

2013

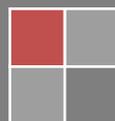
GUIDE TECHNIQUE

DIMENSIONNER UN COLLECTEUR CIRCULAIRE D'ASSAINISSEMENT GRAVITAIRE

Auteurs : Matthieu DUFRESNE, José VAZQUEZ

ECOLE NATIONALE DU GENIE DE L'EAU ET
DE L'ENVIRONNEMENT DE STRASBOURG (ENGEES)

LABORATOIRE DES SCIENCES DE L'INGENIEUR, DE L'INFORMATIQUE ET DE
L'IMAGERIE (ICUBE)



Date : création le 07/01/2013, mise à jour le 05/03/2014

Contact : matthieu.dufresne@engees.unistra.fr

Sommaire

1.	INTRODUCTION	4
2.	CONDITIONS D'ÉCOULEMENT, PHENOMENES A PRENDRE EN COMPTE ET MISE EN EQUATIONS	4
2.1.	REGIME D'ÉCOULEMENT	4
	<i>Préambule.....</i>	<i>4</i>
	<i>Calcul du régime uniforme.....</i>	<i>4</i>
	<i>Evaluation du coefficient de perte de charge</i>	<i>5</i>
	<i>Evaluation de la section de passage de l'écoulement.....</i>	<i>5</i>
	<i>Evaluation du rayon hydraulique.....</i>	<i>6</i>
2.2.	FERMETURE DE L'ÉCOULEMENT	7
2.3.	AUTO-AERATION	8
3.	PROCEDURE DE DIMENSIONNEMENT.....	9
3.1.	ORGANIGRAMME	9
3.2.	CHOIX DE L'ÉPAISSEUR DE RUGOSITE.....	9
3.3.	CHOIX DE LA VISCOSITE DE L'EAU	10
3.4.	DESCRIPTION DE LA PROCEDURE	10
	<i>Evitement du risque de fermeture</i>	<i>10</i>
	<i>Prise en compte de l'auto-aération.....</i>	<i>10</i>
	<i>Choix du remplissage d'eau</i>	<i>10</i>
	<i>Capacité du collecteur.....</i>	<i>11</i>
4.	EXEMPLES	11
4.1.	EXEMPLE N°1	11
4.2.	EXEMPLE N°2	12
5.	REFERENCES	12

1. INTRODUCTION

L'objectif de ce guide technique est de proposer une méthode pertinente et la plus simple possible pour dimensionner un collecteur circulaire d'assainissement gravitaire sur la base du débit maximum qu'on souhaite y faire transiter, le but étant de faire transiter ce débit sans que la canalisation ne passe en charge pour éviter tout risque de débordement. Après un passage en revue des conditions à considérer et des phénomènes à prendre en compte, la procédure de dimensionnement est détaillée. Elle est suivie de deux exemples d'application. Ce guide technique est accompagné d'une feuille de calcul dans laquelle la procédure proposée a été implémentée.

Si la problématique liée au dépôt est importante dans une démarche de dimensionnement, l'auto-curage n'est pas abordé dans ce document. Il fera l'objet d'un guide technique spécifique.

2. CONDITIONS D'ÉCOULEMENT, PHÉNOMÈNES À PRENDRE EN COMPTE ET MISE EN ÉQUATIONS

2.1. Régime d'écoulement

Préambule

Un écoulement à surface libre a ceci de particulier que pour un débit donné, sa hauteur d'eau n'est généralement pas constante le long de la canalisation, ceci du fait des influences aval ou amont auxquelles il est soumis. Ce n'est que « loin » de ces influences que la hauteur d'eau s'établit vers ce qu'on appelle la **hauteur normale**. On parle alors de **régime uniforme** ; à un débit donné correspond une unique hauteur d'eau. Si ce régime uniforme est rarement atteint dans un collecteur d'assainissement du fait des nombreuses singularités le parsemant (changements de pente, changements de diamètre, chutes, arrivées latérales, *etc.*), c'est lui qui est néanmoins considéré dans une démarche de dimensionnement d'un collecteur. Ce choix ne doit pas faire perdre de vue les vérifications supplémentaires nécessaires à effectuer à proximité des singularités susceptibles de faire monter le niveau d'eau.

D'un point de vue mécanique, le régime uniforme correspond à l'équilibre entre la force de gravité accélérant l'écoulement et les forces de frottement le ralentissant. D'un point de vue énergétique, il correspond à l'équilibre entre la pente du collecteur et la pente énergétique.

Calcul du régime uniforme

Il existe de nombreux moyens de calculer la hauteur normale, la plupart fondés sur une évaluation de la perte de charge provoquée par les frottements de l'écoulement sur les parois du collecteur et éventuellement sur l'air au niveau de la surface libre, ce dernier effet étant significatif lorsque la surface libre se trouve à proximité de la voûte de la canalisation. Les formulations les plus connues sont celles de Manning, de Strickler ou encore de Colebrook et White. On retiendra ici la dernière qui présente l'avantage d'être valide dès que l'écoulement est turbulent alors que les relations de type Manning – Strickler ont un domaine d'application limité par rapport aux conditions rencontrées en assainissement (Hager 1999).

La hauteur normale peut ainsi être calculée grâce à la relation suivante, où I est la pente de pose du collecteur, λ le coefficient adimensionnel de perte de charge linéaire, R_h le rayon hydraulique, Q le débit, g l'accélération gravitationnelle et S la section de passage de l'écoulement.

$$I = \lambda \frac{1}{4R_h} \frac{Q^2}{2gS^2} \quad (1)$$

Ce qui peut également s'écrire :

$$Q = \left(\frac{8g}{\lambda} \right)^{1/2} R_h^{1/2} S I^{1/2} \quad (2)$$

Evaluation du coefficient de perte de charge

Le coefficient adimensionnel de perte de charge linéaire λ dépend du nombre de Reynolds Re et de la rugosité relative ε selon la relation de Colebrook et White. Elle est valide pour Re compris entre 4 000 et 10^8 , et pour ε compris entre 0 et 0,05.

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left(\frac{\varepsilon}{3,71} + \frac{2,52}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \quad (3)$$

Cette relation peut être explicitée en λ selon la formulation suivante (Romeo 2002).

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left[\frac{\varepsilon}{3.7065} - \frac{5.0272}{Re} \log_{10} \left[\frac{\varepsilon}{3.827} - \frac{4.567}{Re} \log_{10} \left[\left(\frac{\varepsilon}{7.7918} \right)^{0.9924} + \left(\frac{5.3326}{208.815 + Re} \right)^{0.9345} \right] \right] \right] \quad (4)$$

Initialement établie pour des écoulements en charge en canalisation circulaire, cette équation peut être transposée aux autres types d'écoulement en utilisant 4 fois le rayon hydraulique comme longueur caractéristique (voir son expression plus loin). Ainsi, le nombre de Reynolds et la rugosité relative se définissent comme suit, où ν est la viscosité cinématique et k la rugosité de la canalisation (épaisseur représentative de l'influence de son état de surface sur la perte de charge).

$$Re = \frac{4QR_h}{\nu S} \quad (5)$$

$$\varepsilon = \frac{k}{4R_h} \quad (6)$$

Evaluation de la section de passage de l'écoulement

Le lien entre la hauteur d'eau et la section de passage est purement géométrique et s'exprime comme suit, où D est le diamètre de la canalisation.

$$S = \frac{D^2}{4} \left[\cos^{-1} \left(1 - 2 \frac{h}{D} \right) - \sin \left(\cos^{-1} \left[1 - 2 \frac{h}{D} \right] \right) \left(1 - 2 \frac{h}{D} \right) \right] \quad (7)$$

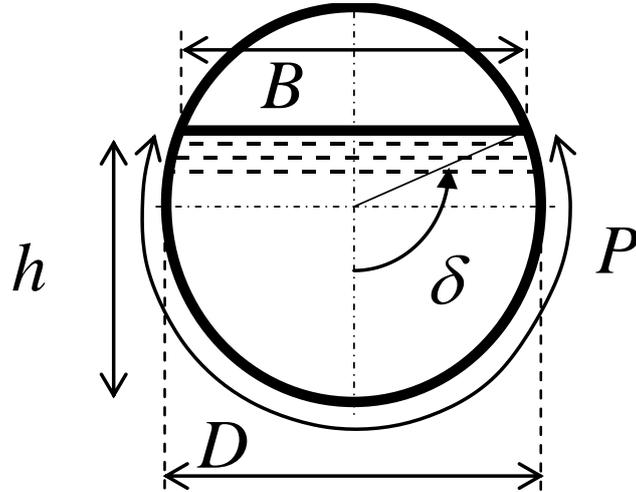


Figure 1. Schéma d'un écoulement à surface libre dans une canalisation circulaire.

Evaluation du rayon hydraulique

Le rayon hydraulique est défini comme le ratio de la section mouillée (définie ci-dessus) et du périmètre mouillé P , ce dernier étant lui-même défini comme que la longueur en contact avec l'eau dans une section donnée. Cela traduit l'influence des frottements de l'écoulement sur les parois de la canalisation. Voici son expression :

$$P = D \cos^{-1} \left(1 - 2 \frac{h}{D} \right) \quad (8)$$

Dans le cas d'un niveau proche de la voûte de la canalisation (remplissage supérieur à 50%), l'air piégé au-dessus de l'écoulement peut aussi avoir un rôle de ralentisseur. Pour en tenir compte, l'expression du périmètre mouillé peut être corrigée en ajoutant une fraction α (entre 0 et 1 selon le remplissage) de la largeur au miroir B , selon l'approche de Thormann (Lautrich 1971).

$$P_{\text{corrigé}} = P + \alpha B \quad (9)$$

$$\alpha = \frac{\left(10 \frac{h}{D} - 5 \right)^3 + 5 \left(10 \frac{h}{D} - 5 \right)}{150} \text{ si } \frac{h}{D} \geq 0,5 \quad (10)$$

La largeur au miroir se calcule quant à elle selon l'expression suivante.

$$B = D \sin \left[\cos^{-1} \left(1 - 2 \frac{h}{D} \right) \right] \quad (11)$$

Le rayon hydraulique peut alors être calculé comme suit.

$$R_h = \frac{S}{P + \alpha B} \quad (12)$$

2.2. Fermeture de l'écoulement

Lorsque le remplissage d'une canalisation est important, l'accès de l'air peut devenir difficile, tout particulièrement si la canalisation dispose d'une faible densité de regards d'accès. Dans ce cas, il est difficile de garantir un écoulement à surface libre dans la canalisation. Cette mise en charge intempestive, même de courte durée, peut être suffisante pour faire monter le niveau d'eau à l'amont et éventuellement provoquer des débordements. Ce phénomène de « bouchon », également appelé fermeture de l'écoulement, est illustré sur la figure suivante.

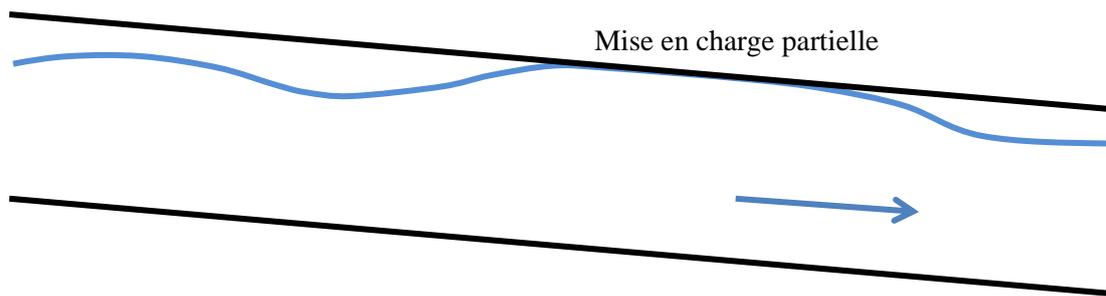


Figure 2. Illustration du phénomène de choc dans une canalisation.

Afin d'éviter ce phénomène, l'hydraulicien doit veiller à ne pas dimensionner une canalisation à un remplissage trop important. Sauerbrey a proposé une quantification de ce phénomène directement applicable dans une démarche de dimensionnement (Hager 1999) : elle quantifie le remplissage $y = h/D$ maximal en fonction de la pente, ainsi qu'illustré sur la figure suivante.

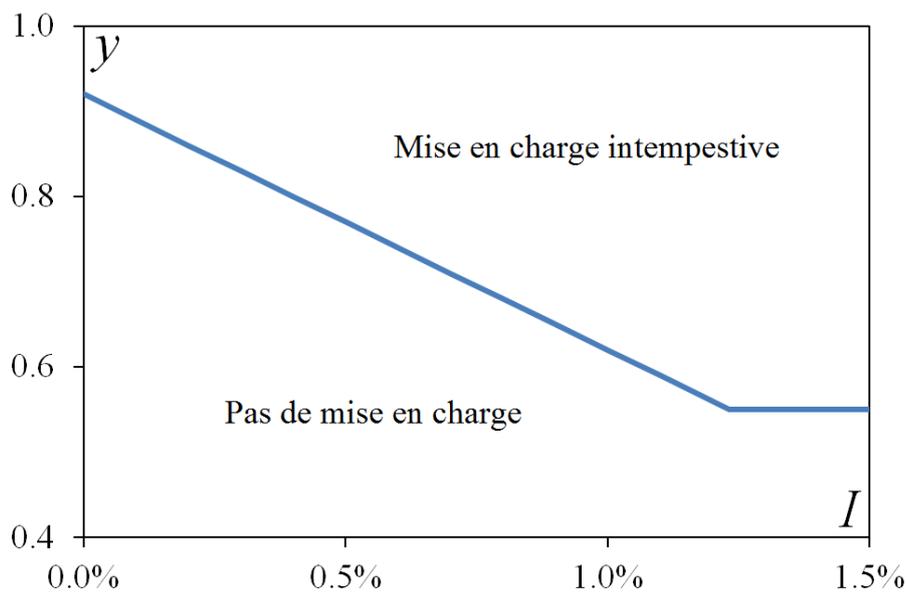


Figure 3. Phénomène de choc dans un diagramme pente – remplissage – Figure inspirée de Hager (1999).

Quelle que soit la pente de la canalisation, des chocs se produisent toujours pour un remplissage y supérieur à 92%. Pour des pentes supérieures à 1.2%, le remplissage maximal permettant d'éviter des mises en charge intempestives est d'environ 55%. Entre ces deux grandeurs, l'équation suivante peut être utilisée.

$$y_{\max} = 0.92 - 30I \quad (13)$$

2.3. Auto-aération

Pour des pentes très importantes (de l'ordre de 10%), la surface libre de l'écoulement devient instable : des gouttes sont éjectées de l'écoulement dans l'air avant de retomber dans l'eau. Ce faisant, elles entraînent de l'air dans l'eau : on parle d'auto-aération de l'écoulement. Visuellement, l'eau devient blanche. L'écoulement consiste alors en le mouvement d'un mélange d'eau et d'air. La conséquence est que l'écoulement a besoin d'une section de passage plus importante (autrement dit d'une plus grande hauteur) pour évacuer le même débit liquide. Ce phénomène est illustré sur la figure suivante.



Figure 4. Eau blanche sur le coursier du barrage de Coaticook (Canada).

Dans le cas d'une conduite circulaire, on peut utiliser la caractéristique de rugosité χ , dont l'expression est donnée ci-dessous, pour évaluer approximativement ce phénomène (Hager 1999).

$$\chi = \frac{KI^{1/2}D^{1/6}}{g^{1/2}} \quad (14)$$

L'auto-aération commence pour des caractéristiques de rugosité χ supérieures à 8. Dans la mesure où la quantification proposée ici est approximative, on peut se contenter d'une approche utilisant la rugosité de Strickler K . Dans un souci de sécurité vis-à-vis de l'aération, on pourra choisir $90 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (valeur haute).

L'évaluation approximative de la hauteur réelle h_m de l'écoulement peut être effectuée au moyen de l'équation suivante, où h est la hauteur normale calculée comme expliquée plus haut (écoulement d'eau sans air).

$$\frac{h_m}{D} = \frac{1}{4} \chi^{2/3} \left(\frac{h}{D} \right)^{10/9} \quad (15)$$

Cette équation peut aussi s'exprimer sous la forme suivante.

$$\frac{h}{D} = \left[\frac{4}{\chi^{2/3}} \left(\frac{h_m}{D} \right) \right]^{9/10} \quad (16)$$

3. PROCEDURE DE DIMENSIONNEMENT

3.1. Organigramme

La procédure de dimensionnement proposée est illustrée par l'organigramme suivant.

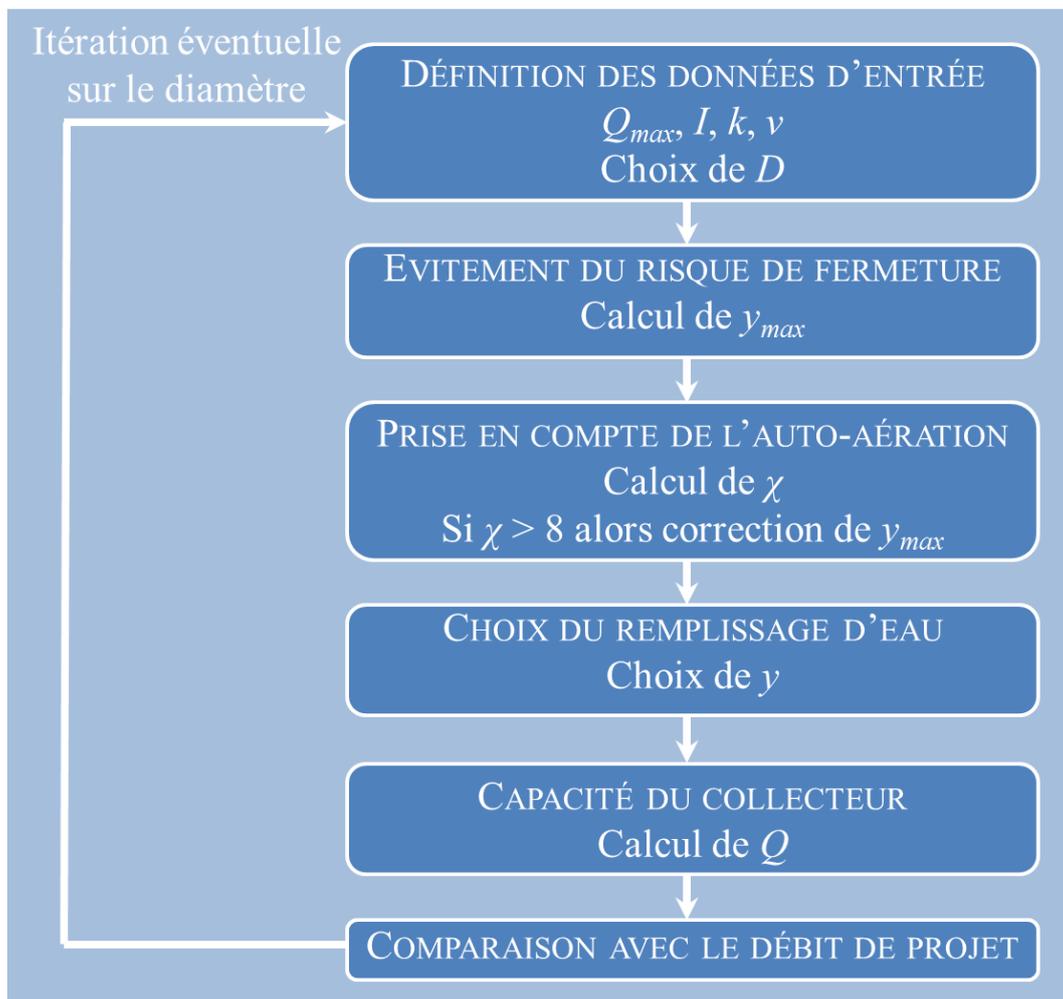


Figure 5. Organigramme de la méthode de calcul.

3.2. Choix de l'épaisseur de rugosité

L'épaisseur de rugosité k doit représenter l'influence de l'état de surface de la canalisation en fonctionnement sur les frottements provoqués par la canalisation. Hager (1999) recommande une valeur comprise entre 0,10 mm et 1,50 mm, ainsi qu'illustré dans le tableau suivant. Les valeurs les plus importantes de ce tableau permettent de représenter l'influence de certaines singularités sur la perte de charge, par exemple la présence de regards (concept de rugosité équivalente). Dans ce contexte, la valeur de 0,50 mm peut constituer une valeur utile au

dimensionnement de canalisations présentant une densité « standard » de regards ; la valeur haute de 1,50 mm peut constituer une valeur sécuritaire, notamment si on manque d'information.

Condition	k (mm)
Canalisation standard sans singularité	0,10
Présence de quelques singularités (exemple : siphons) mais pas de regards	0,25
Présence de regards	0,50
Regards très particuliers ; canaux en maçonnerie ; canalisations non standards sans information sur la rugosité	1,50

Tableau 1. Ordres de grandeurs pour l'épaisseur de rugosité.

3.3. Choix de la viscosité de l'eau

La viscosité de l'eau est relativement sensible à la température (voir le tableau suivant), ce qui peut avoir un impact significatif sur l'évaluation de la perte de charge. Pour des conditions standard (environ 10°C), on pourra considérer $1,3 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Température (°C)	ν (m^2/s)
0	$1,90 \cdot 10^{-6}$
10	$1,31 \cdot 10^{-6}$
20	$1,00 \cdot 10^{-6}$
30	$0,80 \cdot 10^{-6}$
40	$0,66 \cdot 10^{-6}$
50	$0,55 \cdot 10^{-6}$

Tableau 2. Viscosité cinématique de l'eau en fonction de la température à la pression atmosphérique (Wagner & Kruse 1998).

3.4. Description de la procédure

Evitement du risque de fermeture

Une fois les données d'entrée définies et le diamètre choisi (itération 0), le remplissage maximum pour éviter tout risque de fermeture de l'écoulement peut être calculé selon l'équation (13) pour une pente inférieure à 1,2% ; si la pente est supérieure à 1,2%, alors le remplissage maximum vaut 55%.

Prise en compte de l'auto-aération

La caractéristique de rugosité χ peut être calculée avec l'équation (14). Si elle est inférieure à 8, aucune auto-aération ne se produit et aucune correction ne doit donc être apportée au remplissage maximum. Si elle est supérieure à 8, le remplissage maximum h/D peut être corrigé selon l'équation (16).

Choix du remplissage d'eau

Le remplissage d'eau de dimensionnement h/D peut à présent être choisi. Pour dimensionner au plus juste, on choisit le remplissage maximum calculé juste avant. On peut éventuellement prendre une marge de sécurité supplémentaire.

Capacité du collecteur

Le remplissage étant connu, la surface mouillée et la largeur au miroir peuvent être calculées [respectivement grâce aux équations (7) et (11)]. Le paramètre α calculé [équation (10)], le périmètre mouillé corrigé peut être déterminé [équation (9)], ce qui rend possible l'utilisation de l'équation (12) pour calculer le rayon hydraulique. La rugosité relative peut être évaluée par l'équation (6). Quant au nombre de Reynolds, il faut procéder par itération car il dépend du débit qui est la grandeur recherchée.

On peut pour cela présumer une valeur de débit (prendre en première itération la valeur de Q_{max}), calculer le coefficient adimensionnel de perte de charge en utilisant l'équation (4) et en déduire le débit grâce à l'équation (2). La valeur du débit présumé peut alors être ajustée jusqu'à ce que le débit calculé soit égal au débit présumé.

4. EXEMPLES

4.1. Exemple n°1

On cherche à dimensionner un collecteur pour évacuer sans mise en charge un débit de 1 600 L/s. La canalisation sera posée à 0,2% avec des regards espacés de quelques dizaines de mètres. La température de l'eau sera autour de 10°C.

Compte tenu de la présence de regards, on adopte la valeur de 0,50 mm pour l'épaisseur de rugosité. La viscosité correspondant à la température est de $1,3 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Commençons par tester un DN1000. Compte tenu de la pente, le calcul du remplissage maximum aboutit à 86%. La caractéristique de rugosité valant 1,3 (< 8), aucune auto-aération ne se met en place. On choisit donc 86% comme remplissage de dimensionnement. La rugosité relative correspondante vaut 0,0005. Il faut à présent itérer pour déterminer le débit correspondant aux conditions choisies. On choisit $1,60 \text{ m}^3/\text{s}$ pour la première itération, ce qui permet de calculer le nombre de Reynolds ($1,8 \cdot 10^6$). Cela permet de calculer le coefficient de perte de charge (0,017), ce qui aboutit finalement à la valeur du débit ($1,14 \text{ m}^3/\text{s}$).

On itère alors sur le débit pour le déterminer plus précisément. On choisit alors $1,14 \text{ m}^3/\text{s}$. Le débit calculé vaut alors $1,14 \text{ m}^3/\text{s}$ (nombre de Reynolds : $1,3 \cdot 10^6$ et coefficient de perte de charge : 0,017). La procédure itérative est terminée. Un DN1000 dans ces conditions de pose a donc une capacité d'évacuation de $1,14 \text{ m}^3/\text{s}$, ce qui n'est pas suffisant.

Testons à présent un DN1100. En appliquant la même procédure que précédemment, on aboutit à un débit de $1,46 \text{ m}^3/\text{s}$, ce qui n'est toujours pas suffisant.

Testons à présent un DN1200. On aboutit cette fois à un débit de $1,83 \text{ m}^3/\text{s}$, ce qui est suffisant. Le diamètre adapté est donc un DN1200.

Remarque : si on avait considéré une rugosité de 1,50 mm (valeur probablement surestimée), le calcul aurait abouti à $1,62 \text{ m}^3/\text{s}$, ce qui serait toujours suffisant ; aucun risque de sous-dimensionnement donc avec un DN1200. Si en revanche on avait considéré 0,10 mm (valeur vraisemblablement sous-évaluée), on aurait sous-dimensionné le diamètre à 1100 mm, cette valeur correspondant à un débit de $1,67 \text{ m}^3/\text{s}$.

4.2. Exemple n°2

On cherche à présent à dimensionner un collecteur pour évacuer sans mise en charge un débit de 1 600 L/s. Du fait de la topographie du terrain, la pose se fera à une pente (énorme) de 25%. La température de l'eau sera autour de 10°C.

Par sécurité, on choisit d'adopter la valeur de 1,50 mm pour l'épaisseur de rugosité. La viscosité correspondant à la température est de $1,3 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Commençons par tester un DN800. Compte tenu de la pente, le calcul du remplissage maximum aboutit à 55% (valeur minimale). La caractéristique de rugosité valant 13,8 (> 8), l'écoulement va s'auto-aérer. Il faut donc corriger le remplissage maximum pour tenir compte du fait que le fluide sera en réalité un mélange d'eau et d'air. La correction aboutit à un remplissage **d'eau** de 42%. On choisit donc 42% comme remplissage d'eau de dimensionnement. Après itérations, on aboutit à un débit de $2,43 \text{ m}^3/\text{s}$.

Testons à présent un DN700. La caractéristique de rugosité vaut à présent 13,8, ce qui aboutit au choix d'un remplissage d'eau égal à 43%. On calcule alors un débit de $1,78 \text{ m}^3/\text{s}$.

Avec un DN600, on aboutit à $1,18 \text{ m}^3/\text{s}$, ce qui n'est pas suffisant. On choisit donc un DN700.

Remarque : si on n'avait pas considéré l'auto-aération de l'écoulement, on aurait choisi un remplissage de 55%, ce qui aurait abouti à un débit de $1,79 \text{ m}^3/\text{s}$ pour un DN600. On aurait alors sous-dimensionné la canalisation.

5. REFERENCES

Hager W H (1999). *Wastewater hydraulics – Theory and practice*. Springer.

Lautrich R (1971). *Tables et abaques pour le calcul hydraulique des canalisations sous pression, égouts et caniveaux*. Eyrolles, traduit de l'Allemand par Colas R.

Romeo E., Royo C. & Mónzon A. (2002). Improved explicit equations for estimation of the friction factor in rough and smooth pipes. *Chemical Engineering Journal* 86, 369-374.

Wagner W, Kruse A (1998). *Properties of water and steam – The industrial standard IAPWS-IF97 for the thermodynamic properties and supplementary equations for other properties*. Springer.