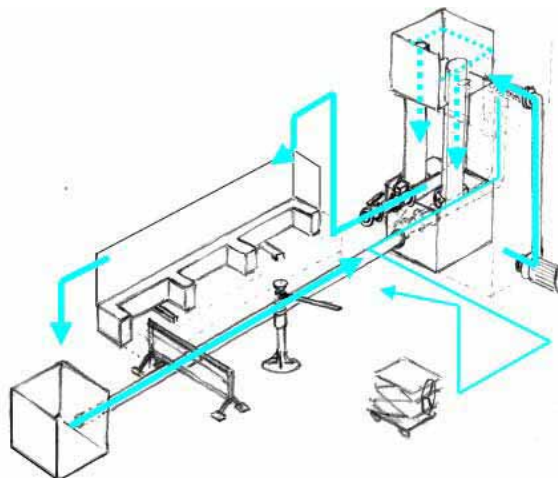


Figure 27 : représentation schématique du fonctionnement du circuit de recirculation. Une moitié avant de l'expérimentation, ainsi que la conduite latérale, ont été laissée non dessinées.

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 déflexion 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.

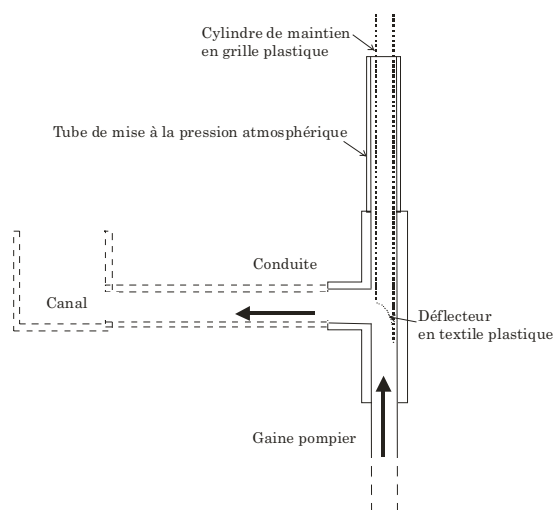


Figure 28 : schéma en coupe du dispositif d'alimentation en entrée de la conduite



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 électro-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 couissant 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 donnée. 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.

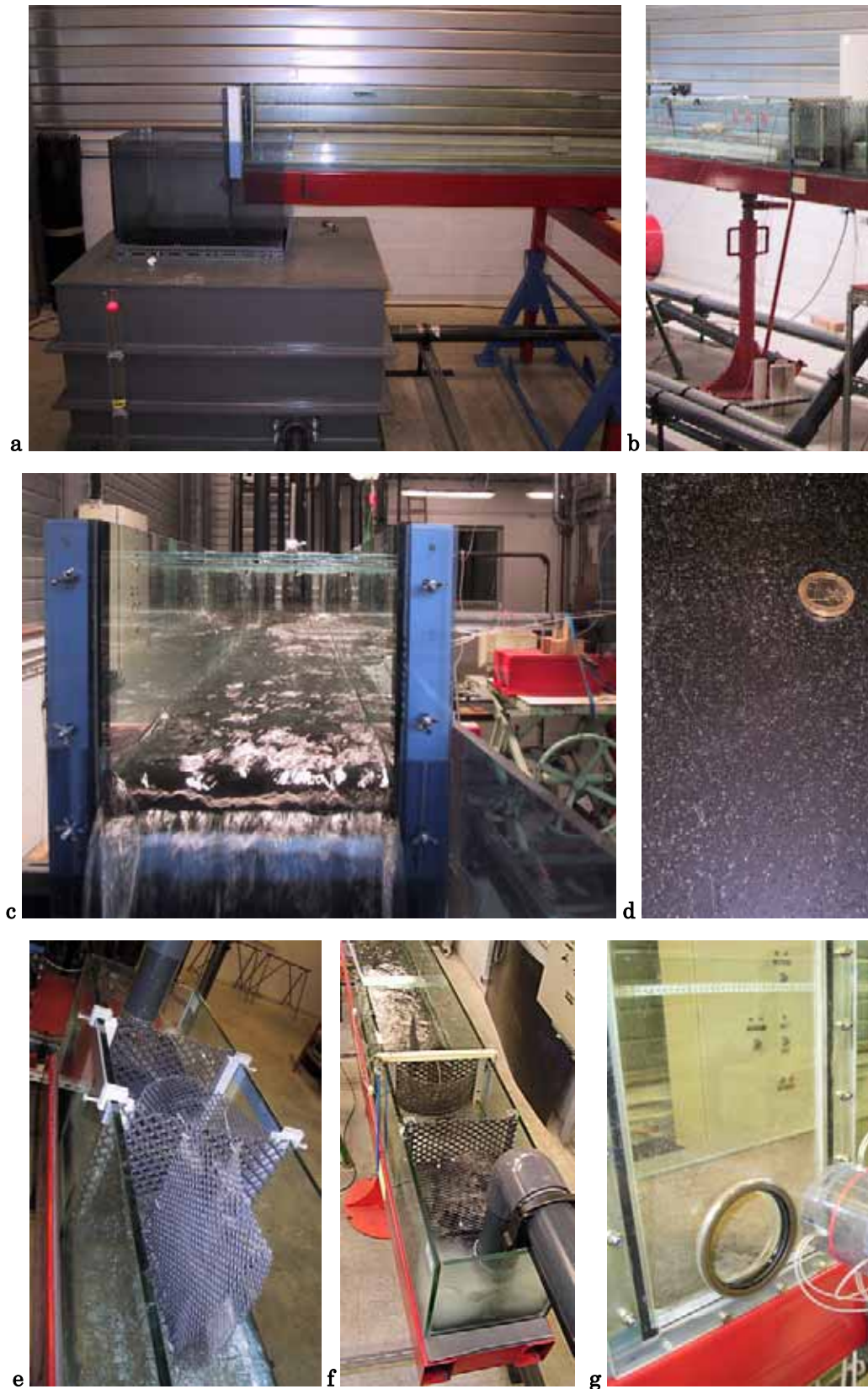


Planche 11 : vues du canal vitré. (a) Partie aval du canal, tréteau support et pivot, bac au sol du circuit de recirculation avec son niveau d'eau (b) Vérin permettant d'ajuster la pente du canal (c) déversement à l'aval du canal, dispositif de serrage de la plaque déversoir (d) détail du matériau recouvrant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

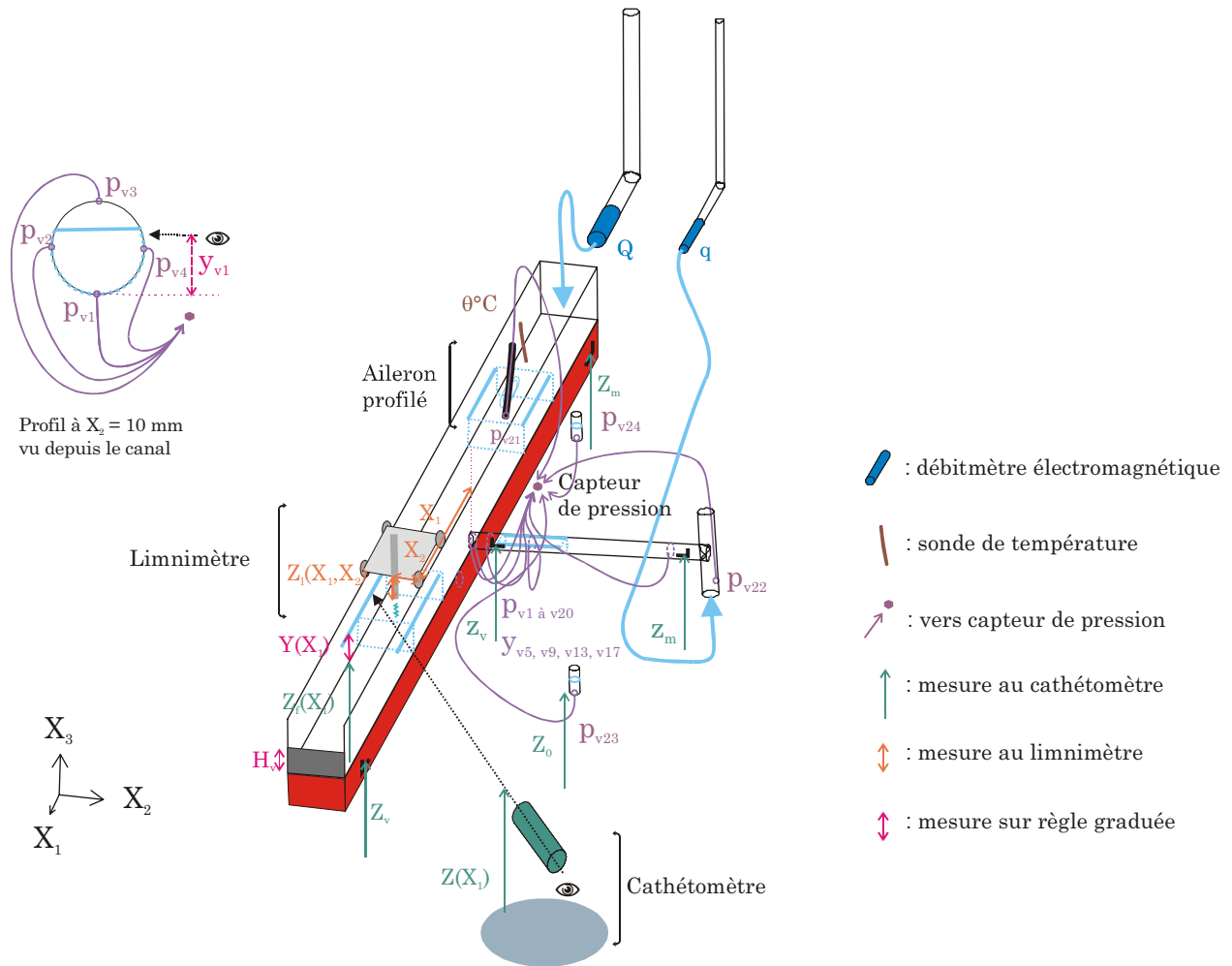
La loi d'ouvrage est recherchée sous une forme mono-dimensionnelle (hauteurs ou pressions pour des profils transversaux en amont et aval de la jonction, débits en entrée), le recours à des mesures locales et tri-dimensionnelles de l'écoulement est donc limité.

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 où sont effectuées des mesures quantitatives effectuées sur le modèle réduit "FoCol".



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

1/ mesures d'altitudes au cathétomètre¹, fiables et précises. On leur associe une incertitude type de $\pm 0,126$ 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 altitudes 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 cathétomètre¹ 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 $\pm 0,1 \%$ 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 $\pm 0,76$ 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.

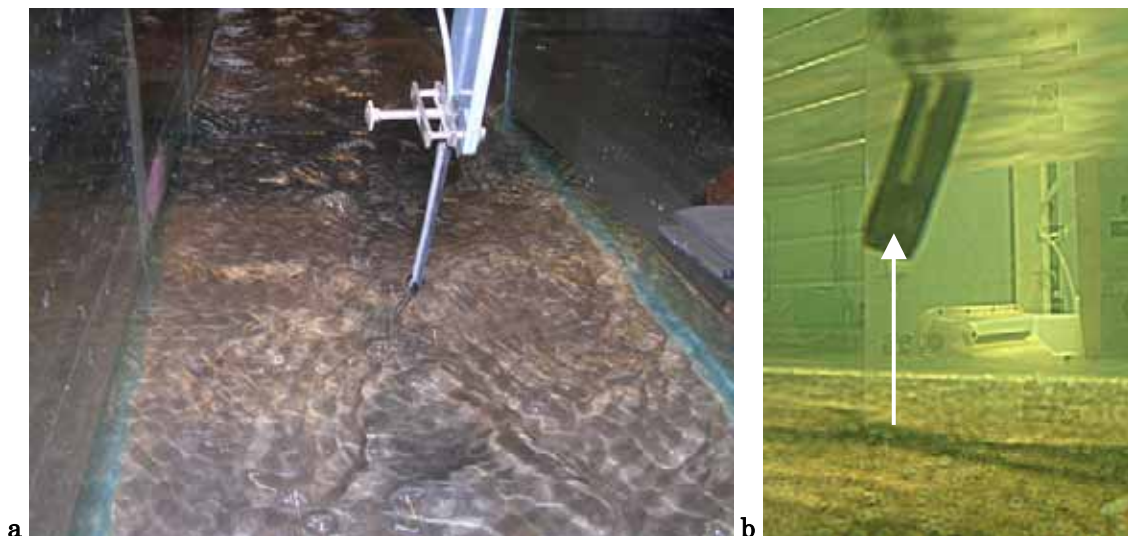


Planche 13 : vues de l'aileron de prise de pression dans le canal (voie 21) ; la flèche blanche désigne l'emplacement de l'orifice latéral

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 $\pm 0,55 \%$ de la valeur mesurée si la vitesse est supérieure à 0,4 m/s, $\pm 0,002$ m/s sinon. L'erreur sur un débit de 12 l/s est ainsi de $\pm 0,066$ 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 $\pm 0,05$ 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 $Z_1(X_1, X_2)$ 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 ($81,0 \pm 0,5$ mm).

La précision des graduations de la règle coulissante du limnimètre est de $\pm 0,5$ 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 ($Z_t - I.X_1$). 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) :

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

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

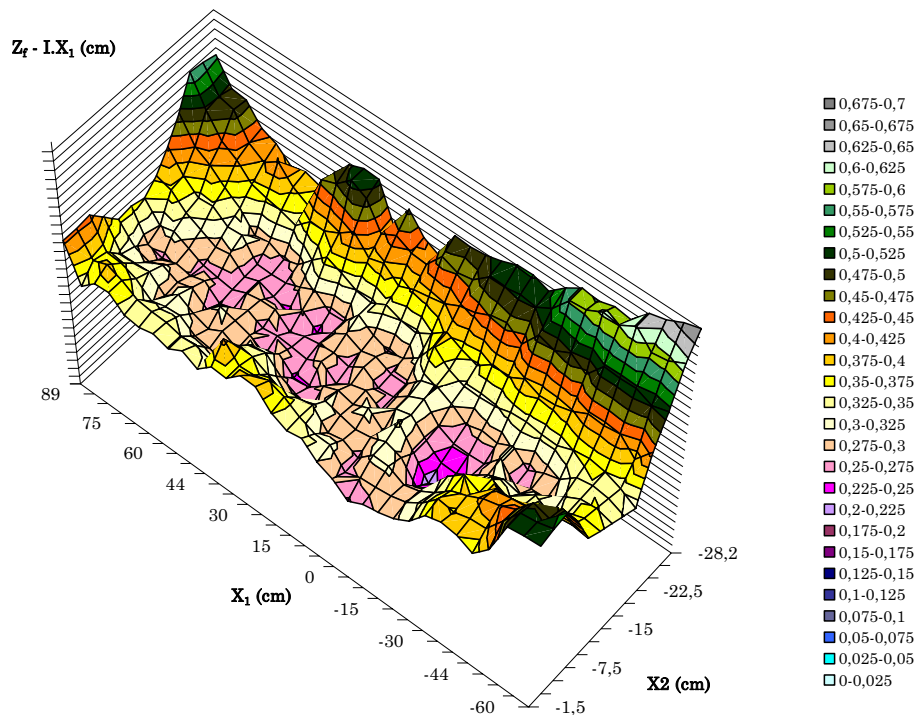


Figure 30 : vue tridimensionnelle du relief de la surface de la plaque de PEHD collée au fond du canal. En altitude, la grandeur portée est $Z - I.X_1$, caractérisant l'épaisseur entre la paroi en verre et le fond réel. L'altitude est portée en cm. Chaque graduation correspond à 0,025 cm.

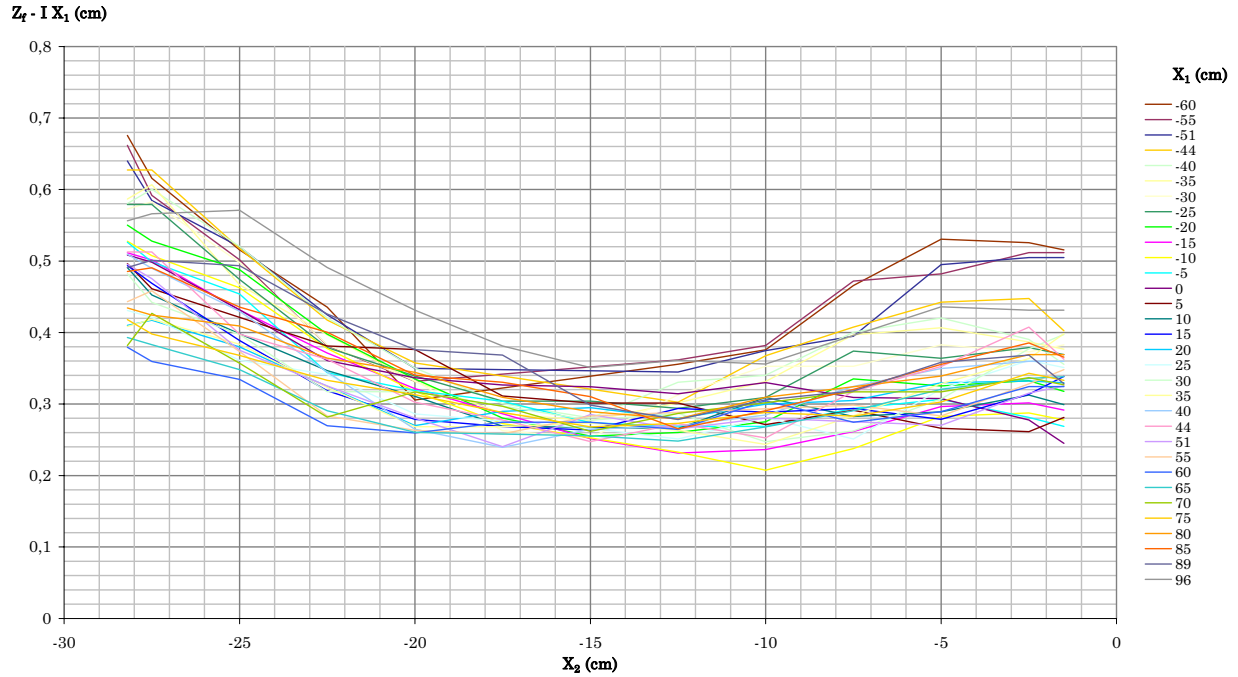


Figure 31 : profils en travers du fond pour différentes valeurs de X_1 . La grandeur portée est $Z_t - I.X_1$, caractérisant l'épaisseur entre la paroi en verre et le fond réel. L'altitude est portée en cm.

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) :

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

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 0,00324¹.

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} à p_{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) :

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

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 vitesses 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/s¹.

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) :

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

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 $4R_h$:

$$(46) \quad \frac{260\sqrt{2}KR_h^{7/6}}{k'\sqrt{g}} < \text{Re}$$

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, $K = 80 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$, suivant le calage ci-après :

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

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.

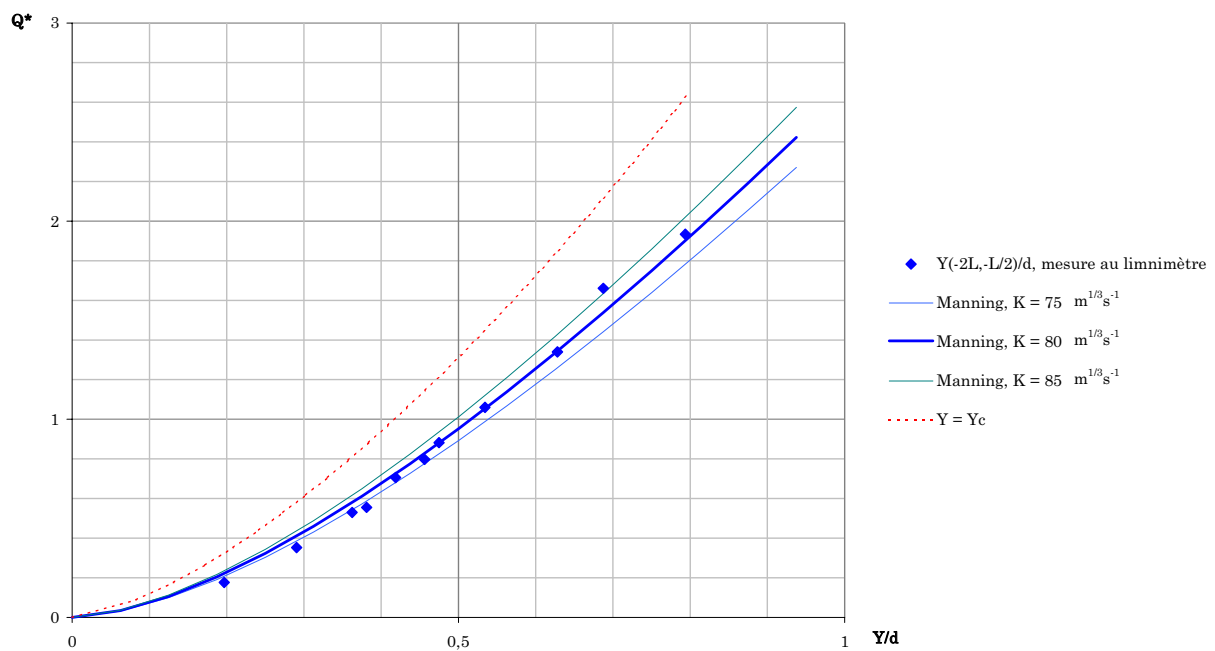


Figure 32 : graphe du calage du coefficient de Manning-Strickler du canal ; Q^* en fonction de Y/d . données expérimentales et courbes théoriques pour $K = 75, 80, \text{ et } 85 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$

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 $80 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$.

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.

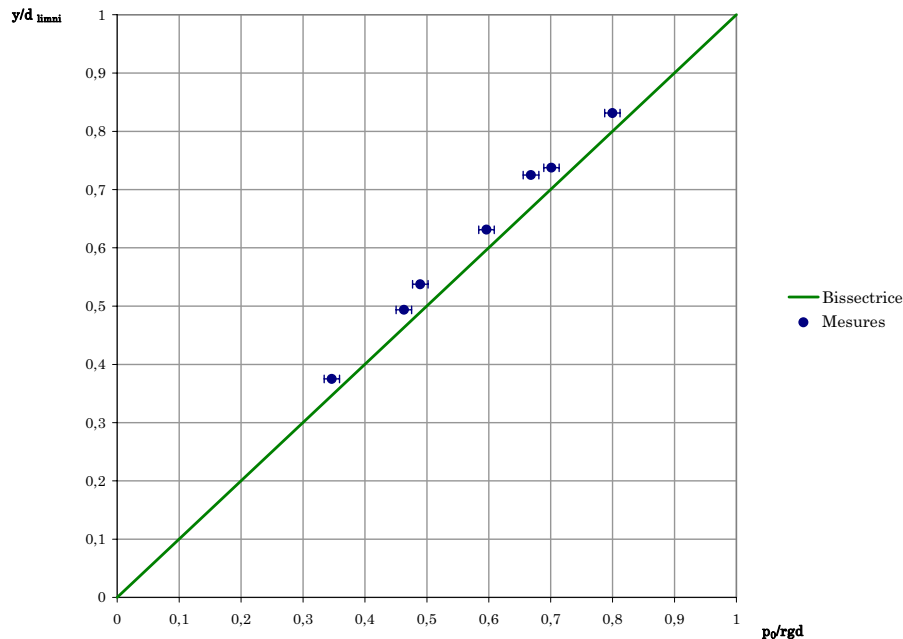


Figure 33 : relation entre une mesure directe au limnimètre du tirant d'eau relatif à la verticale du point ($X_1 = 0$, $X_2 = 1$ cm) et la hauteur de colonne d'eau déduite de la mesure de pression en ce point au fond de la conduite, divisée par le diamètre (voie 1). Les cercles pleins représentent les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

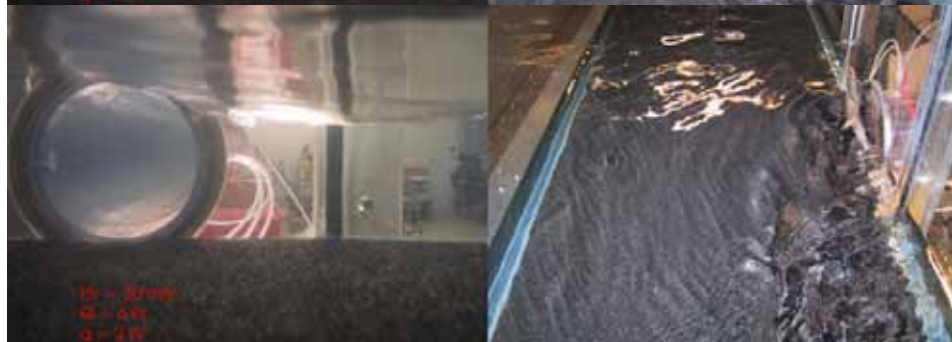
a
Amont
en
équilibre
(EQ)



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.

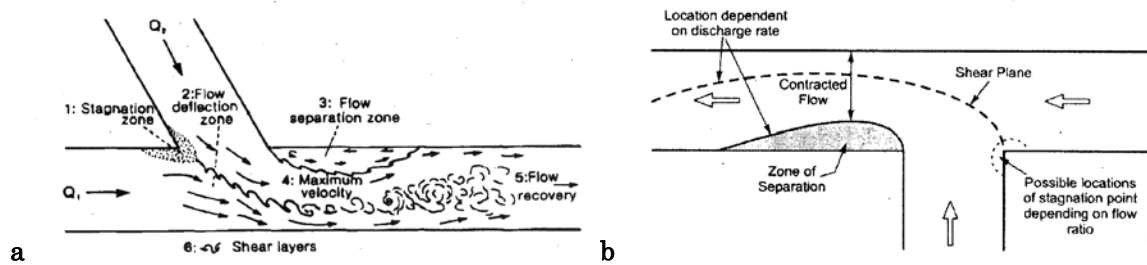


Figure 34 : les éléments caractéristiques de l'écoulement au voisinage d'une jonction de canaux à surface libre (a) d'après Biron et al. (1996) ; (b) d'après Weber et al. (2001)

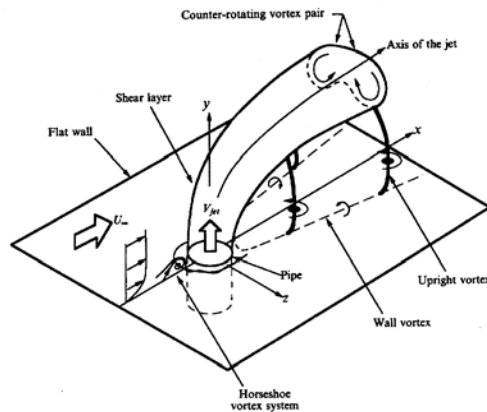


Figure 35 : les éléments caractéristiques de l'écoulement au voisinage d'un jet entrant dans un courant transversal, d'après Kelso et al. (1996)

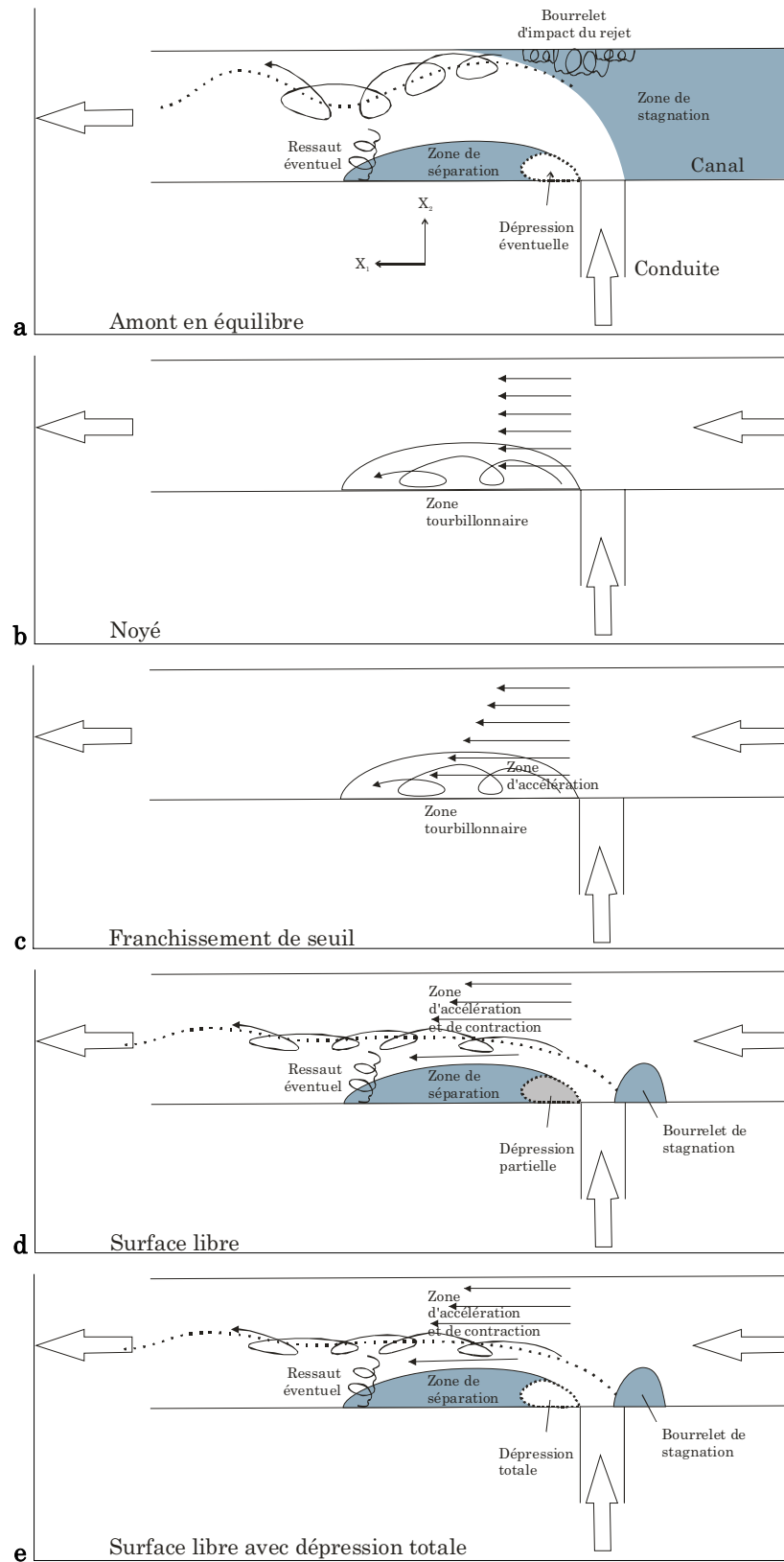


Figure 36 : vues dans un plan horizontal des éléments caractéristiques de l'écoulement au voisinage d'une jonction de canaux à surface libre, pour les différentes situations de la planche 14.

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 ; Dymment 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.

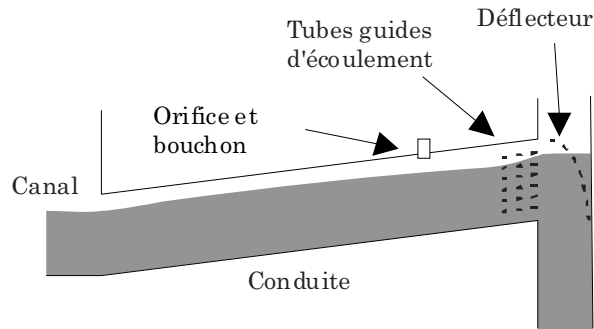


Figure 37 : schéma de la conduite, présentant le déflecteur, les tubes guides d'écoulement et l'orifice d'entrée d'air

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.

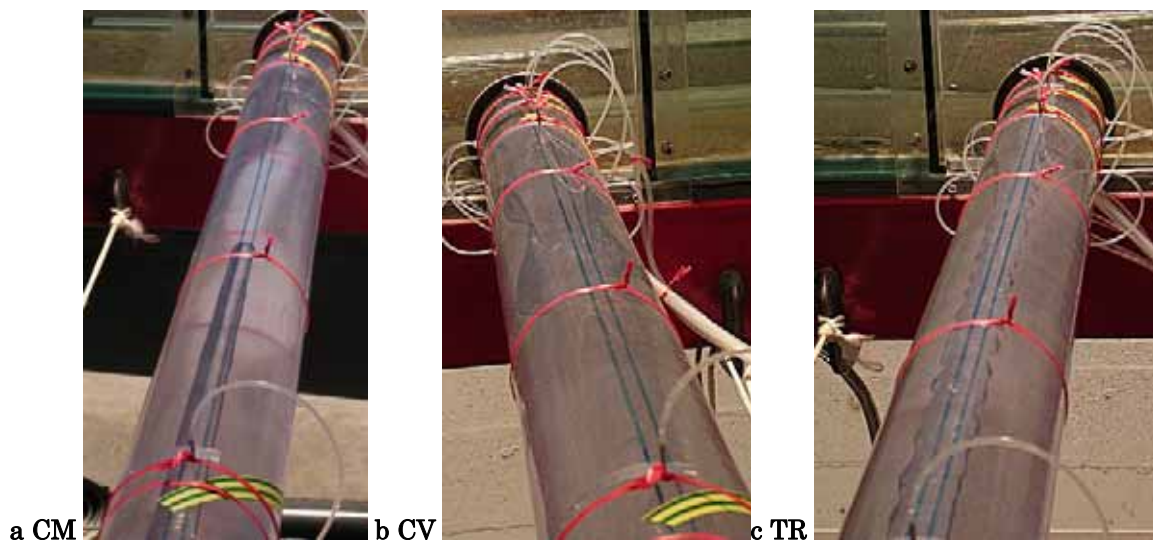


Planche 15 : vues et dénominations des trois types d'écoulement mixtes observés dans la conduite. (a) Cavité amont occupant une demi longueur de conduite (b) Cavité aval. on distingue les oscillations stationnaires de la surface libre. (c) Surface libre de transition déformée.

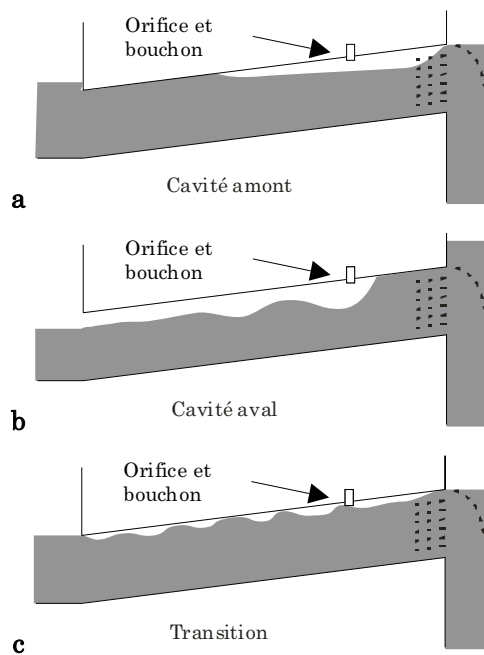


Figure 38 : vues dans un plan vertical des éléments caractéristiques de l'écoulement de transition pleine section / surface libre dans la conduite

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 près¹) 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 OX_1 pour certaines mesures, et il était impossible de s'approcher de moins de 1,5 cm des parois du canal.

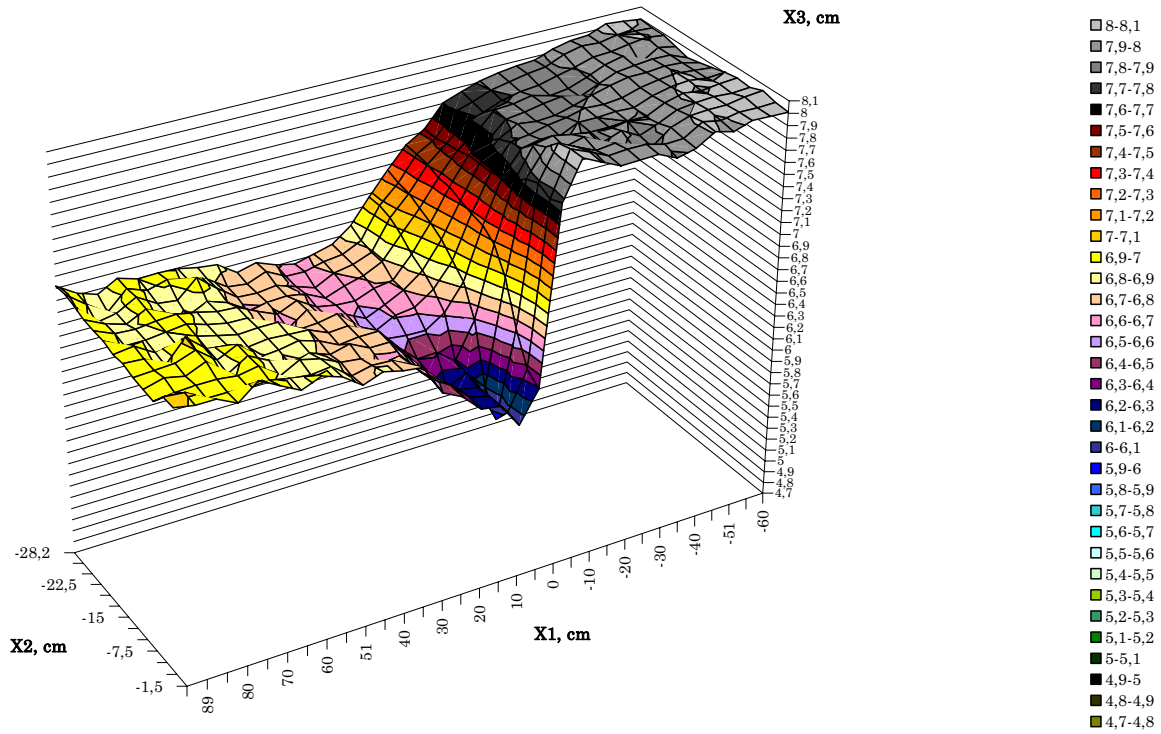


Figure 39 : topographie de la surface libre d'après un levé au limnimètre ($Q=6$ l/s soit $Q^*=1,06$; $q=2$ l/s soit $q^*=0,35$; $H_v=30$ mm)

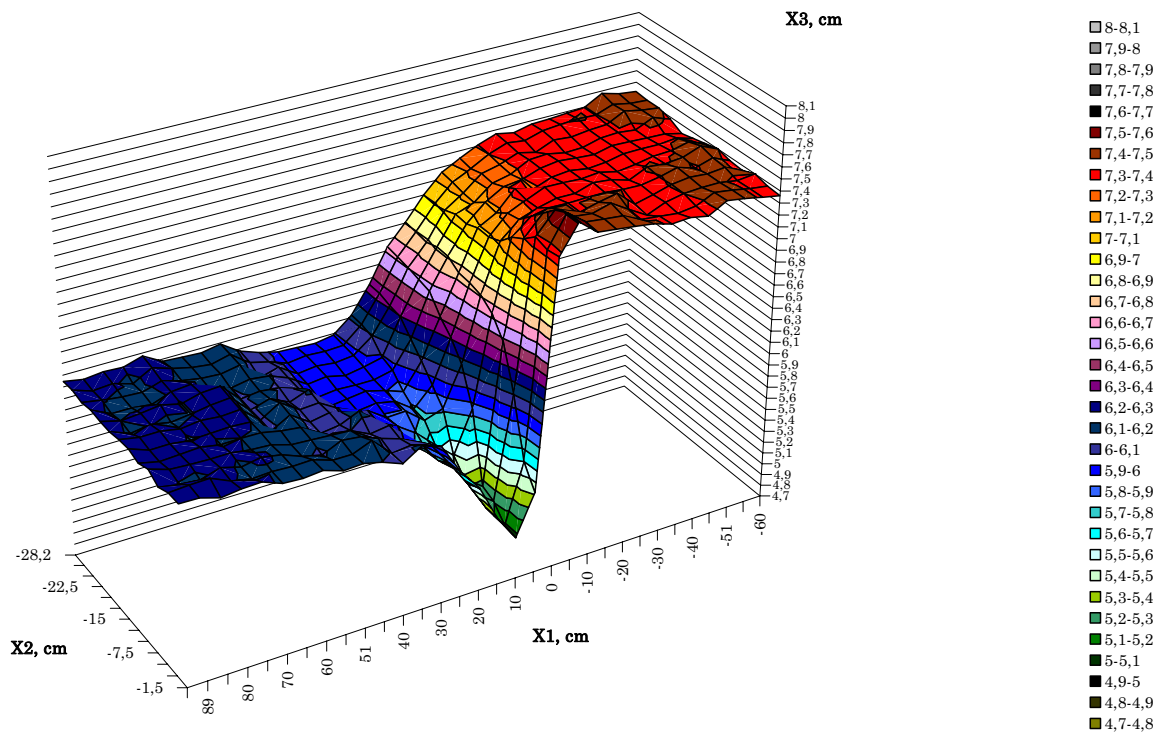


Figure 40 : topographie de la surface libre d'après un levé au limnimètre ($Q=6$ l/s soit $Q^*=1,06$; $q=2$ l/s soit $q^*=0,35$; $H_v=25$ mm)

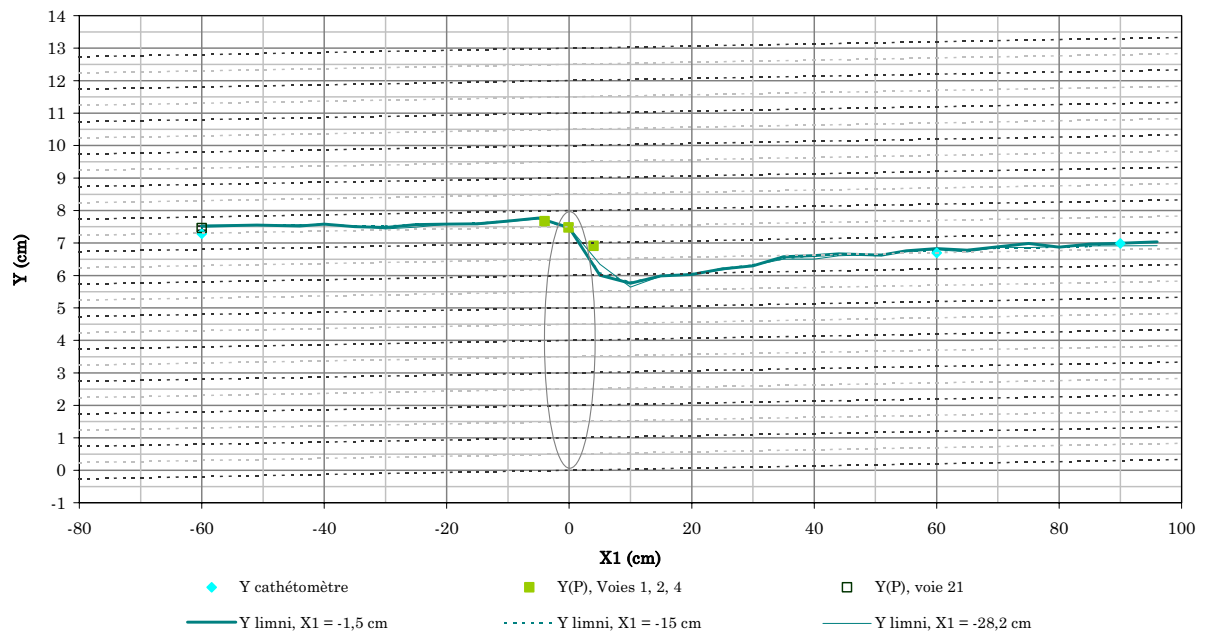
On relèvera sur ces deux graphiques la présence du bourrelet de stagnation à l'amont immédiat de la jonction et de la dépression à l'aval. On peut noter que la dépression est plus

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.



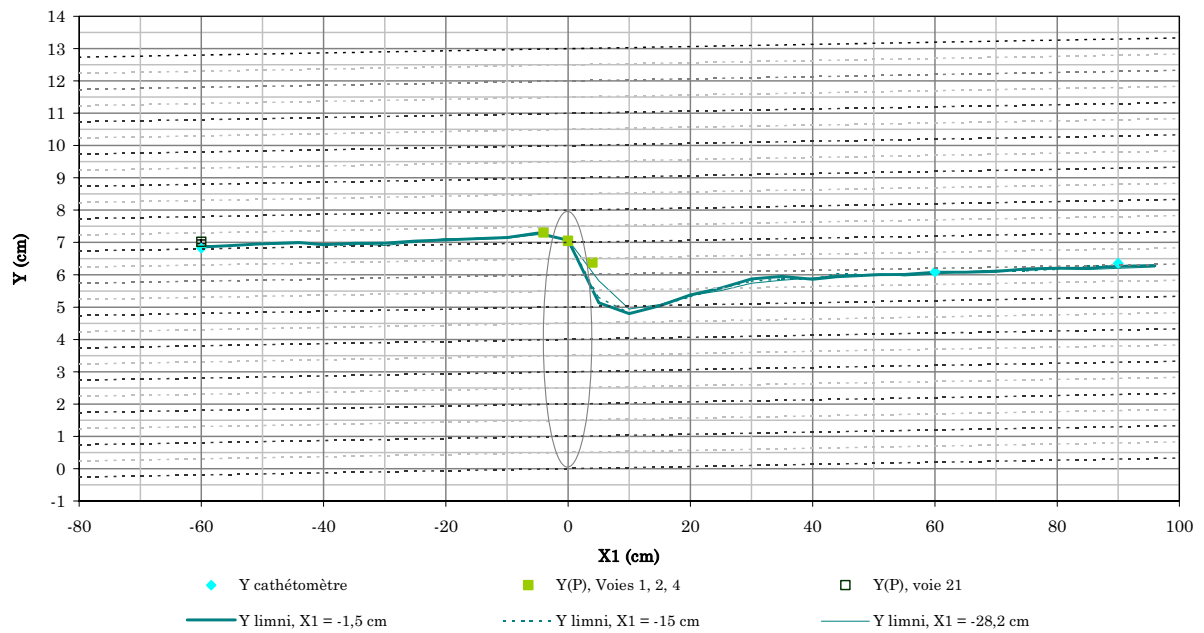


Figure 42 : profil en long du canal d'après un levé au limnimètre, complété de mesures de pression (voies 1 à 4 et 21), et de mesures de tirant d'eau au cathétomètre ($Q=6$ l/s soit $Q^*=1,06$; $q=2$ l/s soit $q^*=0,35$; $H_v=25$ mm)

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).

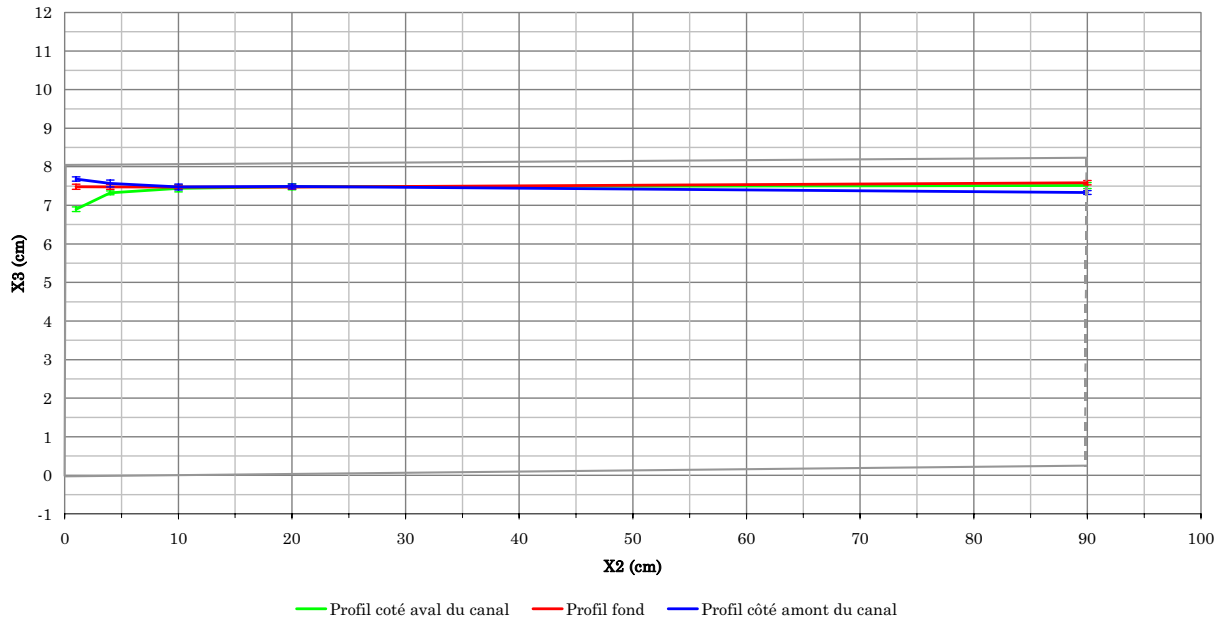


Figure 43 : Profil en long des pressions, traduites en altitude du sommet de la colonne d'eau (même origine que X_3). La pression est donnée en cm. Trois profils sont présentés : l'un résulte des données des voies placées au fond de la conduite (voies 1, 5, 9, 13 et 17), les deux autres sont tirés des 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 $80 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$. 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 $80 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$. La condition limite aval imposée au canal est ici la somme de la hauteur H_v et du tirant d'eau critique pour le canal (les formules classiques de déversoir ne se sont pas révélées applicables dans ce contexte¹).

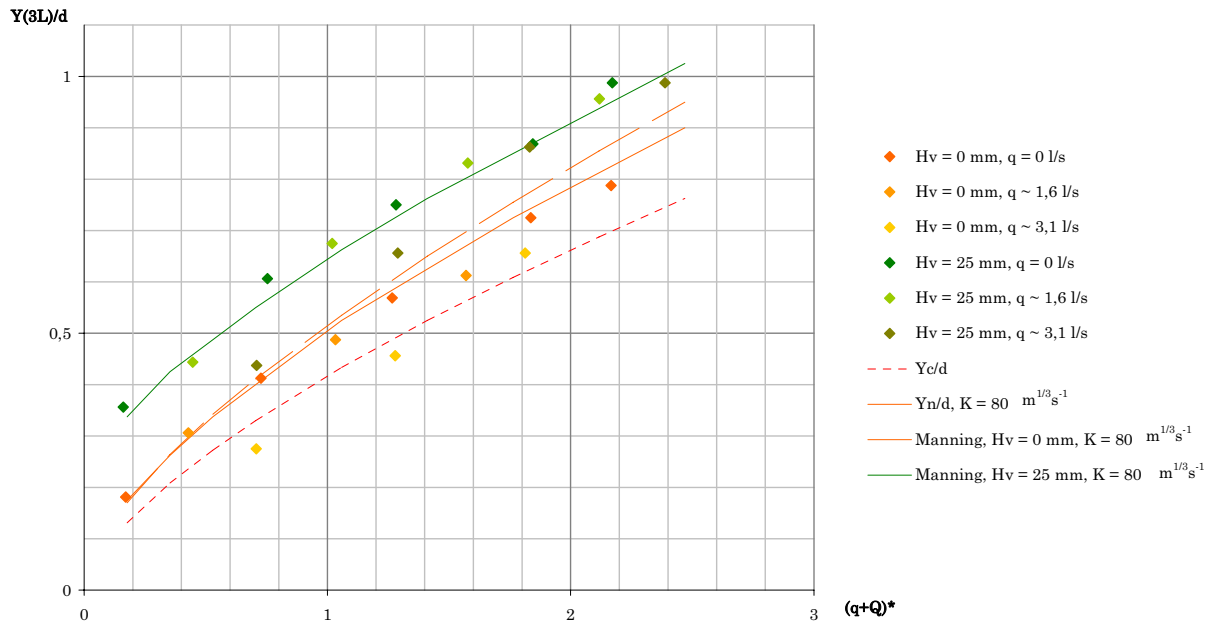


Figure 44 : relation entre le tirant d'eau en $X_1 = 3L$ et le débit total, pour différentes hauteurs de déversoir. La couleur des points de données est modulée suivant la valeur de q . Les données pour $q = 0 \text{ l/s}$ sont comparées à des tirants d'eau issus de courbes de remous théoriques

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 $H_v = 25 \text{ mm}$, et jusqu'à $q = 2,0 \text{ l/s}$, 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.