



COACHS

Guide Technique n°3

Évaluer le débit déversé par le trop-plein de station de pompage à partir de la mesure de hauteur(s) d'eau

Auteurs : José Vazquez^{1,2}, Claude Joannis^{3,6}, Matthieu Dufresne^{1,2}, Martin Fischer^{1,2},
Gislain Lipeme Kouyi^{4,5}, Enric Corbella Reventos^{4,5}, Salma Bellahcen^{1,2}, Gilles
Isenmann^{1,2}

¹ Ecole Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg (ENGEES)

² Laboratoire des Sciences de l'Ingénieur, de l'Informatique et de l'Imagerie (ICube), Equipe Mécanique des Fluides

³ Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et Des Réseaux (IFSTTAR)

⁴ Institut National des Sciences Appliquées de Lyon (INSA)

⁵ Laboratoire de Génie Civil et d'Ingénierie Environnementale (LGCIE)

⁶ Groupement pour l'Evaluation des Mesures en Continu dans les Eaux et en Assainissement (GEMCEA)

Ce guide technique est un livrable du projet **COACHS** (COmputations and their Applications in Channel Hydraulics for Sewers) financé par le Ministère de l'Écologie, du Développement Durable, des Transports et du Logement dans le cadre de la Convention de subvention n°10MGC S 004 notifiée le 1 avril 2010 obtenue en réponse à Appel à Projet C2D2 2009

Date : 28/05/2014

Contacts :

ENGEES ICUBE : matthieu.dufresne@engees.unistra.fr, jose.vazquez@engees.unistra.fr

INSA LYON LGCIE : gislain.lipeme-kouyi@insa-lyon.fr

IFSTTAR : claude.joannis@ifsttar.fr

Le projet COACHS est un partenariat entre :

- l'IFSTTAR (Institut Français des Sciences et Technologies des Transports de l'Aménagement et des Réseaux - Laboratoire Eau et Environnement)
- l'INSA de Lyon (Laboratoire de Génie Civil et l'Ingénierie Environnementale)
- l'ICUBE (Laboratoire des Sciences de l'Ingénieur, de l'Informatique et de l'Imagerie, Equipe Mécanique des Fluides)
- Le GEMCEA (Groupement pour l'Évaluation des Mesures en Continu dans les Eaux et en Assainissement)



Sommaire

1. INTRODUCTION	5
2. MODES DE FONCTIONNEMENT	7
2.1. CAS 1 : FONCTIONNEMENT A SURFACE LIBRE (ORIFICE + CANALISATION) AVEC UN PASSAGE DU REGIME FLUVIAL VERS TORRENTIEL	9
2.2. CAS 1BIS : FONCTIONNEMENT EN CHARGE AU NIVEAU DE L'ORIFICE ET A SURFACE LIBRE DANS LA CANALISATION AVEC UN PASSAGE DU REGIME FLUVIAL VERS TORRENTIEL,	10
2.3. CAS 2 : FONCTIONNEMENT A SURFACE LIBRE (ORIFICE + CANALISATION) AVEC UN REGIME FLUVIAL CONSERVE	10
2.4. CAS 3 : FONCTIONNEMENT EN CHARGE (ORIFICE + CANALISATION).....	11
2.5. PRINCIPES DE CALCUL	11
3. MODÉLISATION GÉNÉRIQUE DES LOIS D'ORIFICE.....	12
3.1. CAS 1 ET 1BIS	12
3.2. CAS 2.....	14
4. COUPLAGE DES LOIS D'ORIFICE AVEC LA CANALISATION DE DÉCHARGE.....	17
4.1. ECOULEMENT DENOYE (CAS 1 ET 1 BIS),.....	17
4.2. ECOULEMENT EN CHARGE (CAS 3),.....	19
4.3. ORIFICE NOYE (CAS 2)	20
5. EXEMPLES D'APPLICATION.....	23
5.1. CANALISATION DE TROP-PLEIN A PENTE FORTE SANS INFLUENCE POSSIBLE DU MILIEU NATUREL.....	23
5.2. CANALISATION DE TROP-PLEIN A PENTE FAIBLE AVEC INFLUENCE DE LA CANALISATION DE DECHARGE SUR LE DEBIT EVACUE PAR L'ORIFICE	26
6. MODÉLISATION SPÉCIFIQUE.....	30
6.1. PRESENTATION DU CAS SPECIFIQUE TRAITE.....	30
6.2. STRATEGIE DE MODELISATION 3D	31
6.3. RESULTATS.....	32
7. REMERCIEMENTS.....	34
8. CONCLUSION	34
9. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	34

1. INTRODUCTION

La plupart des stations de pompage mises en place sur des réseaux d'assainissement desservent des réseaux séparatifs d'eaux usées. Elles sont généralement équipées d'un trop-plein permettant de faire face à une défaillance temporaire du système de pompage sans provoquer de débordement d'eaux usées dans les habitations proches. L'activation de ces trop-pleins est *a priori* exceptionnelle et ne justifie pas une surveillance poussée : une simple détection doit être suffisante. Ces ouvrages ne sont d'ailleurs pas explicitement concernés par les textes réglementaires relatifs à l'autosurveillance (Arrêté du 22 juin 2007). Cependant l'expérience montre que l'activation de ces trop-pleins peut être fréquente et représenter des durées cumulées à l'échelle de l'année de plusieurs dizaines d'heures (pour mémoire la référence souvent utilisée de 5% du temps pour caractériser un fonctionnement « exceptionnel » correspond à environ 400 heures ou 18 jours).

L'activation de ces trop-pleins est liée non-seulement à des problèmes de fonctionnement du système de pompage, mais aussi de dépassement de sa capacité par des débits trop importants d'eaux claires parasites. Leur fonctionnement s'apparente donc à celui d'un déversoir d'orage en réseau unitaire. Il est donc logique d'envisager une surveillance et une quantification des rejets correspondant à ces surverses de réseaux séparatifs d'eaux usées, d'autant plus qu'ils concernent souvent des milieux naturels sensibles (petites rivières urbaines, littoral, ...). Les trop-pleins équipant les rares stations de pompage sur réseaux unitaires sont quant à eux directement concernés par l'autosurveillance réglementaire, dès lors que les flux pompés ou déversés dépassent les seuils prescrits dans l'autorisation de rejet.

La majorité des stations de pompage possède un trop-plein dans la bache de reprise. Dans la plupart des cas, ce trop-plein est constitué d'une conduite circulaire. La Figure 1 illustre l'installation :

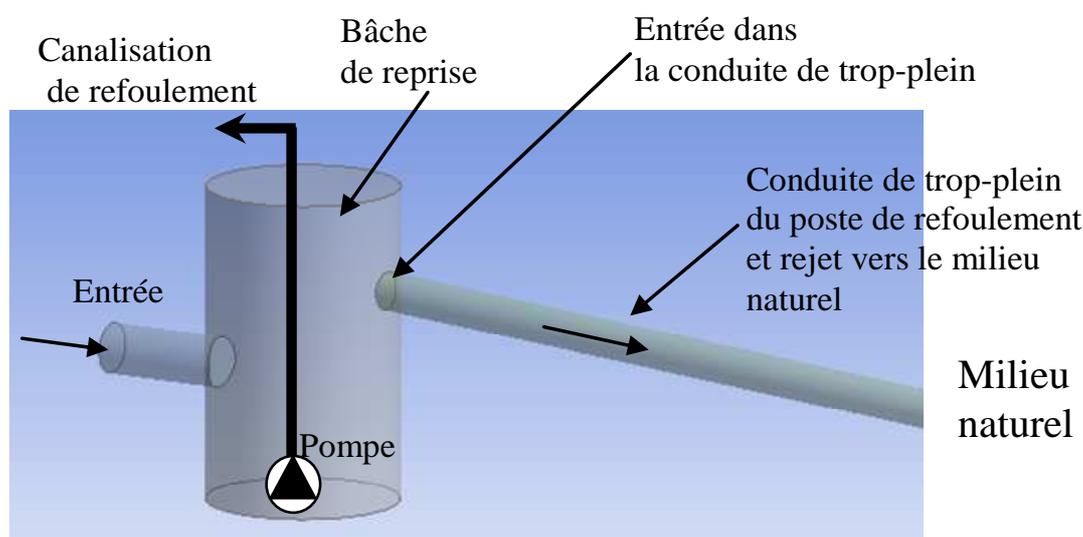


Figure 1. Composantes d'un trop-plein de station de pompage

Dans cette configuration, la solution la plus simple pour mesurer les débits rejetés par le trop-plein est d'installer un capteur de niveau dans la bêche et d'établir une relation entre la hauteur d'eau au-dessus du radier du trop-plein et le débit déversé.

Il arrive également que le trop-plein soit déporté dans un regard à l'amont de la bêche ou soit équipé d'un clapet anti-retour. On peut encore mesurer les débits déversés à partir d'une mesure de hauteur dans ces cas, mais le comportement hydraulique d'un tel trop-plein est plus complexe que dans le cas précédent et justifie une modélisation spécifique.

L'objectif de ce guide est de décrire une méthode de calcul permettant d'établir la relation entre la hauteur d'eau au-dessus du radier du trop-plein et le débit déversé quand elle existe. Il montre également comment prendre en compte le niveau d'eau dans le milieu naturel lorsque la hauteur d'eau dans la bêche ne suffit pas à elle-seule à évaluer le débit. Il présente enfin une démarche de modélisation spécifique dans le cas d'un trop-plein équipé d'un clapet anti-retour.

2. MODES DE FONCTIONNEMENT

Dans le cas le plus général, un ouvrage de surverse est constitué par la succession de deux éléments hydrauliques : un orifice prolongé par un ajutage et une canalisation de décharge débouchant dans un milieu naturel. Le rôle de l'orifice est de permettre l'engouffrement de l'eau dans la canalisation. Cette dernière permettra d'évacuer l'eau vers le milieu naturel (voir Figure 2).

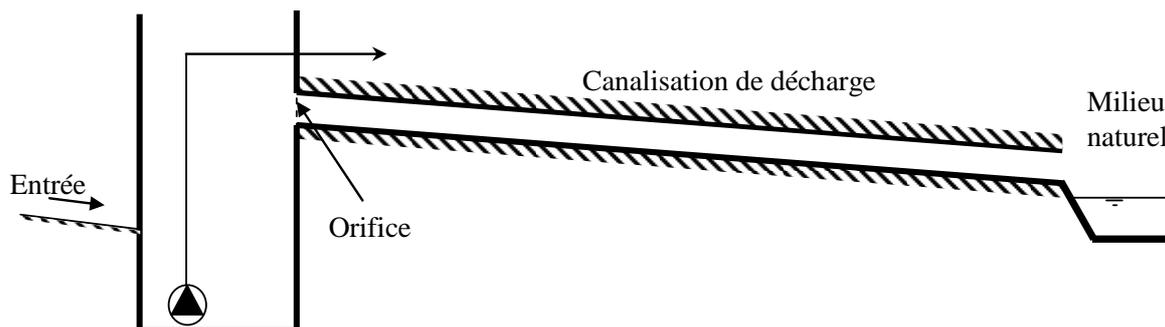


Figure 2. Profil en long d'un trop-plein de station de pompage

La hauteur d'eau qui s'établit dans la bêche pour évacuer un débit donné doit permettre :

1) Au niveau de l'orifice :

- 1.a) de transformer la **charge hydraulique** dans la bêche essentiellement représentée par la **hauteur d'eau** avec une vitesse quasi-nulle en une **charge hydraulique** dans la canalisation de décharge plutôt dominée par l'énergie cinétique, c'est-à-dire la **vitesse** de l'écoulement dans la conduite ;
- 1.b) de compenser les pertes de charge singulières au niveau de l'engouffrement dans la canalisation de décharge liées à la transformation de la hauteur d'eau en énergie cinétique ;

2) Au niveau de la canalisation :

- 2.a) d'obtenir une ligne piézométrique présentant une pente suffisante entre l'amont et l'aval de la canalisation de décharge pour écouler le débit. Dit autrement, la pente de la ligne piézométrique équilibre les pertes de charges linéaires réparties sur la longueur de la canalisation ;
- 2.b) le cas échéant, de compenser les pertes de charge singulières au niveau du débouché dans le milieu naturel, par exemple, si l'exutoire est équipé d'un clapet pour protéger le poste de pompage des remontées d'eau depuis le milieu naturel.

Le débit évacué pour une hauteur d'eau donnée dans la bêche peut donc être contrôlé par l'un ou l'autre de ces éléments, voire par la conjugaison de leurs effets respectifs.

On peut distinguer quatre modes de fonctionnement hydraulique définis par le type d'interaction entre l'orifice et la canalisation de décharge :

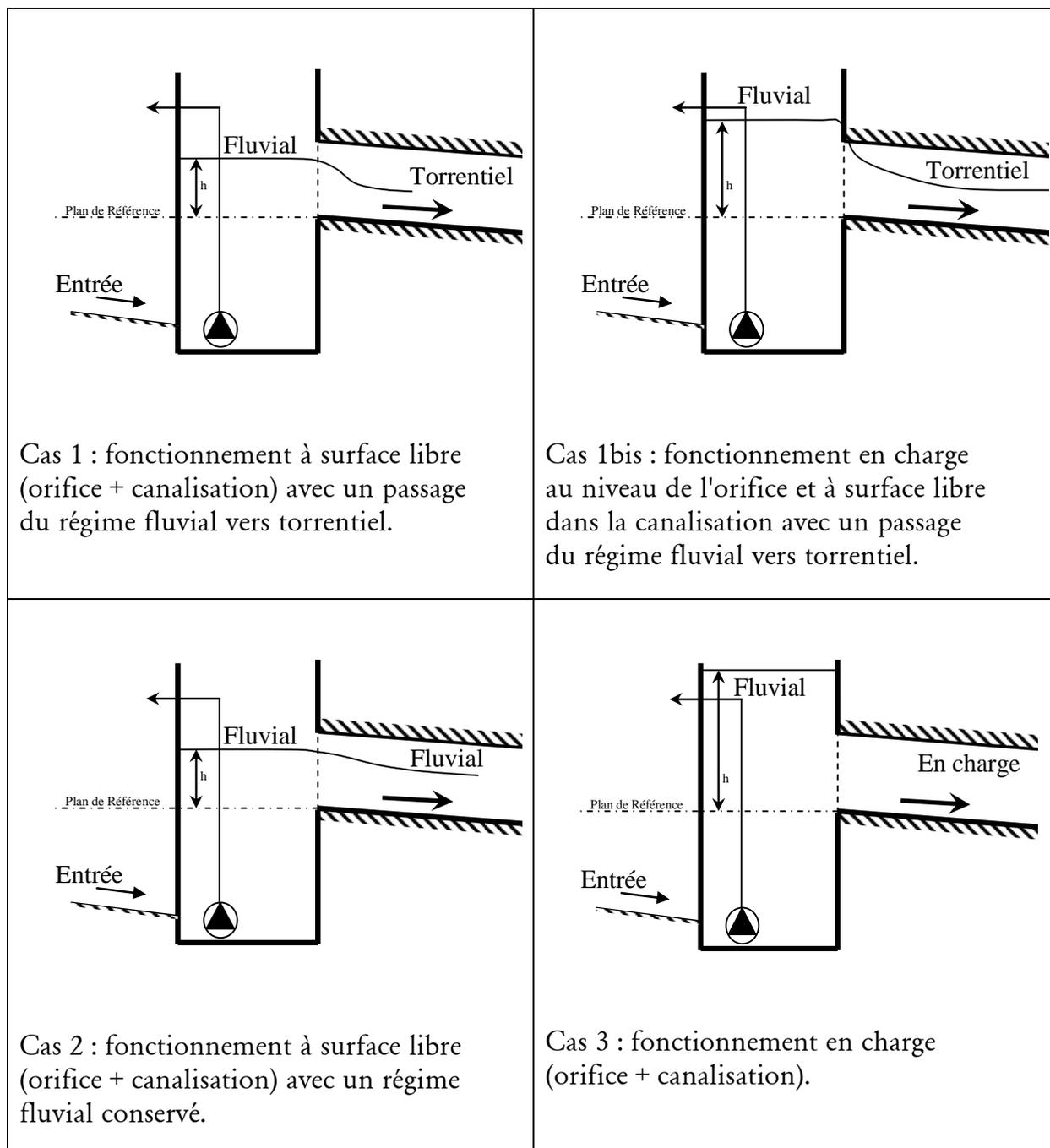


Figure 3. Modes de fonctionnement d'une surverse

Les paragraphes suivants décrivent les différents modes de fonctionnement.

2.1. Cas 1 : fonctionnement à surface libre (orifice + canalisation) avec un passage du régime fluvial vers torrentiel

La hauteur d'eau dans la bêche par rapport au plan de référence est inférieure au diamètre de la canalisation de trop-plein. L'écoulement passe d'un régime fluvial à un régime torrentiel) entre la bêche de reprise et la canalisation de trop-plein. Ce cas sera rencontré si la canalisation de décharge est courte (quelques mètres) ou possède une forte pente, et en l'absence d'influence aval (niveau du milieu naturel). Il faut de plus que le diamètre de la canalisation d'écoulement permette d'évacuer à surface libre le débit excédant la capacité des pompes.

Il faut souligner ici que ce mode de fonctionnement, de même que sa variante 1b, est équivalent à celui qui est obtenu en disposant un déversoir à l'intérieur de la bêche, à l'amont de l'orifice de surverse. Un tel déversoir n'a pas d'autre fonction que de forcer un passage par la hauteur critique pour obtenir une relation hauteur-débit connue. Il ne peut provoquer ce passage en régime critique que si l'écoulement à l'aval n'est pas noyé, et dans ces conditions, l'orifice convient pour obtenir le même effet. Il suffit de déterminer une loi hauteur-débit adaptée, et c'est ce qui est proposé dans ce guide, au § 3.1. La mise en place d'un déversoir n'est potentiellement intéressante que si la section critique est assez étroite pour augmenter la sensibilité de la relation $Q = f(h)$ aux variations de h . Mais plus la section est étroite, plus elle risque de poser des problèmes d'exploitation.

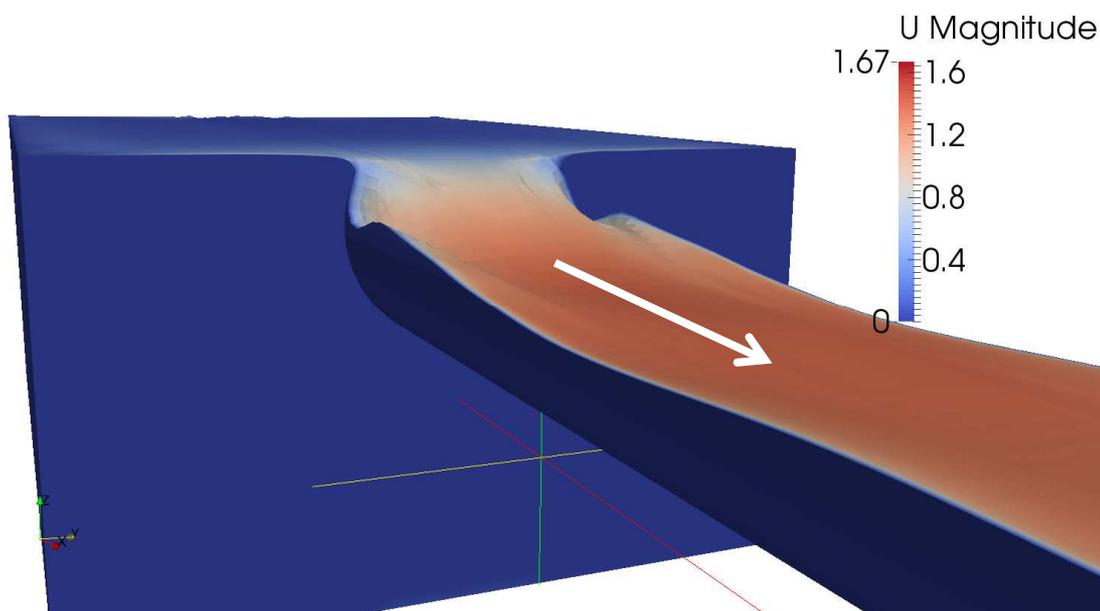


Figure 4. Vitesses au niveau de la surface libre - trop-plein en DN 300 et débit de 40 L/s

2.2. Cas 1bis : fonctionnement en charge au niveau de l'orifice et à surface libre dans la canalisation avec un passage du régime fluvial vers torrentiel,

La hauteur d'eau dans la bêche par rapport au plan de référence est supérieure au diamètre de la canalisation de trop-plein. L'écoulement passe d'un régime fluvial à un régime torrentiel entre la bêche de reprise et la canalisation de trop-plein. Ce cas est très voisin du cas n°1 et sera observé dans le même contexte. Il peut constituer une étape de transition entre le cas 1 et le cas 3.

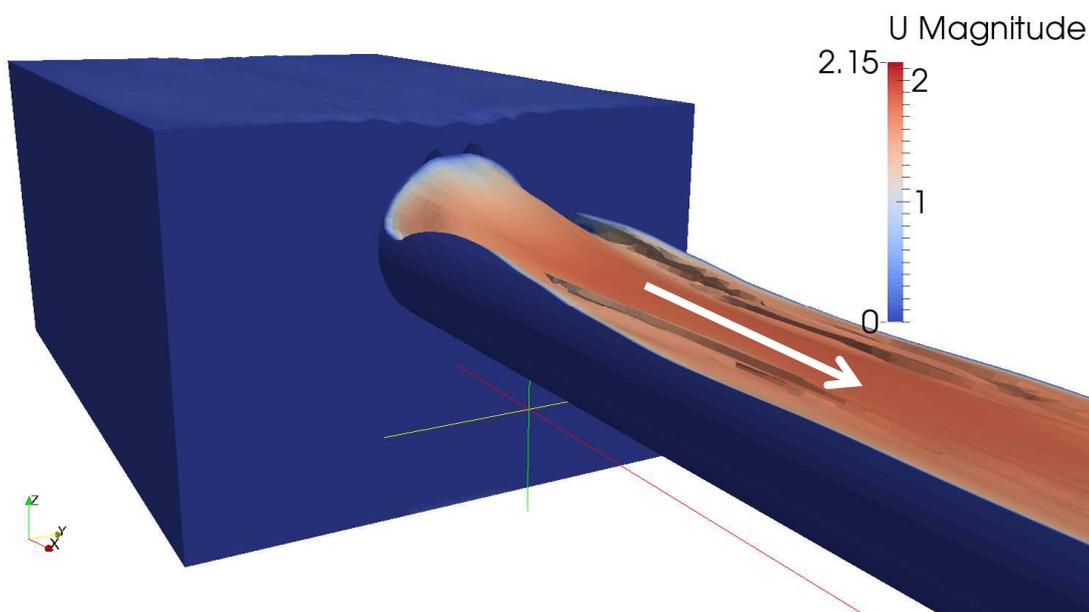


Figure 5. Trop-plein en DN 300 et débit de 75 L/s

2.3. Cas 2 : fonctionnement à surface libre (orifice + canalisation) avec un régime fluvial conservé

La hauteur d'eau dans la bêche par rapport au plan de référence est inférieure au diamètre de la canalisation de trop-plein. L'écoulement **ne change pas de régime** entre la bêche de reprise et la canalisation de trop-plein. L'orifice est considéré comme noyé. A l'opposé des précédents, ce cas pourra être rencontré si la canalisation de décharge est longue et a une faible pente, ou en présence d'une influence aval limitée (niveau du milieu naturel inférieur à la génératrice supérieure de l'orifice de surverse : cas d'un écoulement à surface libre). Mais comme dans les cas précédents il faut que le diamètre de la canalisation d'écoulement permette d'évacuer à surface libre le débit excédant la capacité des pompes.

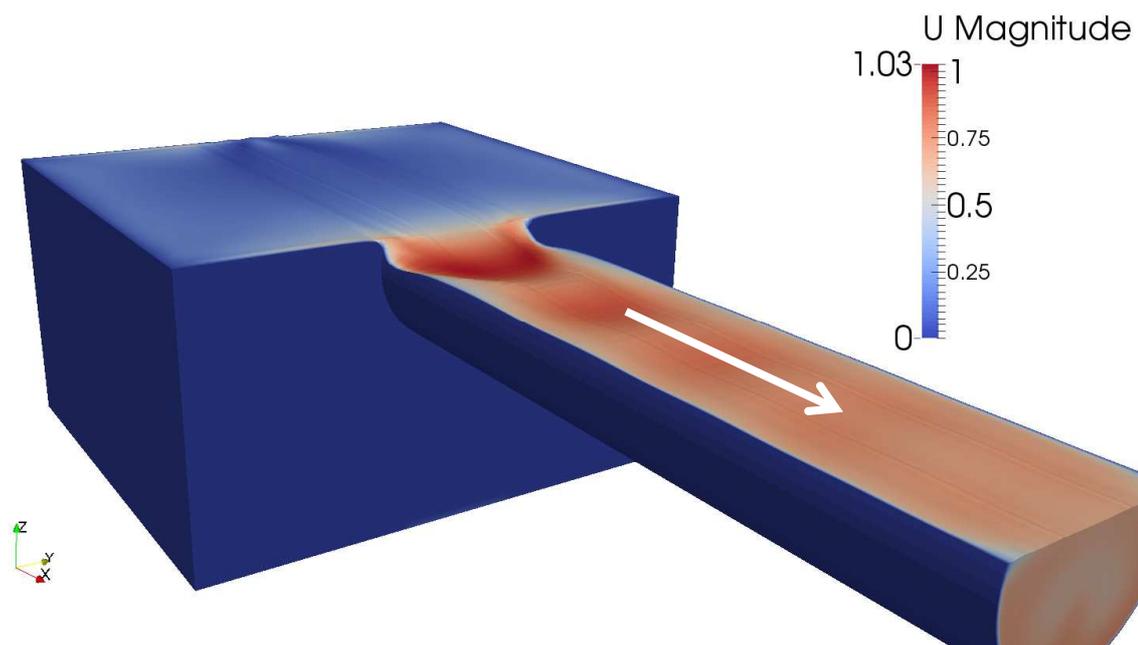


Figure 6. Trop-plein en DN 500 et débit de 86 L/s avec influence aval

2.4. Cas 3 : fonctionnement en charge (orifice + canalisation).

La hauteur d'eau dans la bêche par rapport au plan de référence est supérieure au diamètre de la canalisation de trop-plein. L'écoulement dans la canalisation de trop-plein est en charge. Ce cas sera rencontré si la canalisation de décharge est longue et a une faible pente, ou en présence d'une influence aval importante (niveau du milieu naturel supérieur à la génératrice supérieure de l'orifice de surverse : cas d'un écoulement en charge). Il apparaîtra aussi lorsque le diamètre de la canalisation d'écoulement est insuffisant pour évacuer à surface libre le débit excédant la capacité des pompes (tamponné par le volume de marnage dans la bêche).

2.5. Principes de calcul

Selon la configuration de la canalisation de décharge, un ou plusieurs modes de fonctionnement peuvent apparaître en fonction du débit déversé pour une station de pompage donnée.

Il faut donc identifier ces modes de fonctionnement pour construire une table mettant en relation la hauteur d'eau dans la bêche, dans certains cas couplée à la hauteur d'eau au niveau du rejet, et le débit évacué par le trop-plein.

Ceci peut être obtenu par une modélisation hydraulique 3D, telle que celle présentée dans les Figures 4, 5 et 6.

Pour la rédaction de ce guide, ce type de modélisations a été réalisé pour une large gamme de configurations de l'orifice de trop-plein. Les résultats ont été synthétisés au moyen de formules analytiques relativement simples fournissant des lois d'orifice adaptées au contexte particulier des surverses de station de pompage. Il suffit ensuite de combiner ces lois d'orifice avec un calcul de ligne d'eau dans la canalisation de décharge pour construire point par point une table de débits.

3. MODÉLISATION GÉNÉRIQUE DES LOIS D'ORIFICE

3.1. Cas 1 et 1bis

Les cas 1 et 1bis se traitent de façon similaire. L'orifice à lui-seul définit une relation entre la hauteur d'eau dans la bêche et le débit à évacuer. En effet, le régime torrentiel à l'aval de l'orifice soustrait la hauteur amont (dans la bêche) à toute influence de la hauteur d'eau aval (dans la canalisation de décharge et donc du milieu naturel).

D'un point de vue hydraulique, les simulations 3D ont mis en évidence trois phénomènes :

1. Le transfert de l'énergie potentielle représentée par la hauteur d'eau dans la bêche qui se transforme en énergie cinétique juste à l'aval de l'orifice ;
2. Une contraction de la veine liquide à l'aval de l'orifice ;
3. Des pertes de charges à l'amont et à l'aval de la section contractée.

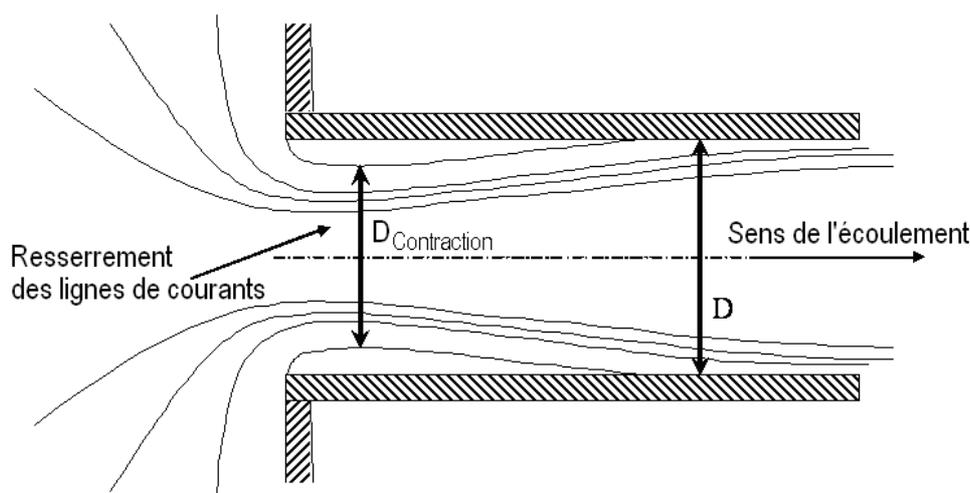


Figure 7. Contraction de la veine liquide au voisinage de la hauteur critique, vue de dessus

Il n'existe pas dans la littérature scientifique d'étude spécifique permettant de calculer la loi hydraulique de cet ouvrage.

Pour l'élaboration du guide, il a été réalisé une étude particulière de l'orifice à l'aide de la modélisation 3D afin de fournir 'simplement' la relation mathématique entre la hauteur d'eau dans la bêche de pompage et le débit dans la canalisation de décharge pour les diamètres classiques rencontrés dans les trop-pleins. Au final, la connaissance du diamètre de l'orifice et de la hauteur d'eau dans le poste de pompage permettent de calculer le débit.

Cette relation est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\text{dénoyé}} = 0,7157 \cdot (9,81 \cdot DN^5)^{0,5} \cdot 0,5 \left(\frac{h_{pr}}{DN} \right) \left(\frac{h_{pr}}{DN} \right)^{2,1747} \quad \text{Équation 1}$$

$Q_{\text{dénoyé}}$: le débit au travers de l'orifice en dénoyé (m^3/s),

DN : le diamètre intérieur de la conduite, valable entre 0,200 et 0,600 m (m),

h_{pr} : la hauteur d'eau dans la bêche de reprise de la station de pompage avec pour référence le radier de l'entrée de la canalisation de décharge (m).

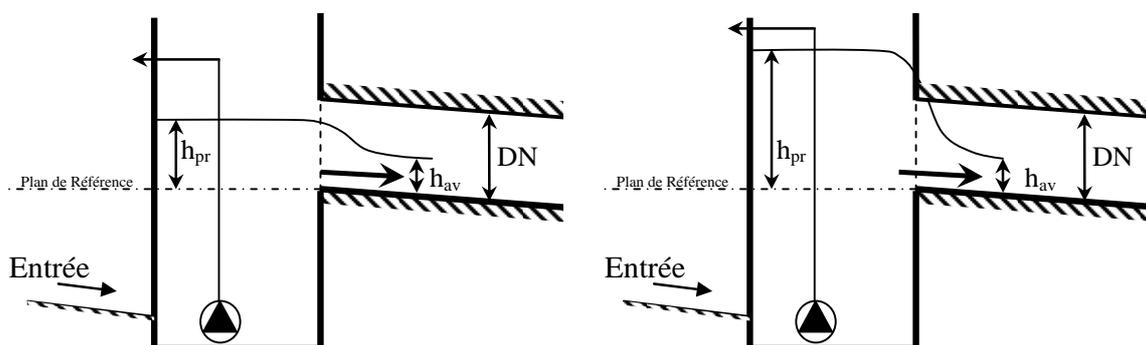


Figure 8. Représentation des variables de la formule de calcul pour les cas 1 et 1bis

Cette relation est valable tant que la hauteur critique dans la veine contractée est inférieure au diamètre de la canalisation, soit :

$$Q_{\text{dénoyé}} \leq Q_{\text{dénoyé MAXI}} \quad \text{Équation 2}$$

$$Q_{\text{dénoyé MAXI}} = (9,81 \cdot (0,864 \cdot DN)^5)^{0,5} \quad \text{Équation 3}$$

En reportant l'équation 2 dans l'équation 1, on montre que la hauteur maximale dans le poste de pompage ne peut dépasser :

$$h_{pr} \leq h_{pr \text{ dénoyé MAXI}} \quad \text{Équation 4}$$

$$h_{pr \text{ dénoyé MAXI}} = 1,69 \cdot DN \quad \text{Équation 5}$$

Le mode de fonctionnement 1bis correspond donc à une mise en charge de l'orifice de 69% du diamètre.

Afin de garantir un fonctionnement en dénoyé, il est nécessaire que :

$$h_{av} \leq 0,73 \cdot h_{pr} \quad \text{Équation 6}$$

h_{av} : hauteur à l'aval de l'orifice par rapport au plan de référence.

Evolution du débit adimensionnel en fonction de hpr/DN en dénoyé

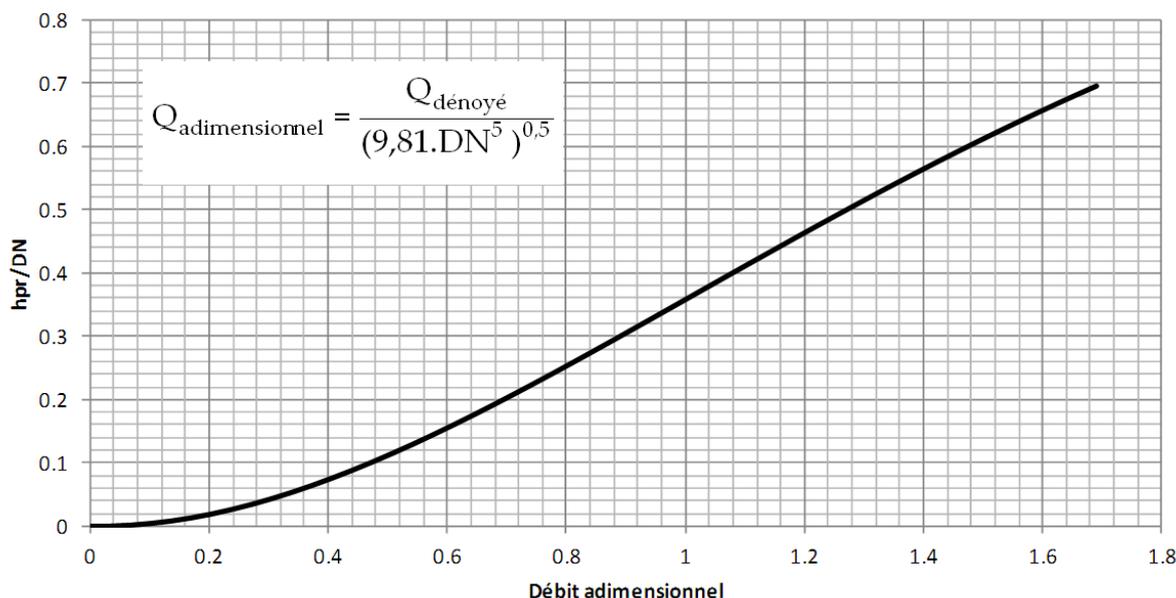


Figure 9. Evolution du débit adimensionnel en fonction de la hauteur d'eau au-dessus du seuil de déversement

3.2. Cas 2

Le cas 2 correspond à un fonctionnement à surface libre de l'orifice et de la canalisation de décharge mais sans passage par la hauteur critique entre ces deux éléments. Dans ce contexte, la hauteur à l'aval de l'orifice joue un rôle non-négligeable dans l'établissement de la loi hauteur-débit. Dans ce cas, il faudra s'intéresser à la loi d'orifice, à la loi de comportement de la conduite et à leur couplage.

Deux hauteurs sont à prendre en compte pour le calcul du débit déversé : la hauteur dans la bêche et la hauteur à l'aval de l'orifice.

Comme précédemment, il n'existe pas dans la littérature scientifique d'étude spécifique permettant de calculer la loi hydraulique de cet ouvrage dans le cas où il est noyé.

Une étude particulière de l'orifice en noyé a été menée à l'aide de la modélisation 3D afin de fournir 'simplement' la relation mathématique entre la hauteur dans la bêche de pompage, la hauteur d'eau à l'aval de l'orifice et le débit dans la canalisation de décharge pour les diamètres classiques rencontrés dans les trop-pleins. Au final, la connaissance du diamètre de l'orifice et des hauteurs d'eau dans le poste de pompage et à l'aval de l'orifice permettent de calculer le débit.

Cette relation est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\text{noyé}} = Q_{\text{dénoyé}} \left(-92,108 \cdot \left(\frac{h_{av}}{h_{pr}} \right)^4 + 261,67 \cdot \left(\frac{h_{av}}{h_{pr}} \right)^3 - 280,15 \cdot \left(\frac{h_{av}}{h_{pr}} \right)^2 + 133,71 \cdot \left(\frac{h_{av}}{h_{pr}} \right) - 22,965 \right)$$

Équation 7

$$\text{Avec : } Q_{\text{dénoyé}} = 0,7157 \cdot (9,81 \cdot DN^5)^{0,5} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{h_{pr}}{DN} \right) \cdot \left(\frac{h_{pr}}{DN} \right)^{2,1747}$$

Équation 8

$Q_{\text{dénoyé}}$: le débit au travers de l'orifice en dénoyé (m^3/s),

DN : le diamètre intérieur de la conduite (m),

h_{pr} : la hauteur d'eau dans la bache de reprise de la station de pompage avec pour référence le fond de l'entrée de la canalisation de décharge (m).

h_{av} : hauteur à l'aval de l'orifice avec pour référence le radier de l'entrée de la canalisation de décharge (m).

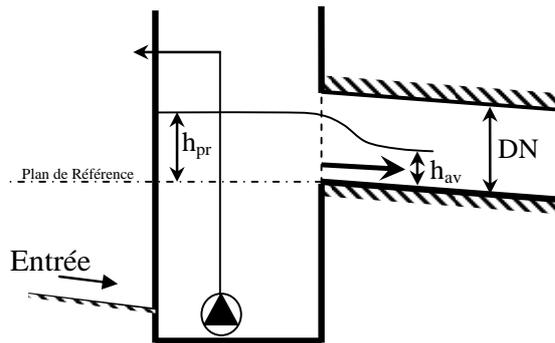


Figure 10. Représentation des variables de la formule de calcul pour le cas 2

Afin de garantir un fonctionnement en noyé, il est nécessaire d'assurer :

$$h_{av} \geq 0,73 \cdot h_{pr}$$

Équation 9

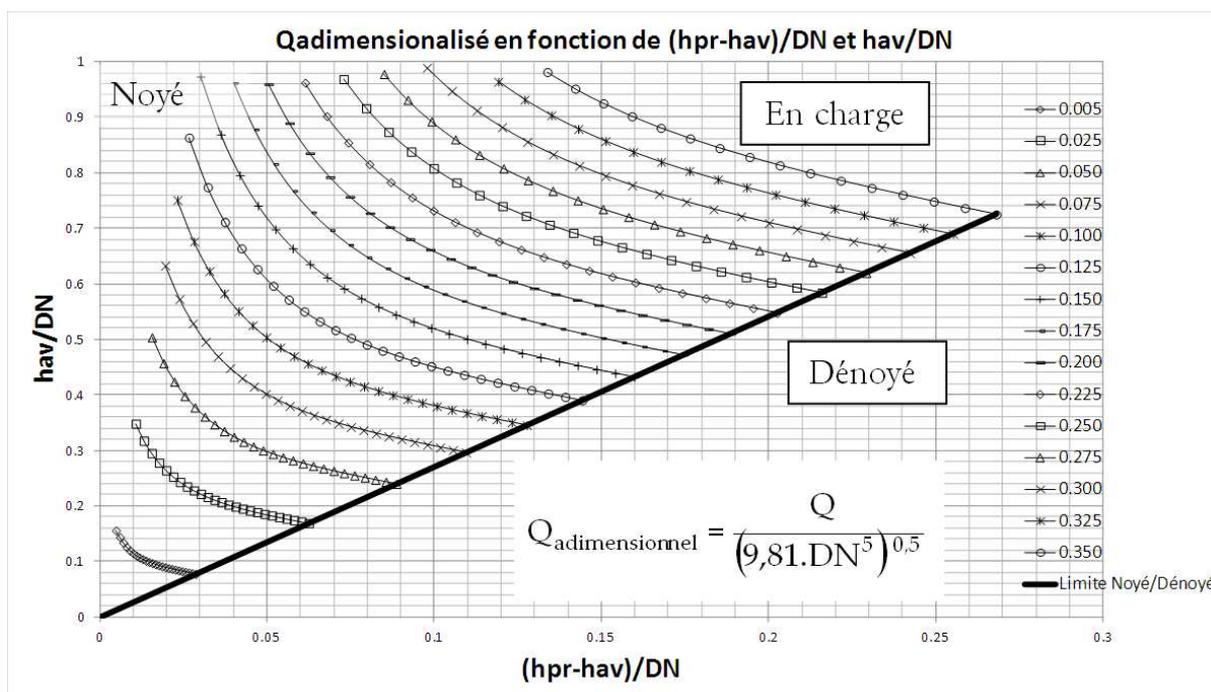


Figure 11. Abaque donnant le débit adimensionnel en fonction de la hauteur d'eau au-dessus du seuil de déversement et de la hauteur d'eau à l'aval immédiat de l'orifice Cas 3

Le cas 3 est le plus facile à aborder par une étude hydraulique classique : la hauteur d'eau qui s'établit dans la bêche pour un débit (et donc une vitesse) fixé dans la canalisation de décharge est celle qui permet de compenser les pertes de charges entre la station de pompage et l'exutoire de la canalisation de décharge. Dans la plupart des cas, ces pertes des charges se résument à une perte de charge singulière dans l'ajutage de sortie de la bêche, augmentée le cas échéant de pertes de charges linéiques dans la canalisation de décharge. Classiquement la perte de charge singulière est évaluée à $\left(0,5 \cdot \frac{V^2}{2g}\right)$ pour un raccordement de la canalisation de décharge sur la bêche du type « ajutage sortant », ou « trou dans le mur ».

4. COUPLAGE DES LOIS D'ORIFICE AVEC LA CANALISATION DE DÉCHARGE

Les données nécessaires sont représentées sur la Figure 12 :

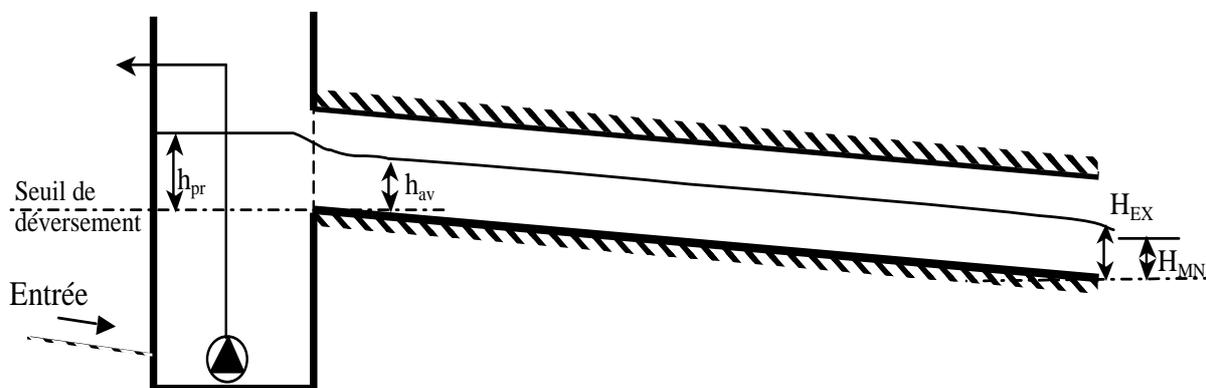


Figure 12. Variables et notations utilisées pour le couplage orifice-canalisation de décharge

h_{pr} : la hauteur d'eau dans la bache de reprise de la station de pompage avec pour référence le radier de la canalisation de décharge (m).

h_{av} : hauteur à l'aval de l'orifice (distance de $2 \times DN$ au maximum), déterminée par le fonctionnement hydraulique du collecteur).

H_{EX} : hauteur d'eau à l'exutoire du collecteur, avant rejet dans le milieu naturel, référencée par rapport au radier de l'exutoire.

H_{MN} : hauteur du milieu naturel, référencée par rapport au radier de l'exutoire.

DN, I, L, K_s : diamètre, pente, longueur et rugosité de Strickler de la conduite de déversement.

4.1. Écoulement dénoyé (cas 1 et 1 bis),

Lorsque l'orifice est dénoyé, la canalisation n'a aucune influence.

Incertitude sur le débit

Les différentes sources d'incertitude sur la valeur du débit sont les suivantes :

- L'incertitude liée au modèle (modélisation 3D + choix de la régression hauteur-débit) ;
- L'incertitude liée à la mesure de la hauteur d'eau.

L'incertitude liée au modèle est évaluée entre 1% et 2% (intervalle de confiance à 68%). Quant à l'incertitude liée à la mesure de la hauteur d'eau, elle provient de l'incertitude sur le niveau d'eau (incertitude absolue de 2 mm pour un intervalle de confiance à 68% selon les recommandations de l'ISO 2004) et de l'incertitude sur le zéro du capteur (5 mm).

La combinaison de ces deux sources d'incertitude aboutit à des intervalles de confiance à 95%¹ de l'incertitude sur le débit illustrés sur la Figure 13 en fonction du degré de remplissage pour les différents diamètres testés.

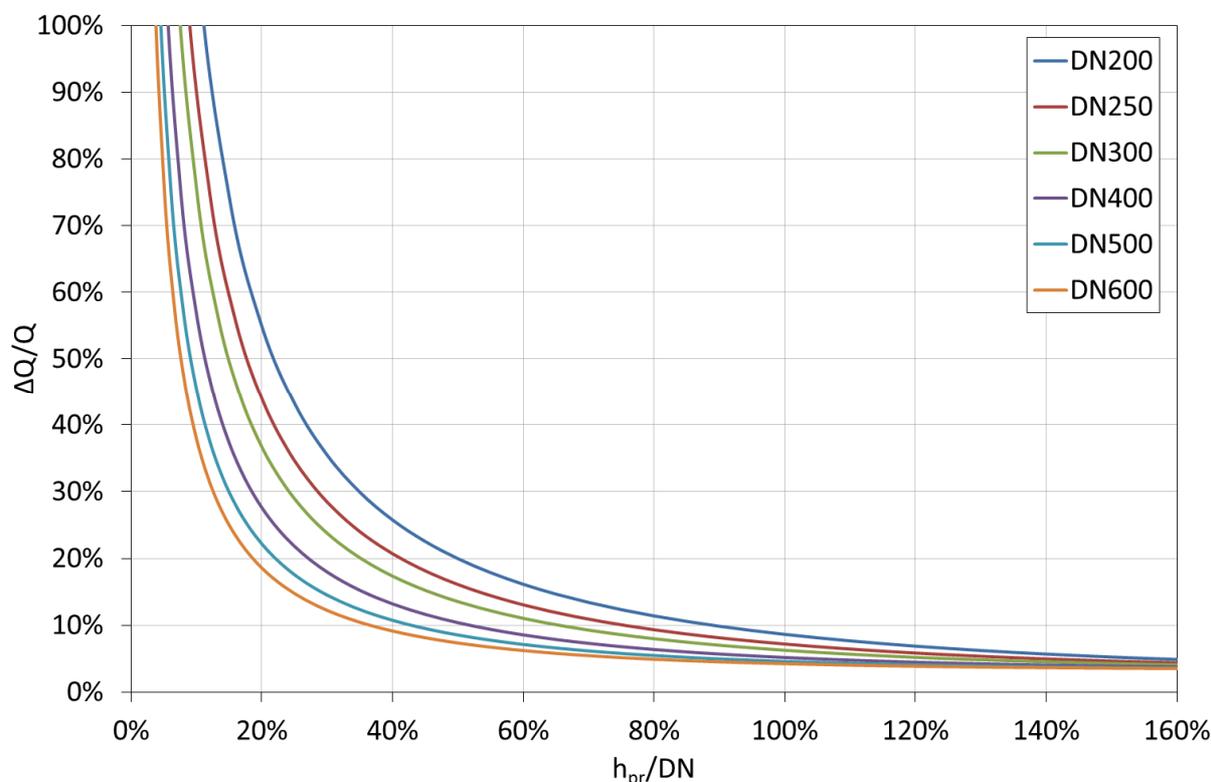


Figure 13. Incertitude sur le débit en fonction du remplissage et du diamètre de la canalisation

L'équation suivante peut également être utilisée pour quantifier l'incertitude $\Delta Q/Q$. Elle est équivalente au graphique précédent.

$$\frac{\Delta Q}{Q} = (0,024 \times DN^{-0,860}) \times \left(\frac{h_{pr}}{DN} \right)^{-0,980 \times DN^{-0,049}} \quad \text{Équation 10}$$

$\Delta Q/Q$: incertitude relative sur le débit

h_{pr} : hauteur d'eau (m)

DN : diamètre de la canalisation (m)

Considérons par exemple le cas d'une canalisation DN200 et une mesure de hauteur d'eau de 0,080 m. Une telle hauteur correspond à un remplissage de la canalisation h_{pr}/DN égal à 40%. Par lecture sur la Figure 13, l'incertitude sur le débit est d'environ 26%. L'équation précédente aboutit quant à elle à 25%.

¹ L'intervalle de confiance à 95% est généralement celui retenu pour quantifier l'incertitude (ISO 2008).

4.2. Écoulement en charge (cas 3),

Lorsque l'écoulement est en charge (cas 3) la relation entre débit et hauteurs dans la bêche et à l'exutoire est donnée par une formule de Bernoulli.

Deux cas de figures sur la condition aval peuvent être rencontrés pour un écoulement en charge :

- Le niveau d'eau dans le milieu naturel est haut ;
- La sortie se fait à gueule bée.

Si $H_{MN} > DN + \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot S^2}$ (niveau haut du milieu naturel), alors le débit peut être calculé de la façon suivante :

$$Q_{\text{charge}} = \left(\frac{h_{\text{pr}} + I \cdot L - h_{\text{MN}}}{\frac{K_{1 \rightarrow 2}}{2 \cdot g \cdot S^2} + \frac{L}{K_s^2 \cdot S^2 \cdot R_h^{4/3}} + \frac{K_{\text{sortie}}}{2 \cdot g \cdot S^2}} \right)^{0,5} \quad \text{Équation 11}$$

Sinon (sortie à gueule bée), le débit peut être calculé comme suit :

$$Q_{\text{charge}} = \left(\frac{h_{\text{pr}} + I \cdot L - \frac{DN}{2}}{\frac{1}{2 \cdot g \cdot S^2} + \frac{K_{1 \rightarrow 2}}{2 \cdot g \cdot S^2} + \frac{L}{K_s^2 \cdot S^2 \cdot R_h^{4/3}}} \right)^{0,5} \quad \text{Équation 12}$$

Remarque : la sortie se faisant à gueule bée, l'écoulement dispose encore d'une énergie cinétique après sa sortie. Par ailleurs, une sortie à gueule bée ne provoque pas de perte de charge singulière.

S : représente la surface du collecteur de diamètre DN : $S = \pi \cdot \frac{D^2}{4}$,

R_h : le rayon hydraulique = $DN/4$,

$K_{1 \rightarrow 2}$: coefficient de perte de charge à l'engouffrement ($\approx 0,5$) ; K_{sortie} : coefficient de perte de charge au débouché dans le milieu naturel ($\approx 1,0$).

K : rugosité de Strickler ($\approx 70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$)

Dans les deux cas on a une formule analytique exprimant Q en fonction de h_{pr} ou de h_{MN} et H_{MN} .

Incertitude sur le débit

Dans le cas d'une sortie à gueule bée, l'incertitude globale sur le débit peut être évaluée à environ 20%.

Dans le cas d'un écoulement en charge avec un milieu naturel haut, l'incertitude est également de l'ordre de 20% à partir du moment où la différence de niveau entre le poste et le milieu naturel $[h_{pr} + I.L - h_{MN}]$ est supérieure à 10 cm. En dessous de 2 ou 3 cm de différence de niveau, l'incertitude devient extrêmement importante ($> 50\%$).

4.3. Orifice noyé (cas 2)

Ce cas est plus délicat à traiter que les précédents car il faut coupler une loi d'orifice en régime noyé et l'écoulement dans la canalisation de décharge par l'intermédiaire de la hauteur h_{av} .

Pour ce faire on peut déterminer pour chaque valeur de débit Q la hauteur d'eau à l'aval de l'orifice, ce qui permettra de déterminer la loi d'orifice appropriée et de l'appliquer pour remonter à la hauteur d'eau dans la bêche. On pourra ainsi établir une loi $Q = f(h_{pr}, H_{MN})$

Le logigramme de la Figure 14 détaille une démarche qui permet de construire $Q = f(h_{pr}, H_{MN})$ en régime noyé, mais aussi de définir son domaine d'application, ainsi que ceux des formules d'écoulement dénoyé et d'écoulement en charge.

Les éléments d'entrée sont surlignés en jaune, les éléments de sortie sont en rouge. On itère sur la gamme de débits de 0 à Q_{dmax} et sur la gamme de hauteur de milieu naturel de 0 à $H_{MN, maximum}$ connu. On procède à une itération sur la hauteur du milieu naturel, en partant des valeurs les plus basses, et une itération sur le débit déversé. Le drapeau Flagd permet de détecter la limite entre régime noyé et dénoyé pour une hauteur du milieu naturel donnée, puis la gamme de débits est parcourue pour construire la table. Une analyse hydraulique du site peut permettre de simplifier cette démarche comme on le verra dans les exemples.

Si pour la gamme de débits choisie et la hauteur maximum du milieu naturel considérée, on obtient toujours un mode de fonctionnement dénoyé, un seul capteur dans la bêche suffira pour évaluer le débit déversé. Dans le cas contraire, il faudra ajouter un capteur pour mesurer la hauteur du milieu naturel.

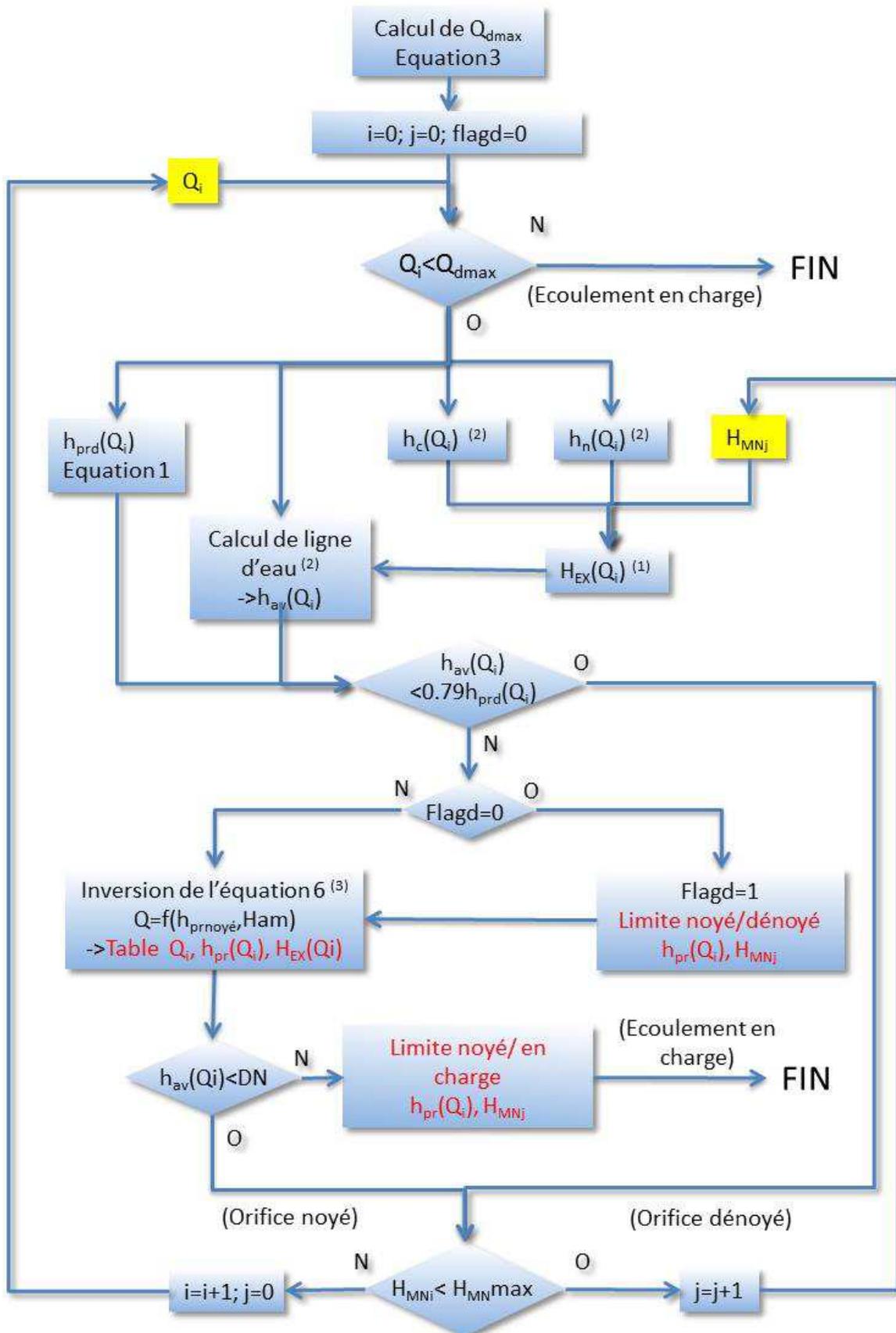


Figure 14. Logigramme général de détermination des lois de débit et de leur domaine d'application

(1) À ce niveau la hauteur d'eau $H_{EX}(Q_i)$ à l'aval de la canalisation de décharge est prise égale :

- à la hauteur critique pour le débit considéré, si elle est inférieure à la hauteur normale $h_n(Q_i)$ et à la hauteur du milieu naturel H_{MNj} ;
- à la hauteur normale pour le débit considéré si elle est inférieure à la hauteur critique $h_c(Q_i)$ et à la hauteur du milieu naturel H_{MNj} ;
- au niveau du milieu naturel H_{MNj} s'il est supérieur à $\min(h_n(Q_i), h_c(Q_i))$.

(2) Le calcul de la hauteur normale $h_n(Q_i)$, de la hauteur critique $h_c(Q_i)$ et de la ligne d'eau peut se faire à l'aide du logiciel HSL disponible gratuitement sur le site : <http://hydraulique-des-reseaux.engees.eu/home/outils-de-calcul>

(3) L'inversion de l'équation 7 peut se faire facilement dans un tableur à l'aide de la fonction « solveur ». Lorsque le milieu naturel n'a pas d'influence on obtient une fonction d'une seule variable $Q = f(h_{pr})$.

5. EXEMPLES D'APPLICATION

Les exemples ont pour objectifs de montrer l'utilisation et l'applicabilité des méthodes proposées. On utilise l'outil HSL pour les calculs hydrauliques relatifs à la canalisation de décharge.

5.1. Canalisation de trop-plein à pente forte sans influence possible du milieu naturel

Ce cas d'application correspond aux caractéristiques géométriques suivantes :

$$DN\ 400 ; I = 2\% ; K_s = 70\ m^{1/3}/s ; Long. = 25\ m$$

La première étape consiste à déterminer le débit maximal et la hauteur maximale dans la bache dans le cas d'un orifice dénoyé.

On détermine dans un premier temps, le domaine d'application de la loi en dénoyé en évaluant la hauteur et le débit maximal :

$$h_{pr\ MAXI} = 1,69.DN ; Q_{dénoyé\ MAXI} = (9,81.(0,864.DN)^5)^{0,5} \quad \text{Équation 13}$$

Le débit maximal en dénoyé est de 220 L/s et correspond à une hauteur dans la bache de 0,67 m par rapport au radier de la canalisation de décharge.

La Figure 15 montre que ce collecteur est à pente forte (écoulement torrentiel au régime permanent et uniforme) sur une plage de débit entre 0 et 287 L/s.

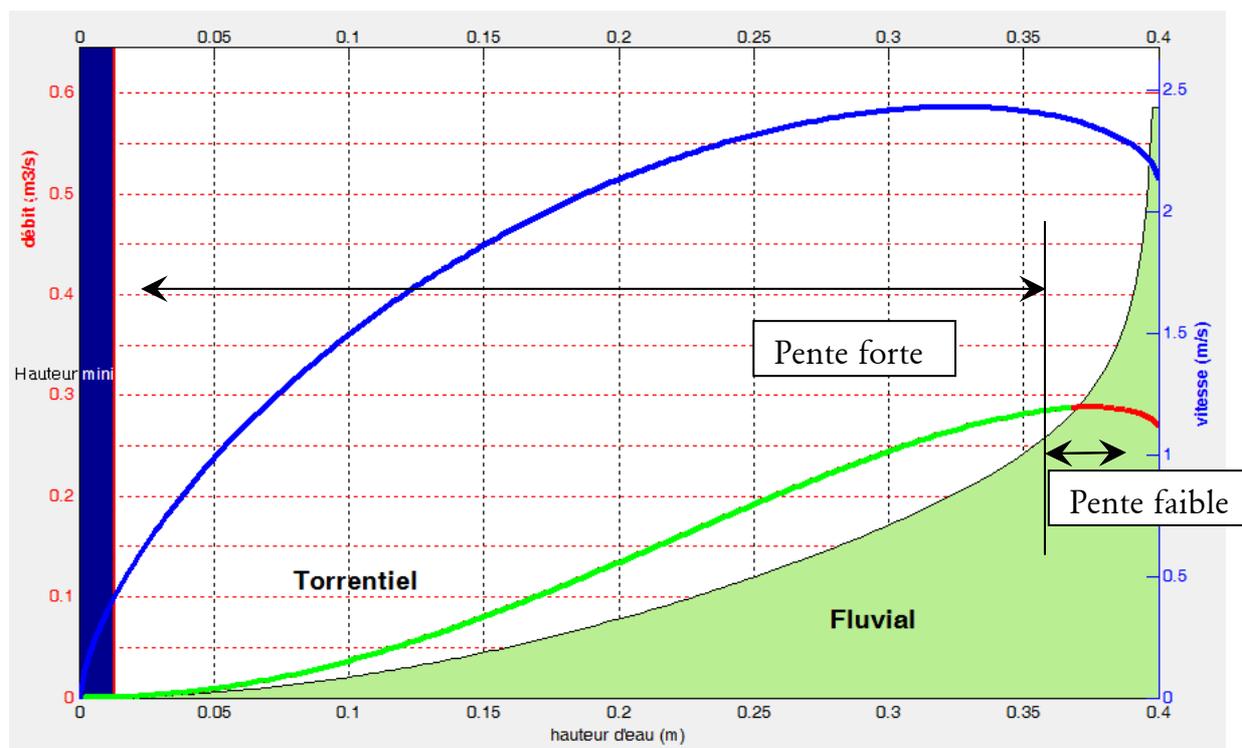


Figure 15. Domaines de fonctionnement hydraulique de la canalisation de décharge

Ce débit est inférieur au débit maximum en régime torrentiel de la canalisation de décharge, et la valeur 0,67 m est bien supérieure à la hauteur critique (et même au diamètre de la canalisation de décharge). Il ne devrait donc pas y avoir d'influence de celle-ci sur le débit évacué par l'orifice au niveau de la bêche, à condition que le niveau du milieu naturel reste suffisamment bas.

En dénoyé à surface libre, la relation est la suivante : $h_{pr} < 0,67$ m

$$Q_{\text{dénoyé}} = 0,7157 \cdot (9,81 \cdot DN^5)^{0,5} \cdot 0,5 \left(\frac{h_{pr}}{DN} \right) \left(\frac{h_{pr}}{DN} \right)^{2,1747} \quad \text{Équation 14}$$

$Q_{\text{dénoyé}}$ (m³/s), DN (m), h_{pr} (m).

En charge, la relation est donnée par :

$$Q_{\text{charge}} = \left(\frac{h_{pr} + I \cdot L - \frac{DN}{2}}{\frac{1}{2 \cdot g \cdot S^2} + \frac{K_{1 \rightarrow 2}}{2 \cdot g \cdot S^2} + \frac{L}{K_s^2 \cdot S^2 \cdot R_h^{4/3}}} \right)^{0,5} \quad \text{Équation 15}$$

$H_{EX} = DN/2$; $K_{1 \rightarrow 2} = 0,5$; $K_{\text{sortie}} = 10$

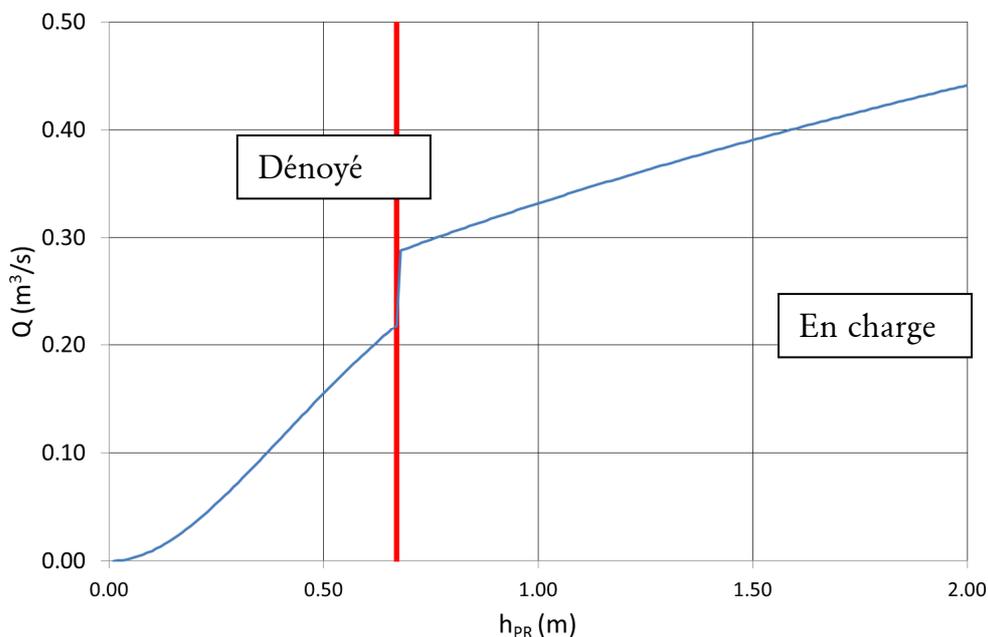


Figure 16. Débit surversé en fonction de h_{pr}

Il existe une discontinuité dans les lois utilisées à proximité de la mise en charge ; cette zone constitue une phase transitoire pendant laquelle l'évaluation du débit surversé perdra en précision.

La relation de la Figure 15 n'est applicable que si le niveau amont de la canalisation de décharge n'est pas soumis à une influence aval imposée par le niveau du milieu naturel.

Nous allons donc déterminer le niveau du milieu naturel pour atteindre la valeur limite de

$$h_{av} = 0,73 \cdot h_{pr} \quad \text{Équation 16}$$

La Figure 17 permet de calculer le niveau maximum du milieu naturel correspondant à une hauteur $h_{av} = 0,73 \cdot h_{pr}$ pour une longueur de canalisation de décharge de 25 m, pour un débit de 23 L/s pris à titre d'exemple.

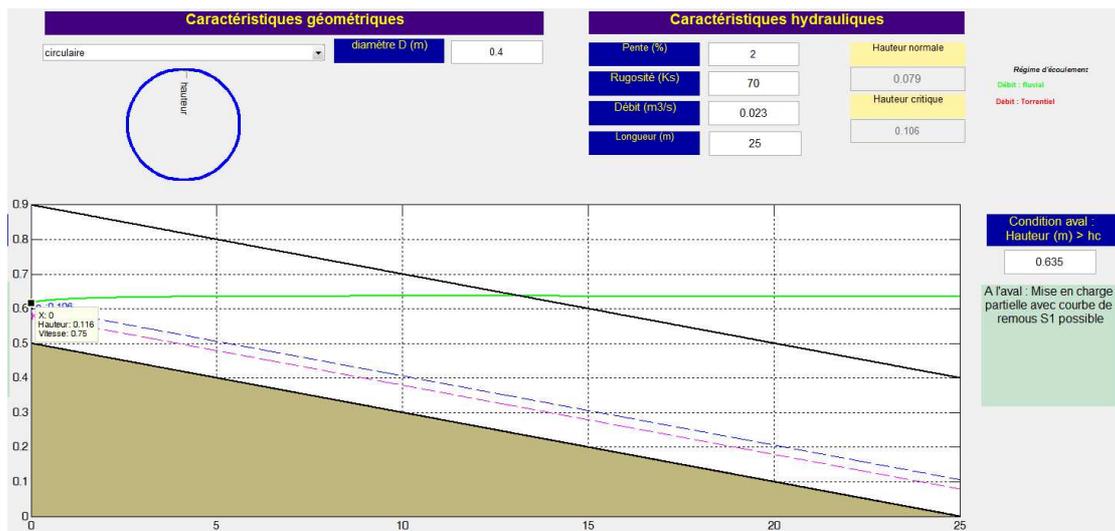


Figure 17. Calcul de ligne d'eau par le logiciel HSL

Le Tableau 1 a été calculé en faisant varier la hauteur h_{pr} entre 0 et 0,48 m, pour chaque débit en dénoyé. La hauteur h_{MN} a été déterminée en réalisant un calcul de la courbe de remous dans la canalisation de décharge. La hauteur H_{MN} a été calculée en garantissant :

$$h_{av} = 0,73 \cdot h_{pr} \quad \text{Équation 17}$$

Tableau 1. Domaine de validité de la relation de la Figure 16

h_{pr}	Q dénoyé (l/s)	H_{MN} max (m)	h_{av} max (m)
0,00	0		
0,08	6	0,57	0,06
0,16	23	0,63	0,12
0,24	49	0,69	0,17
0,32	80	0,72	0,23
0,40	113	0,74	0,29
0,48	147	0,71	0,35

La loi de déversement est identique à celle calculée au § 5.1.

La condition hydraulique supplémentaire en fonction de la valeur de h_{pr} impose une hauteur du milieu naturel H_{MN} inférieure à la limite calculée dans le Tableau 1.

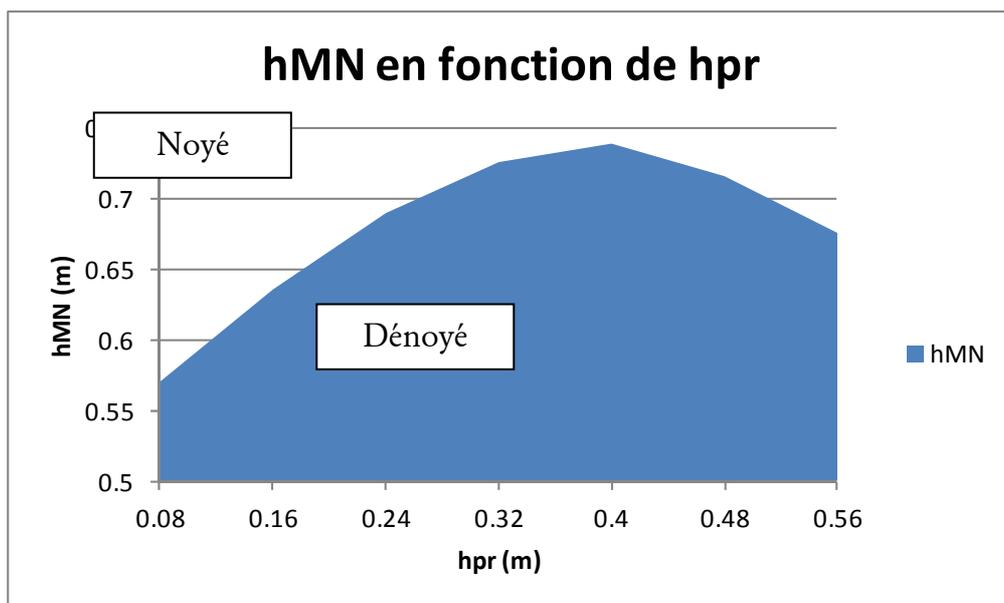


Figure 18. Domaines de fonctionnement en orifice noyé ou dénoyé

5.2. Canalisation de trop-plein à pente faible avec influence de la canalisation de décharge sur le débit évacué par l'orifice

Ce cas d'application correspond aux caractéristiques géométriques suivantes :

$$\text{DN } 300 ; I = 0,15\% ; K_s = 70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$$

La Figure 19 montre que ce collecteur est à pente faible (régime fluvial) sur toute la plage de débit entre 0 et 39 L/s correspondant au débit à pleine section.

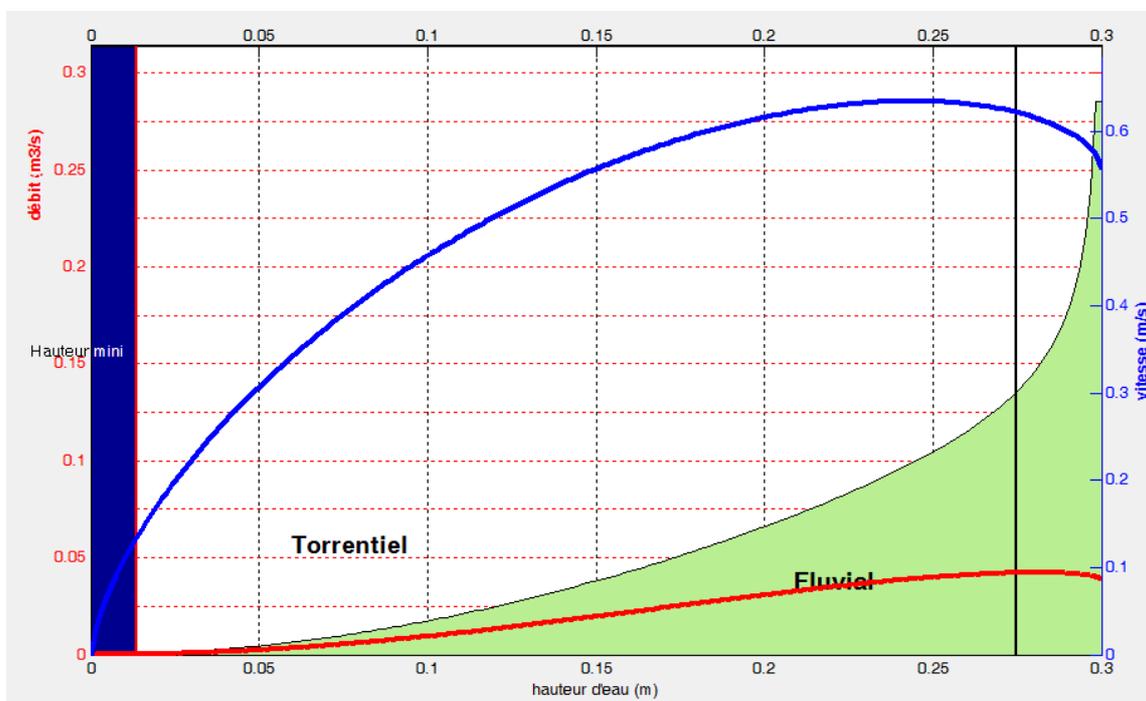


Figure 19. Domaines de fonctionnement hydraulique de la canalisation de décharge

On détermine dans un premier temps, le domaine d'application de la loi en dénoyé en évaluant la hauteur et le débit maximal :

$$h_{pr\ MAXI} = 1,69.DN \ ; \ Q_{dénoyé\ MAXI} = (9,81.(0,864.DN)^5)^{0,5} \quad \text{Équation 18}$$

Le débit maximal en dénoyé est de 107 L/s pour une hauteur de 0,51 m dans le poste de relèvement.

Le canal étant à pente faible, il est nécessaire de vérifier pour chaque débit que la hauteur h_{av} soit :

$$h_{av} \leq 0,73.h_{pr} \quad \text{Équation 19}$$

Le Tableau 2 a été calculé en faisant varier la hauteur h_{pr} entre 0 et 0,507 m, avec pour chaque hauteur le débit correspondant en dénoyé. La hauteur h_{av} a été déterminée en réalisant un calcul de la courbe de remous dans la canalisation de décharge. La condition à la limite aval a été choisie à gueule bée c'est-à-dire à la hauteur critique. Cette condition correspond à un milieu naturel n'influençant pas la conduite de décharge.

Tableau 2. Vérification des conditions d'enneioement de l'orifice en fonction de la hauteur d'eau au-dessus du seuil de déversement

h_{pr} (m)	$Q_{dénoyé}$ (m ³ /s)	h_{av} (m)	$0,73 h_{pr}$ (m)
0,00	0,000	0,00	0,00
0,05	0,002	0,05	0,04
0,10	0,008	0,09	0,07
0,20	0,029	0,18	0,15
0,30	0,055	0,27	0,22
0,35	0,069	> 0,30	0,25
0,40	0,082	> 0,30	0,29
0,51	0,107	> 0,30	0,37

La Figure 20 montre la ligne d'eau pour un débit de 2 L/s. La hauteur d'eau à l'amont atteint la valeur de la hauteur normale soit 0,049 m.

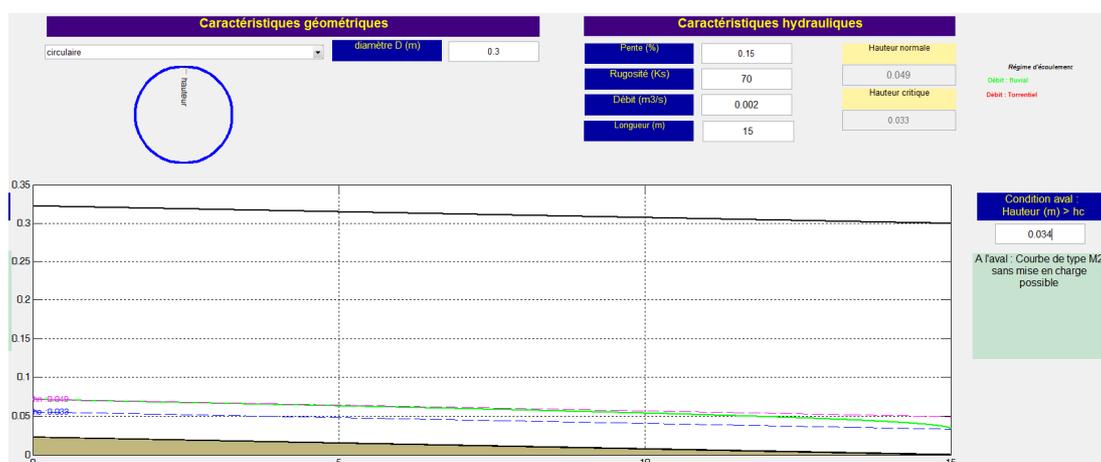


Figure 20. Ligne d'eau pour un débit de 2L/s

La Figure 21 montre la ligne d'eau pour un débit de 28,8 L/s. La hauteur d'eau à l'amont n'atteint pas la valeur de la hauteur normale.

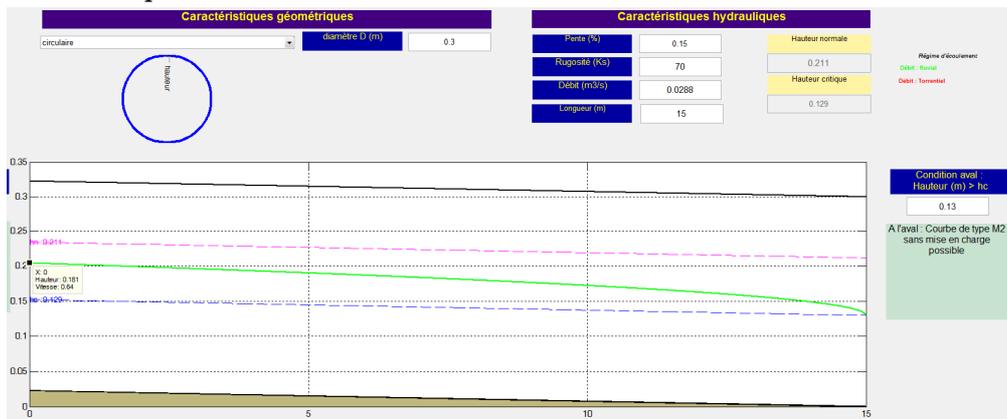


Figure 21. Ligne d'eau pour un débit de 28,8 L/s

La Figure 22 montre la ligne d'eau pour un débit de 55,3 L/s. La hauteur d'eau à l'amont n'atteint pas la valeur de la hauteur normale.

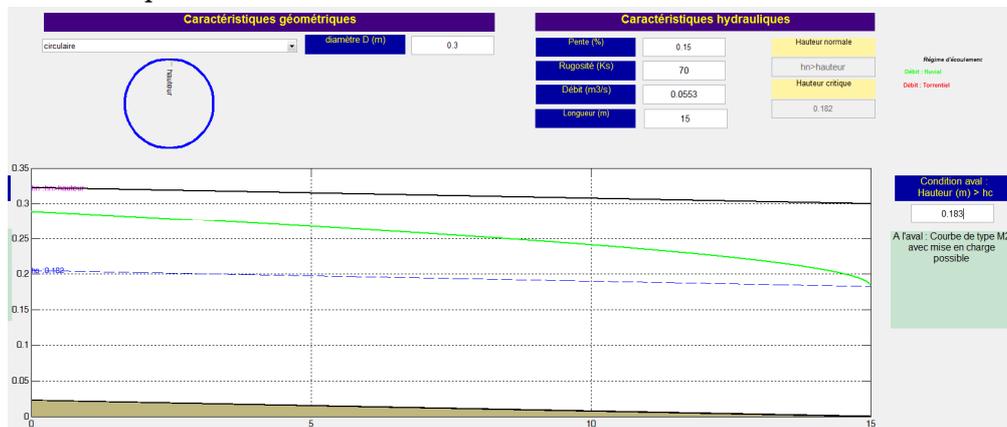


Figure 22. Ligne d'eau pour un débit de 55,3 L/s

La Figure 23 montre la ligne d'eau pour un débit de 68,8 L/s. La hauteur d'eau à l'amont met en charge la canalisation.



Figure 23. Ligne d'eau pour un débit de 68,8 L/s

Le Tableau 2 a montré que pour tous les débits :

$$h_{av} \geq 0,73 \cdot h_{pr} = h_{\text{limite dénoyé}}$$

Équation 20

L'orifice est donc toujours noyé.

La loi de déversement est ainsi donnée par la relation :

$$Q_{noyé} = 0,7157 \cdot (9,81 \cdot DN^5)^{0,5} \cdot 0,5 \left(\frac{h_{pr}}{DN} \right) \left(\frac{h_{pr}}{DN} \right)^{2,1747} \times$$

$$\left(-92,108 \cdot \left(\frac{h_{av}}{h_{pr}} \right)^4 + 261,67 \cdot \left(\frac{h_{av}}{h_{pr}} \right)^3 - 280,15 \cdot \left(\frac{h_{av}}{h_{pr}} \right)^2 + 133,71 \cdot \left(\frac{h_{av}}{h_{pr}} \right) - 22,965 \right)$$

Équation 21

Tableau 3. Correction à apporter au débit calculé en dénoyé pour tenir compte de la hauteur d'eau à l'aval de l'orifice

H_{pr} (m)	h_{av} (m)	$Q_{noyé}$ (m ³ /s)	Q dénoyé (m ³ /s)	
0,000	0,000	0,000		
0,055	0,049	0,002	0,0025	22,6%
0,108	0,094	0,008	0,0094	16,3%
0,213	0,181	0,029	0,0321	11,3%
0,321	0,271	0,055	0,0610	10,4%

En charge, la relation est donnée par :

$$Q_{charge} = \left(\frac{h_{pr} + I \cdot L - \frac{DN}{2}}{\frac{1}{2 \cdot g \cdot S^2} + \frac{K_{1 \rightarrow 2}}{2 \cdot g \cdot S^2} + \frac{L}{K_s^2 \cdot S^2 \cdot R_h^{4/3}}} \right)^{0,5}$$

Équation 22

$$K_{1 \rightarrow 2} = 0,5 ; K_{sortie} = 10$$

La Figure 24 représente l'évolution du débit en fonction de h_{pr} .

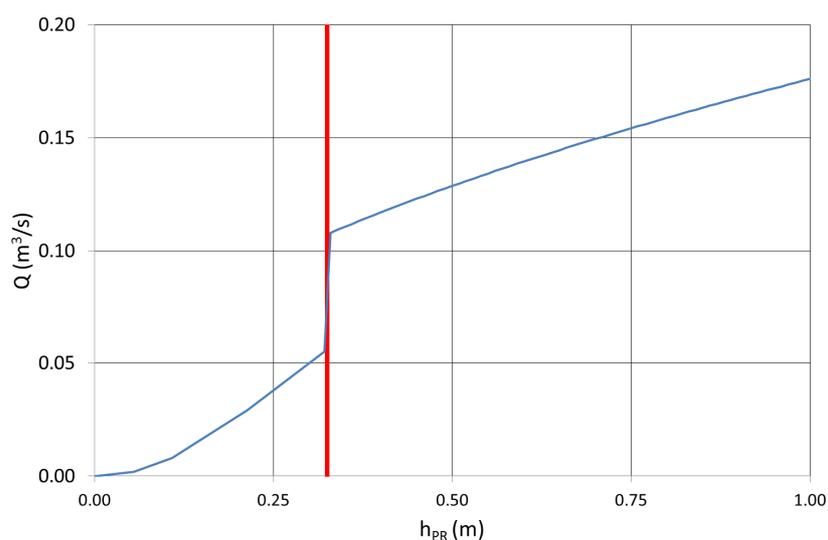


Figure 24. Débit surversé en fonction de h_{pr}

6. MODÉLISATION SPÉCIFIQUE

Les formules analytiques présentées plus haut constituent en quelque sorte une modélisation hydraulique générique adaptable à de nombreuses configurations. Mais dans certains cas une modélisation hydrodynamique spécifiquement adaptée à un ouvrage pourra être nécessaire, par exemple pour une surverse située dans un regard amont, ou pour un exutoire équipé d'un clapet. Cette démarche va être présentée sur un exemple.

6.1. Présentation du cas spécifique traité

La démarche de modélisation 3D a été entreprise pour représenter le cas d'un écoulement en présence d'un clapet anti-retour dans la canalisation de surverse. Les résultats présentés ici s'appuient sur la modélisation 3D d'un trop-plein ayant les caractéristiques géométriques et hydrauliques suivantes :

- Chambre rectangulaire de 0,8 m de largeur et 1 m de long ;
- DN 400 ;
- Canalisation de surverse de 3 m de long à pente nulle.

Comme illustré sur la Figure 25, la présence du clapet et plus particulièrement son inclinaison influence le fonctionnement hydraulique de la canalisation de décharge et perturbe la mesure de la hauteur d'eau dans la chambre de relèvement. Il existe une interaction sur le plan hydraulique entre le clapet anti-retour et la chambre de relèvement.

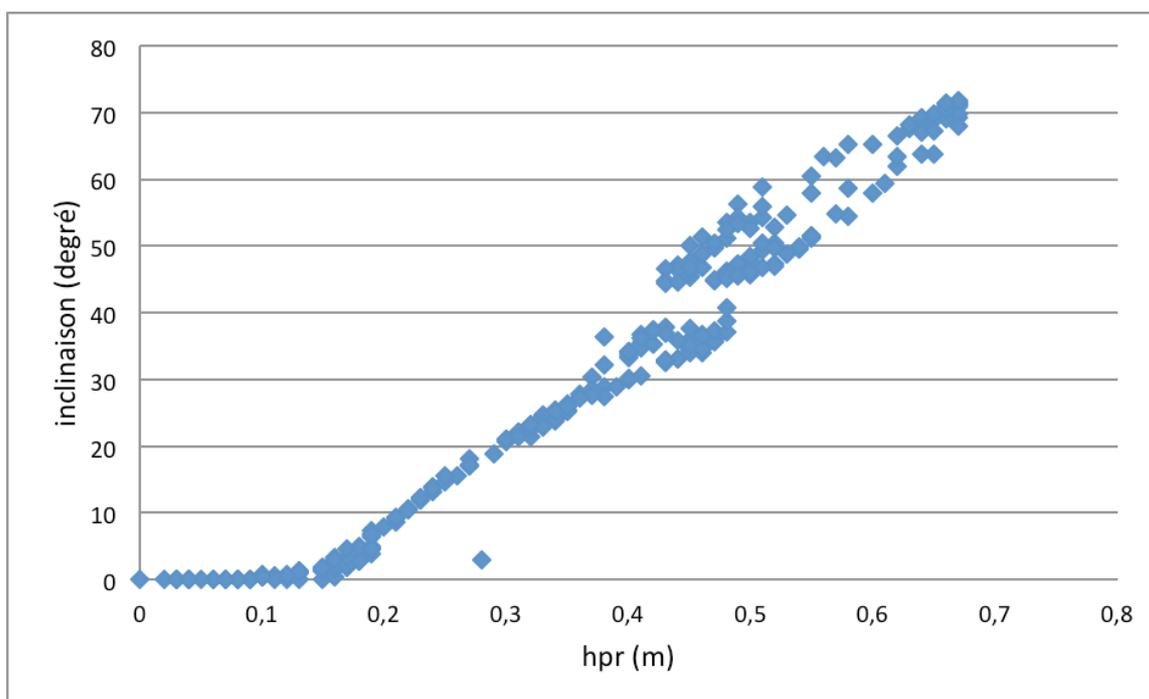


Figure 25. Relation entre l'inclinaison du clapet anti-retour et les hauteurs d'eau (données brutes) dans la chambre de relèvement (source : Jérôme de Bénédittis, Veolia Eau)

On constate que le clapet s'ouvre pour une hauteur d'eau h_{pr} de 0,15 m. Entre 0,15 et 0,40 m, une relation linéaire existe entre la hauteur h_{pr} et l'inclinaison du clapet. Le phénomène d'hystérésis apparaît à partir d'une inclinaison du clapet de 30° et donc une hauteur d'eau égale ou supérieure au diamètre de la canalisation de décharge (ou de surverse). Une étude préliminaire a permis de fixer le débit à 205 l/s pour une inclinaison de 50° . La Figure 25 montre que pour une inclinaison de 50° , la hauteur d'eau dans la chambre de relèvement peut varier de 10 cm (entre 0,45 et 0,55 m). Les variations de la hauteur d'eau h_{pr} pour une inclinaison du clapet fixée à 50° ont été simulées en régime transitoire. Ensuite, les différences obtenues sur le débit déversé ont été estimées (écarts obtenus par rapport au débit initial de 205 l/s).

6.2. Stratégie de modélisation 3D

Il ne s'agit pas ici de détailler la stratégie de modélisation 3D employée, mais de donner à titre indicatif les ingrédients numériques clés qui ont permis d'obtenir les résultats présentés par la suite.

La Figure 26 montre la géométrie et le maillage hexaédrique élaboré (366000 mailles).

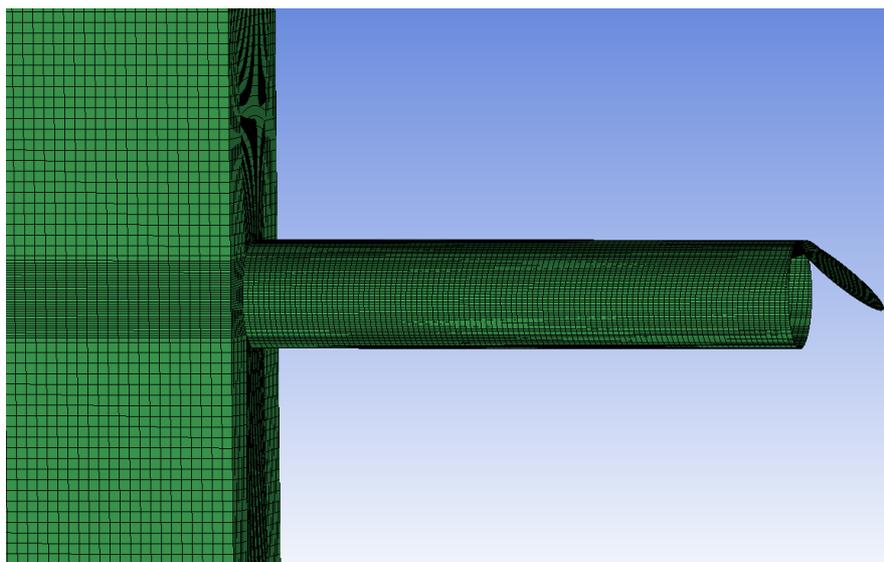


Figure 26. Géométrie et maillage du dispositif chambre-conduite-clapet (inclinaison de 50°)

Dans le but de prendre en compte la variabilité de la surface libre, le modèle à deux phases (eau et air) Volume of Fluid (VOF) a été utilisé. Le modèle de turbulence isotrope ' $k-\epsilon$ RNG' a été employé. La « loi de paroi » de type *non-equilibrium* ainsi que les schémas numériques du deuxième ordre ont été utilisés.

Concernant les conditions aux limites, une vitesse d'entrée a été imposée à l'amont dans l'objectif de reproduire le débit correspondant au cas modélisé. Une condition de pression atmosphérique a été simplement imposée à la sortie de la canalisation de surverse. Une pression atmosphérique a été définie au niveau du toit de la chambre de relèvement.

6.3. Résultats

La Figure 27 indique les variations de la hauteur d'eau dans la chambre au cours du temps.

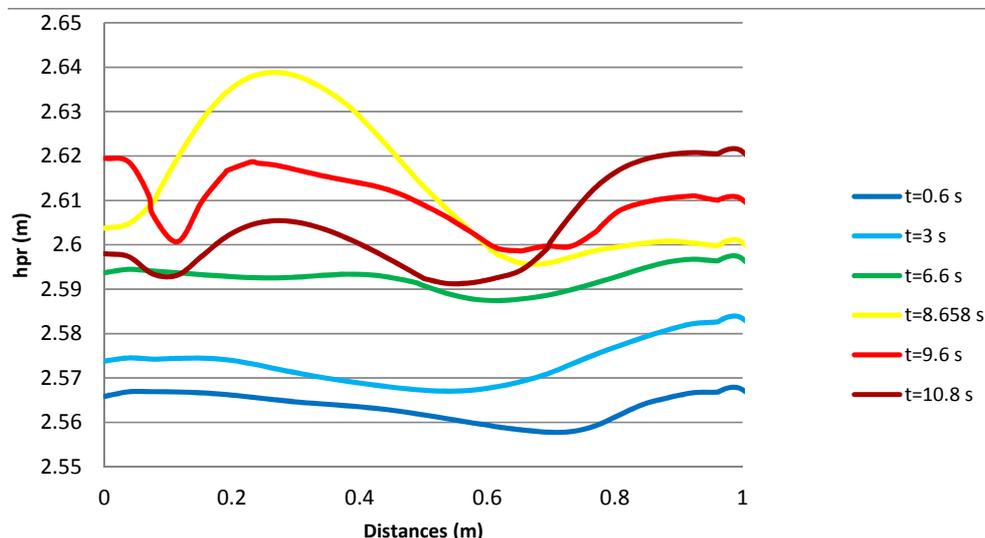


Figure 27. Variation de la hauteur d'eau dans la chambre au cours du temps.

La hauteur indiquée sur la Figure 27 correspond à la hauteur prise à partir du radier de la chambre. La référence correspondant au radier de la conduite de décharge est fixée à 2 m. Les hauteurs d'eau dans la chambre évoluent donc entre 0,56 et 0,64 m. Ce qui représente une amplitude de 8 cm.

La Figure 28 indique l'évolution du débit déversé en fonction de la hauteur d'eau dans la chambre pour le cas d'une conduite de décharge équipée d'un clapet anti-retour.

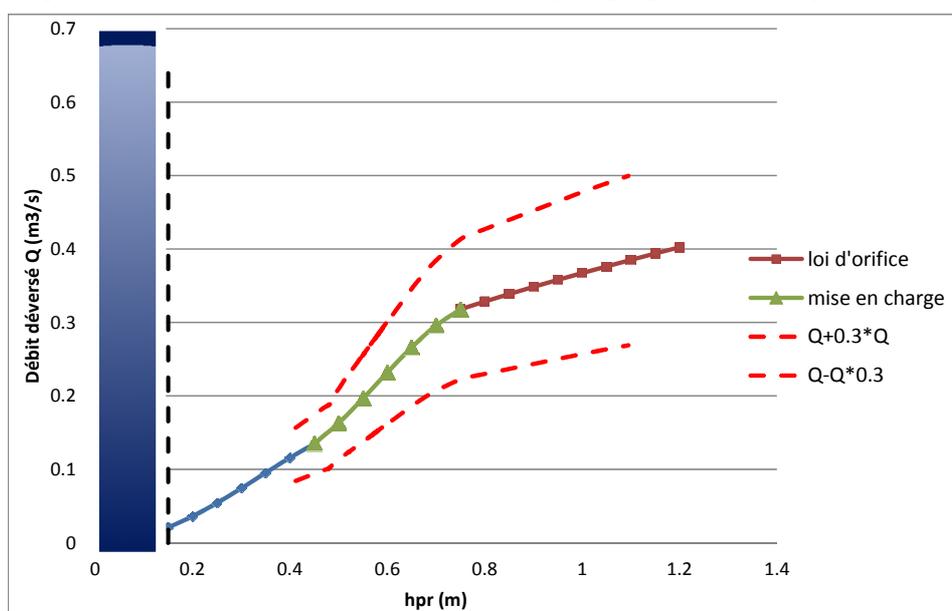


Figure 28. Courbes en pointillé rouge : évolution du débit en fonction de la hauteur d'eau dans la chambre pour le cas d'une conduite de surverse équipée d'un clapet ;
Ligne verticale en noir : hauteur d'eau provoquant l'ouverture du clapet ;
les autres courbes : évolution du débit en fonction de la hauteur d'eau dans la chambre en régime permanent sans prise en compte de la présence du clapet.

La première partie de la courbe (de 0,15 m à environ 0,55 m) a été obtenue à partir d'une relation de déversement disponible dans le guide « déversoir d'orage » (Vazquez *et al.*, 2006) et ajustée pour ce cas spécifique grâce aux résultats de la modélisation 3D. Pour cette gamme de hauteurs (0,15 à 0,55 m), le clapet n'influence pas la hauteur d'eau dans la chambre. La relation établie pour les cas 1 et 1bis sont applicables. Le Tableau 4 suivant indique les différences obtenues entre les débits dénoyés générique (Equation 1) et spécifique (relation $h_{pr}/Q_{dénoyé}$ représentée à la Figure 28 pour h_{pr} entre 0,15 et 0,55 m).

Tableau 4. Différences obtenues entre les débits déversés calculés à partir des modèles générique et spécifique en régime permanent et sans présence de clapet

h_{pr} (m)	$Q_{dénoyé}$ Générique (m^3/s)	$Q_{dénoyé}$ Spécifique (m^3/s)	Différences (%)
0,15	0,0207	0,021	1
0,20	0,0355	0,036	1
0,25	0,0529	0,054	2
0,30	0,0722	0,07	3
0,35	0,0925	0,095	3
0,40	0,1134	0,11	3
0,45	0,1344	0,13	3
0,50	0,1549	0,163	5

Les courbes en pointillé sur la Figure 28 représentent les évolutions obtenues en considérant des différences de +/- 30% par rapport au débit initial simulé.

7. REMERCIEMENTS

Ainsi que déjà évoqué en page 2, ce guide a été élaboré dans le cadre du projet COACHS (appel à Projet C2D2 2009, Convention de subvention n°10MGC S 004 notifiée le 1 avril 2010). Nous tenons donc à remercier le ministère de l'écologie et du développement durable pour le financement de ce projet. Nous remercions également l'agence de l'eau Rhône Méditerranée et Corse et Veolia Eau pour le support financier et la production des données utilisées lors de la modélisation spécifique.

8. CONCLUSION

La surveillance des rejets de station de pompage est une nécessité technique et s'inscrit dans la même logique que l'autosurveillance des déversoirs d'orage. Elle peut être mise en œuvre sans faire de gros investissements, ni mobiliser des moyens importants en terme de maintenance : un ou deux capteurs de hauteur d'eau, de préférence sans contact (ultrasons, radar) suffisent. Cependant les informations fournies par ces capteurs nécessitent un traitement spécifique pour obtenir des débits. Ce traitement n'est pas trivial car il impose souvent un couplage entre une loi d'orifice et un calcul de ligne d'eau dans la canalisation de décharge, couplage qui n'est pas documenté dans les manuels d'hydraulique. De nombreuses simulations numériques ont été réalisées sur des configurations courantes pour permettre l'élaboration de ce guide. Elles ont abouti à l'ajustement de formulations génériques de lois d'orifice, y compris en fonctionnement noyé. En outre une méthodologie détaillée a été établie pour permettre le couplage et aboutir à la construction de tables hauteur(s) d'eau-débit. Ces tables peuvent être implémentées dans des transmetteurs, ou interpolées pour du post-traitement. Pour des configurations plus complexes, il faudra avoir recours à une modélisation numérique spécifique aux sites concernés.

9. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ISO (2004). *Mesure du débit à l'aide de la méthode ultrasonique (acoustique)*. AFNOR, NF EN ISO 6416:2004.
- ISO (2008). *Uncertainty of measurement - Part 3: Guide to the expression of uncertainty in measurement* (GUM:1995). AFNOR, ISO/CEI GUIDE 98-3:2008.
- Vazquez J., Zug M., Phan L., Zobrist C., (2006), *Guide technique sur le fonctionnement des déversoirs d'orage*. Guide téléchargeable sur le site de l'ENGEES : http://www.engees.u-strasbg.fr/site/fileadmin/user_upload/pdf/shu/Guide_technique.pdf