

# Guide pour l'étude des technologies conventionnelles de traitement des eaux usées d'origine domestique

## 4. Hydraulique – Préliminaire

### **Coordination et rédaction**

Cette publication a été réalisée par la Direction des eaux usées municipales (DEUM) du ministère de l'Environnement, de la Lutte contre les changements climatiques, de la Faune et des Parcs (MELCCFP). Elle a été produite par la Direction des communications du MELCCFP.

### **Renseignements**

Téléphone : 418 521-3830  
1 800 561-1616 (sans frais)

Formulaire : [www.environnement.gouv.qc.ca/formulaires/reenseignements.asp](http://www.environnement.gouv.qc.ca/formulaires/reenseignements.asp)

Internet : [www.environnement.gouv.qc.ca](http://www.environnement.gouv.qc.ca)

### **Pour obtenir un exemplaire du document :**

Visitez notre site Web : [www.environnement.gouv.qc.ca](http://www.environnement.gouv.qc.ca)

Dépôt légal – 2023  
Bibliothèque et Archives nationales du Québec

Tous droits réservés pour tous les pays.

© Gouvernement du Québec – 2023

# Table des matières

<b>Liste des tableaux</b>	<b>4-v</b>
<b>Liste des figures</b>	<b>4-vi</b>
<b>Remerciements</b>	<b>4-vii</b>
<b>4. Hydraulique</b>	<b>4-1</b>
<b>4.1 Profil hydraulique</b>	<b>4-1</b>
4.1.1 Généralités	4-1
4.1.2 Outils de calcul	4-2
<b>4.2 Mesure de débits</b>	<b>4-21</b>
4.2.1 Éléments de mesure en canal ouvert	4-21
4.2.2 Mesure de débits en conduite fermée	4-31
<b>4.3 Ouvrages particuliers</b>	<b>4-33</b>
4.3.1 Bassin d'égalisation	4-33
4.3.2 Systèmes de répartition des eaux	4-35
4.3.3 Postes de relèvement	4-36
<b>4.4 Éléments divers relatifs à l'hydraulique</b>	<b>4-39</b>
4.4.1 Particularités des eaux usées	4-39
4.4.2 Vitesses	4-39
4.4.3 Agencement des conduites	4-40
4.4.4 Dérivations	4-40
4.4.5 Trop-pleins et déversoirs de protection des planchers	4-41
4.4.6 Profilage des changements de direction des canaux	4-41
4.4.7 Mélange	4-42
<b>4.5 Émissaire</b>	<b>4-49</b>
4.5.1 Généralités	4-49
4.5.2 Impacts sur les écosystèmes	4-49

4.5.3	Autres facteurs à effet environnemental	4-50
4.5.4	Ingénierie	4-52
4.6	Références bibliographiques	4-61

PRÉLIMINAIRE

## Liste des tableaux

Tableau 4.1.2-1 : Rugosité absolue de nouvelles conduites selon le matériau .....	4-4
Tableau 4.1.2-2 – Coefficients de rugosité de Hazen-Williams ( $C_h$ ) selon le matériau et l'âge de la conduite .....	4-6
Tableau 4.1.2-3 – Coefficients $n$ de Manning selon le matériau et l'âge de la conduite .....	4-7
Tableau 4.1.2-4 – Constante $K$ pour diverses singularités (liste non exhaustive) .....	4-9
Tableau 4.1.2-5 – Constante $K$ pour diverses vannes (liste non exhaustive) .....	4-11
Tableau 4.1.2-6 – Critères de conception recommandés pour un déversoir triangulaire .....	4-14
Tableau 4.1.2-7 – Débits minimal et maximal recommandés pour un déversoir rectangulaire sans contractions latérales .....	4-17
Tableau 4.1.2-8 – Débits minimal et maximal recommandés pour un déversoir rectangulaire avec contractions latérales .....	4-18
Tableau 4.1.2-9 – Valeurs du coefficient $A_1$ .....	4-20
Tableau 4.2.1-1 – Relation entre $b/B$ , $\omega$ et $\beta$ .....	4-24
Tableau 4.2.1-2 – Dimensions standard en mètres des canaux Parshall .....	4-26
Tableau 4.2.1-3 – Critères de conception des canaux Parshall .....	4-28
Tableau 4.2.1-4 : Dimensions standard (m) d'un canal Palmer-Bowlus selon Plasti-Fab inc. ....	4-30
Tableau 4.2.1-5 – Intervalles de hauteurs et de débits pour les canaux Palmer-Bowlus .....	4-31
Tableau 4.4.7-1 – Valeurs empiriques de puissance ou de débit d'air par unité de volume selon différentes applications de mélange .....	4-46

## Liste des figures

Figure 4.1.2-1 – Diagramme de Moody _____	4-5
Figure 4.1.2-2 – Composantes d'un déversoir à paroi mince présentant des conditions d'écoulement libre _____	4-13
Figure 4.1.2-3 – Caractéristiques d'un déversoir triangulaire _____	4-13
Figure 4.1.2-4 – Exemples de déversoirs multiples de sortie de décanteurs _____	4-14
Figure 4.1.2-5 – Caractéristiques d'un déversoir rectangulaire sans contractions latérales _____	4-15
Figure 4.1.2-6 – Abaque débit/perte de charge pour un déversoir rectangulaire sans contractions latérales _____	4-16
Figure 4.1.2-7 – Caractéristiques d'un déversoir rectangulaire avec contractions latérales _____	4-17
Figure 4.1.2-8 – Caractéristiques d'un déversoir rectangulaire à seuil épais _____	4-19
Figure 4.2.1-1 – Relation entre le coefficient $C_d$ et l'angle du déversoir $\theta$ _____	4-23
Figure 4.2.1-2 – Caractéristiques physiques d'un canal Parshall _____	4-25
Figure 4.2.1-3 – Canal Palmer-Bowlus – Plasti-Fab inc. en écoulement libre _____	4-29
Figure 4.3.1-1 – Diagrammes de volume cumulé _____	4-34
Figure 4.3.2-1 – Exemple de chambre de répartition avec vannes déversoirs _____	4-36
Figure 4.3.3-1 – Exemples de vis d'Archimède a) conventionnelles et b) fermées _____	4-37
Figure 4.4.6-1 – Exemple d'une répartition en T profilée _____	4-42
Figure 4.4.7-1 – Exemples de turbines _____	4-43
Figure 4.4.7-2 – Mélangeur statique en conduite _____	4-44
Figure 4.5.4-1 : Définitions des différentes parties d'un milieu récepteur _____	4-54
Figure 4.5.4-2 – Schématisation d'un émissaire « submergé en tout temps » _____	4-55
Figure 4.5.4-3 – Schématisation d'un émissaire de « toute autre configuration » _____	4-56
Figure 4.5.4-4 – Schématisation d'un émissaire submergé dans un milieu récepteur côtier _____	4-57
Figure 4.5.4-5 – Émissaire submergé vu du dessus _____	4-58
Figure 4.5.4-6 – Configuration d'un émissaire « submergé en tout temps » _____	4-59
Figure 4.5.4-7 – Vues en plan et en coupe d'un émissaire de type batture _____	4-60

## Remerciements

### **Équipe de rédaction de FNX-INNOV**

Marc-André Desjardins, ing., Ph. D. – chargé de projet

Justine Duguet, ing., M. Sc. A. – chargée de projet adjointe et coordonnatrice

Gérald Pilon, ing.

Et les autres ingénieurs du Service de traitement des eaux de FNX-INNOV.

### **Équipe de révision du MELCCFP**

Héloïse Bastien, ing., M. Sc. A. – DEUM – chargée de projet

Bernard Lavallée, ing., Ph. D. – DEUM

Martin Bouchard-Valentine, ing., bio., M. Sc. – DEUM

Vanessa Dias, ing., Ph. D. – DEUM

Manon Bernard – DPEU

Bernard Patry, ing., Ph. D. – DPEU

Denis Martel, ing., M. Sc. – PEM

Victor Duchesne – DQMA

Suzanne Minville – DQMA

Natalie Lafontaine – DAMH

Stéphane Valois – DAMH

Geneviève Dufour Tremblay – DEB

Virginie Bolduc – PEHN

Marie-Christine Saulnier – PEHN

Nathalie Arpin – PEHN

### **Experts consultés (par ordre alphabétique de nom de famille)**

Éric Bard, ing. – Bionest

Christian Boulanger et Antoine Laporte – Ville de Repentigny

Yves Comeau, ing., Ph. D. – Polytechnique Montréal

Alain Gadbois, ing., M. Sc. A., Christian Scott, ing., DESS et les autres membres de l'équipe de Veolia

Marc-André Labelle, ing., Ph. D. – Cteau

Alain Roy, ing., M. Ing., et Dorothée Benoit, ing. – MAMH

## 4. Hydraulique

### 4.1 Profil hydraulique

#### 4.1.1 Généralités

##### 4.1.1.1 Importance du profil hydraulique

Le profil hydraulique d'une filière de traitement est la représentation graphique du gradient hydraulique, c'est-à-dire du niveau des eaux aux différentes étapes de traitement (Qasim, 1999). Il se prépare à l'aide des calculs de perte de charge qui surviennent au fil de l'eau dans la station d'épuration (WEF et ASCE, 1991).

Le profil hydraulique devrait présenter (WEF et ASCE, 1991) :

- un axe vertical indiquant les élévations;
- le niveau des eaux dans les ouvrages en fonction du débit;
- les points de contrôle hydraulique (vannes, déversoirs, etc.);
- le profil structural des ouvrages;
- l'élévation des structures;
- l'élévation de l'eau de surface (milieu récepteur).

Les élévations des procédés de traitement et des conduites devraient être ajustées pour que le gradient hydraulique assure un écoulement gravitaire des eaux usées (Qasim, 1999).

Il est important de concevoir un profil hydraulique juste, car un mauvais calage des ouvrages peut entraîner une réduction de leur capacité de traitement. De graves problèmes d'exploitation, comme l'inondation des ouvrages lors d'une pointe de débit, peuvent également survenir (Qasim, 1999).

On doit préparer le profil hydraulique pour les principaux flux d'eau au travers de la station (Qasim, 1999), de même que vérifier le profil des contournements.

##### 4.1.1.2 Débits

Les profils hydrauliques sont préparés pour le débit maximal et le débit moyen de conception (Qasim, 1999) et devraient être vérifiés pour le débit minimum initial.

Le débit maximal correspond, dans le cas d'un affluent pompé, à la capacité étalonnée du poste de pompage, évaluée au niveau du trop-plein, pour la combinaison de pompes qui fournit la capacité maximale en mode automatique. Dans le cas d'un affluent gravitaire passant par un régulateur de débit ou un déversoir, il s'agit de la capacité étalonnée au niveau du trop-plein. Dans le cas d'une station décentralisée sans ouvrage de contrôle, le débit maximal à considérer est le débit de pointe horaire pour une station décentralisée.

Si plusieurs ouvrages ont la même fonction au sein de la filière de traitement, le concepteur devrait considérer la possibilité qu'une unité soit hors service (WEF et ASCE, 1991) et vérifier les impacts que cela peut avoir sur le profil hydraulique ou les dérivations. Les chapitres propres à chaque procédé de traitement indiquent les débits que devraient traiter les unités selon la redondance prévue. La surcharge hydraulique d'un procédé sous des conditions de pointe de débit (par exemple en conditions de pluie et de fonte) ou lors d'une urgence peut être acceptable temporairement, mais en aucun cas le niveau de l'eau ne devrait dépasser celui des murs et du plancher supérieur (WEF et ASCE, 1991).



Le concepteur devrait aussi tenir compte des débits de recirculation ou de retour en tête de traitement, le cas échéant.

#### 4.1.1.3 Méthodologie de calcul

Le profil hydraulique se construit à rebours : le point de départ est l'émissaire, puis le fil de l'eau est remonté étape par étape jusqu'au point d'arrivée des eaux usées à la station d'épuration. Le niveau d'eau du milieu récepteur à considérer pour démarrer le profil hydraulique est normalement celui d'une crue de récurrence 20 ans.

Une vérification devrait aussi être effectuée pour une crue centenaire de manière à déterminer les endroits critiques qui présentent un risque de débordement, pour prévoir des aménagements en conséquence ou inclure des dispositifs de protection des équipements. Une analyse du risque pour déterminer les niveaux de protection requis devrait être faite pour chaque étape du traitement (prétraitement, traitement primaire, traitement secondaire, traitement tertiaire). En présence d'une telle crue, certaines étapes en fin de traitement pourraient être contournées temporairement.

#### 4.1.2 Outils de calcul

Pour réaliser le profil hydraulique de la station, il est nécessaire de calculer les pertes de charge tronçon par tronçon. Un tronçon correspond au parcours des eaux usées entre deux ouvrages (p. ex. tronçon entre le canal de collecte des eaux dessablées et la boîte de distribution des décanteurs primaires).

Les pertes de charge peuvent être subdivisées en trois catégories (WEF et ASCE, 1991) :

- les pertes de charge linéaires (friction dans les conduites ou canaux);
- les pertes de charge singulières (au travers de pièces de tuyauterie ou d'appareils en ligne);
- les pertes de charge statiques (marge de sécurité aux sections de contrôle).

L'exemple suivant détaille les pertes de charge pouvant survenir sur un tronçon (Qasim, 1999) :

Perte de charge totale	=	perte de charge causée par l'entrée
	+	perte de charge causée par la sortie
	+	pertes de charge causées par les contractions ou les grossissements de diamètre
	+	perte de charge par friction
	+	pertes de charge causées par les vannes, coudes, instruments de mesure, pièces de raccordement, etc.
	+	pertes de charge aux points de contrôle hydraulique (si applicable)
	+	dégagement vertical pour assurer les chutes libres (si applicable)
	+	marge éventuelle pour un accroissement futur de la capacité de la station

Pour les unités de procédé préfabriquées, le concepteur devrait se référer aux informations de perte de charge fournies par le fabricant.

#### 4.1.2.1 Pertes de charge linéaires en conduite

Il existe deux types de conditions d'écoulement dans les conduites (WEF et ASCE, 1991) :

1. L'écoulement libre.
2. L'écoulement sous pression.

En général, l'écoulement libre survient seulement dans les réseaux d'égouts et les conduites d'émissaire. Entre les procédés de traitement, les eaux circulent soit sous pression (conduites en charge), soit dans des canaux (ouverts avec écoulement à surface libre).

##### Conduite avec écoulement libre

Les pertes de charge linéaires dans les conduites sous des conditions d'écoulement libre peuvent être calculées comme dans un canal ouvert à l'aide de la formule de Manning (voir section 4.1.2.4.1.2.2).

##### Conduite avec écoulement sous pression

Les pertes de charge linéaires dans les conduites sous pression peuvent être déterminées à l'aide de l'équation de Darcy-Weisbach ou de manière plus répandue par la formule d'Hazen-Williams.

##### Formule de Darcy-Weisbach :

Équation 04.01 : 
$$h_L = f \frac{L v^2}{d 2 g}$$

avec :

$h_L$  : perte de charge linéaire (m);  
 $f$  : facteur de friction (adimensionnel);  
 $L$  : longueur de la conduite (m);  
 $v$  : vitesse moyenne (m/s);  
 $d$  : diamètre intérieur de la conduite (m);  
 $g$  : accélération gravitationnelle (9,81 m/s<sup>2</sup>).

Le facteur de friction ( $f$ ) varie selon le régime d'écoulement qui est établi à partir du nombre de Reynolds ( $Re$ ) (WEF et ASCE, 1991) :

- écoulement laminaire ( $Re < 2\,000$ ) :  $f = 64 \div Re$ ;
- régime transitoire ( $2\,000 < Re < 3\,000$ ) :  $f$  est indéterminé;
- écoulement turbulent ( $Re > 3\,000$ ) :  $f$  est fonction de :
  - la rugosité relative de la conduite [rugosité absolue ( $\varepsilon$ )  $\div$  diamètre ( $d$ )];
  - la viscosité ( $\mu$ );
  - la densité ( $\rho$ ) du liquide.

Le nombre de Reynolds pour l'eau se calcule à l'aide de l'équation suivante :

**Équation 04.02 :** 
$$Re = \frac{\rho v d}{\mu} = \frac{v d}{\nu}$$

avec :

Re : nombre de Reynolds (adimensionnel);  
 $\rho$  : densité de l'eau (kg/m<sup>3</sup>);  
 $v$  : vitesse moyenne (m/s);  
 $d$  : diamètre intérieur de la conduite (m);  
 $\mu$  : viscosité dynamique de l'eau (kg.m<sup>-1</sup>.s<sup>-1</sup>);  
 $\nu$  : viscosité cinématique de l'eau (m<sup>2</sup>/s).

Les valeurs de  $f$  peuvent être déterminées à l'aide du diagramme de Moody (voir Figure 4.1.2-1), après avoir calculé le nombre de Reynolds et déterminé la rugosité relative de la conduite. Le Tableau 4.1.2-1 présente la rugosité absolue de nouvelles conduites selon leur matériau (Benefield et collab., 1984).

**Tableau 4.1.2-1 : Rugosité absolue de nouvelles conduites selon le matériau**  
(Tiré de Benefield et collab., 1984)

Matériau	Rugosité absolue (cm)
Acier riveté	0,09 - 0,9
Béton	0,02 - 0,2
Fonte	0,026
Fonte asphaltée	0,012
Acier inoxydable	0,00025
PVC	0,00021
PEHD	0,00021

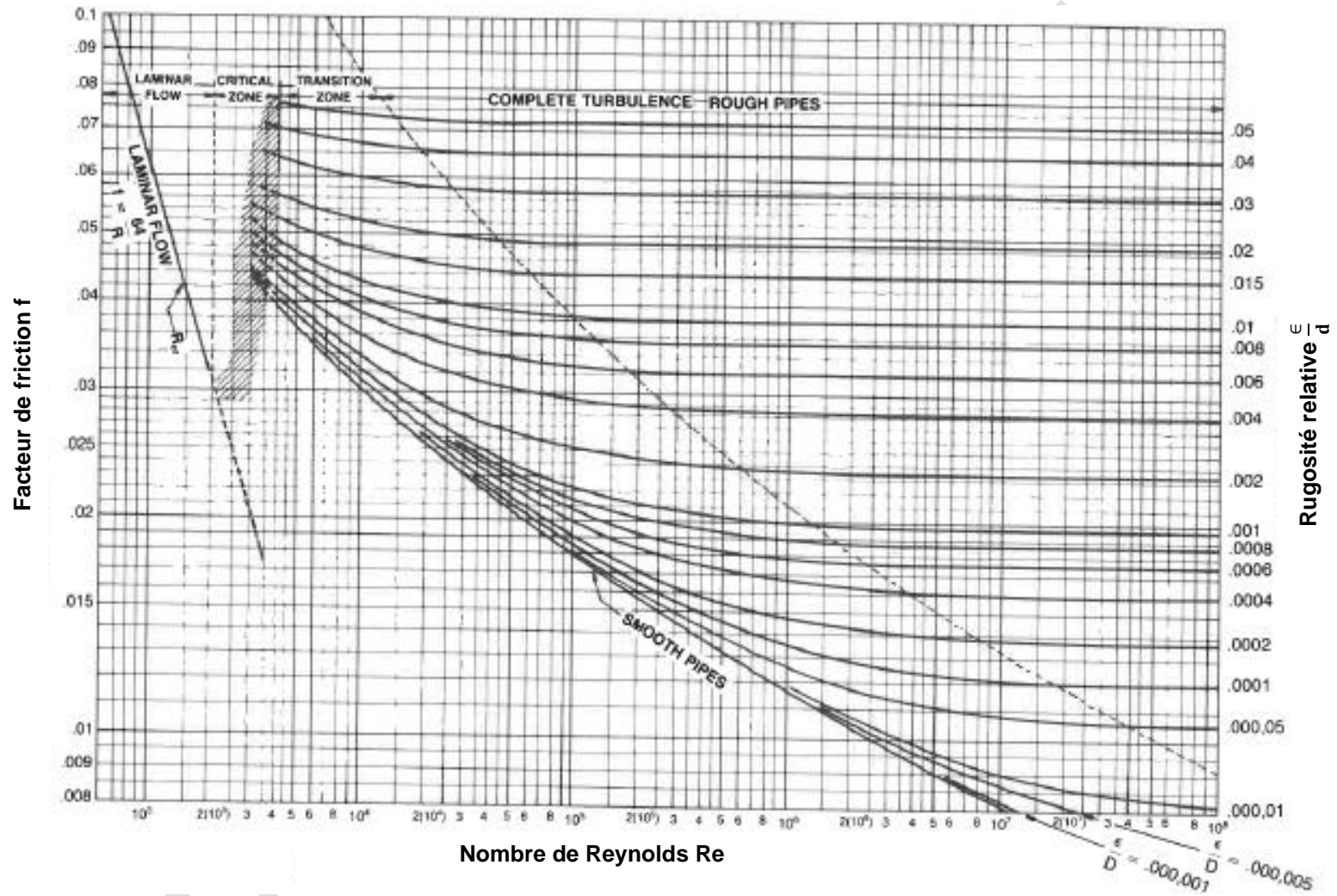


Figure 4.1.2-1 – Diagramme de Moody  
Tirée de Sanks (1989)

### Formule de Hazen-Williams :

$$\text{Équation 04.03 : } h_L = 6,82 \left( \frac{v}{C_h} \right)^{1,85} \frac{L}{d^{1,167}}$$

$$\text{Équation 04.04 : } h_L = 6,82 \left( \frac{4}{\pi} \right)^{1,85} \left( \frac{Q}{C_h} \right)^{1,85} \frac{L}{d^{4,87}}$$

avec :

$h_L$  : perte de charge linéaire (m);  
 $v$  : vitesse moyenne (m/s);  
 $C_h$  : coefficient de rugosité de la surface (adimensionnel)  
 $L$  : longueur de la conduite (m);  
 $d$  : diamètre intérieur de la conduite (m);  
 $Q$  : débit (m<sup>3</sup>/s).

Le coefficient de rugosité de la conduite ( $C_h$ ) varie en fonction du type de matériau, de son âge et des conditions d'utilisation. Les nouvelles conduites présentent une rugosité moindre et donc des pertes par friction moindres. Pour l'installation d'une nouvelle conduite, le concepteur devrait étudier deux cas : celui où la conduite est neuve et celui où la conduite a atteint sa durée de vie utile. Si le concepteur ne considère que la valeur de  $C_h$  pour la conduite usagée, le pompage de l'eau pourrait acheminer initialement plus de débit que calculé (WEF et ASCE, 1991). Pour les conduites véhiculant des eaux usées, il est de bonne pratique de pénaliser de 10 points la valeur du coefficient  $C_h$  apparaissant au Tableau 4.1.2-2 établie pour eau brute non agressive.

**Tableau 4.1.2-2 – Coefficients de rugosité de Hazen-Williams ( $C_h$ ) selon le matériau et l'âge de la conduite**

(Tiré de Sanks, 1989)

Matériau	Coefficient de rugosité de Hazen-Williams ( $C_h$ )
<b>Nouvelle conduite et revêtement :</b>	
PVC ou PEHD	150
Revêtement de béton centrifugé	140
Fonte non revêtue	130
Béton acier (Hyprescon)	140
Acier inoxydable	140
<b>Vieille conduite (20 ans de service ou plus, eau non agressive) et revêtement :</b>	
PVC ou PEHD	135
Revêtement de béton centrifugé	130
Fonte non revêtue	100
Béton acier (Hyprescon)	130
Acier inoxydable	130

La justesse des pertes de charge calculées avec les équations de Darcy-Weisbach et de Hazen-Williams repose sur la bonne détermination de la rugosité de la conduite.

#### 4.1.2.2 Pertes de charge linéaires en canaux ouverts

Pour déterminer les pertes de charge linéaires dans les canaux ouverts ou dans les conduites en écoulement libre, l'équation de Manning est la plus couramment utilisée :

Équation 04.05 : 
$$h_L = L \left( \frac{v n}{r^{2/3}} \right)^2$$

avec :

$h_L$  : perte de charge linéaire (m);

L : longueur du canal (m);

v : vitesse moyenne (m/s);

n : coefficient de rugosité (adimensionnel);

r : rayon hydraulique (surface de la section transversale divisée par le périmètre mouillé) (m).

La valeur du coefficient de rugosité (n) dépend de la nature du matériau et varie avec l'âge du canal en fonction de sa détérioration (WEF et ASCE, 1991). Les valeurs de n sont présentées au Tableau 4.1.2-3.

**Tableau 4.1.2-3 – Coefficients n de Manning selon le matériau et l'âge de la conduite**

(Tiré de Sanks, 1989)

Matériau	Coefficient n de Manning
<b>Nouvelle conduite et revêtement :</b>	
PVC ou PEHD	0,009
Revêtement de béton centrifugé	0,009
Fonte non revêtue	0,010
Béton acier (Hyprescon)	0,009
Acier inoxydable	0,009
<b>Vieille conduite (20 ans de service ou plus, eau non agressive) et revêtement :</b>	
PVC ou PEHD	0,010
Revêtement de béton centrifugé	0,010
Fonte non revêtue	0,013
Béton acier (Hyprescon)	0,010
Acier inoxydable	0,010

### 4.1.2.3 Pertes de charge singulières

Aux pertes de charge linéaires dans les conduites et les canaux s'ajoutent les pertes de charge singulières dues aux raccords, aux vannes et aux autres pièces de tuyauterie.

Les pertes de charge singulières au travers des pièces sont calculées au moyen de la formule suivante :

Équation 04.06 : 
$$h_s = K \frac{v^2}{2g}$$

avec :

$h_s$  : perte de charge singulière (m);

$K$  : constante dépendant de la nature de la singularité (adimensionnelle);












$v$  : vitesse moyenne (m/s);

$g$  : accélération gravitationnelle (9,81 m/s<sup>2</sup>).

Le coefficient  $K$  permet de tenir compte de la totalité des pertes de charge liées à la singularité en question (WEF et ASCE, 1991). Le Tableau 4.1.2-4 et le Tableau 4.1.2-5 présentent des valeurs de  $K$  pour différentes singularités et accessoires de tuyauterie. Pour les élargissements et les réductions de diamètre, l'équation de perte de charge singulière figure au Tableau 4.1.2-4. Pour les conduites de diamètre inférieur à 300 mm, il faut augmenter la valeur de  $K$  fournie au Tableau 4.1.2-4 de 5 % pour chaque diminution de 25 mm du diamètre de la conduite. La consultation des fournisseurs est toutefois recommandée.


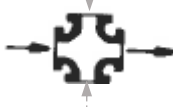
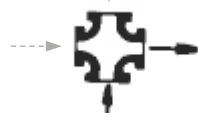


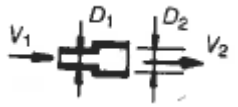

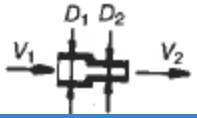
PRÉLIMINAIRE

**Tableau 4.1.2-4 – Constante K pour diverses singularités (liste non exhaustive)**  
**(Tiré de Sanks, 1989)**

Singularité	Schéma	Constante K*
<b>Entrée</b>		
Bouche de cloche		0,05
Arrondie		0,25
À bord net		0,5
Saillante		0,8
<b>Sorties</b>		
Toutes formes		1,0
<b>Coudes de type joint à onglet</b>		
$\theta = 15^\circ$		0,05
$\theta = 22,5^\circ$		0,075
$\theta = 30^\circ$		0,10
$\theta = 45^\circ$		0,20
$\theta = 60^\circ$		0,35
$\theta = 90^\circ$		0,80
$\theta = 90^\circ$ formé par 3 x $30^\circ$ ou 4 x $22,5^\circ$		0,30
<b>Singularités moulées</b>		
$90^\circ$ , standard		0,25
$90^\circ$ , long rayon		0,18
$45^\circ$		0,18
Demi-tour ( $r = 1,4 D$ )		0,40
Té, écoulement en ligne		0,30



**Tableau 4.1.2-4 – Constante K pour diverses singularités (liste non exhaustive) (suite)**

Singularité	Schéma	Constante K*
<b>Singularités moulées</b>		
Té, branche		0,75
Croisement, écoulement en ligne		0,50
Croisement, branche		0,75
Y à 45°		0,50
<b>Élargissement de diamètre</b>		
Conique		$h_s = K \left[ 1 - \left( \frac{D_1}{D_2} \right)^2 \right] \frac{v_2^2}{2g}$ $K = 3,5 (\tan \theta)^{1,22}$ $h_s \approx \frac{0,25 (v_1^2 - v_2^2)}{2g} \text{ (approx.)}$
Brusque		$h_s = \frac{(v_1^2 - v_2^2)}{2g}$ $h_s = \left[ \left( \frac{A_1}{A_2} \right)^2 - 1 \right] \frac{v_2^2}{2g}$
<b>Réduction de diamètre</b>		
Conique		$h_s = K \frac{v_2^2}{2g}$ $K = 0,03 \pm 0,01$
Brusque		$h_s = 0,5 \left[ 1 - \left( \frac{D_2}{D_1} \right)^2 \right] \frac{v_2^2}{2g}$

Note\* : Pour les conduites de diamètre inférieur à 300 mm, il faut augmenter K de 5 % pour chaque diminution de 25 mm du diamètre de la conduite.

**Tableau 4.1.2-5 – Constante K pour diverses vannes (liste non exhaustive)**

Type de vanne	Constante K
<b>Vanne à guillotine</b>	
Complètement ouverte	0,19
Fermée d'un quart	1,15
Fermée à moitié	5,6
Fermée aux trois quarts	24
<b>Vanne papillon</b>	
Complètement ouverte	0,3
Fermée d'un angle de 20°	1,4
Fermée d'un angle de 40°	10
Fermée d'un angle de 60°	94
<b>Clapet antiretour</b>	
À balancement ( <i>swing</i> )	0,6 – 2,3
À boule	2,6
À double porte	
≤ 200 mm	2,5
250 – 400 mm	1,2
À pied	
Disque à charnière	1 – 1,4
À soupape	5 – 14
<b>Vanne de canal</b>	
Complètement ouverte	0,2 – 0,8
<b>Vanne à pointeau</b>	
Complètement ouverte	4,0 – 6,0
<b>Vanne à pincement</b>	
Complètement ouverte	0,2 – 0,75

Sources : Qasim (1999), Sanks (1989)

Pour un orifice, la constante K est calculée à l'aide de la formule suivante :

**Équation 04.07 :** 
$$K = 1/\sqrt{C_d}$$

avec :

$C_d$  : coefficient de débit (ou de passage) de l'orifice (adimensionnel)

Le coefficient  $C_d$  varie typiquement entre 0,60 et 0,80. La perte de charge singulière au travers d'un orifice peut donc se calculer à l'aide de l'équation suivante (Qasim et Zhu, 2018b) :

**Équation 04.08 :** 
$$h_s = \frac{1}{2g} \left( \frac{Q_0}{C_d A_0} \right)^2$$

avec :

$h_s$  : perte de charge singulière (m);  
 $Q_0$  : débit au travers de l'orifice (m<sup>3</sup>/s);

$C_d$  : coefficient de passage (adimensionnel);  
 $A_o$  : aire de l'orifice ( $m^2$ );  
 $g$  : accélération gravitationnelle ( $9,81 \text{ m/s}^2$ ).

Inversement, en supposant une pression résiduelle à maintenir à l'orifice (cas par exemple des systèmes de distribution à faible pression), le débit au travers d'un orifice peut être déterminé à l'aide de la formule suivante (Davis, 2010) :

**Équation 04.09 :** 
$$Q_o = C_d A_o \sqrt{2 g h_{res}}$$

avec :

$h_{res}$  : pression résiduelle souhaitée à l'orifice (m).

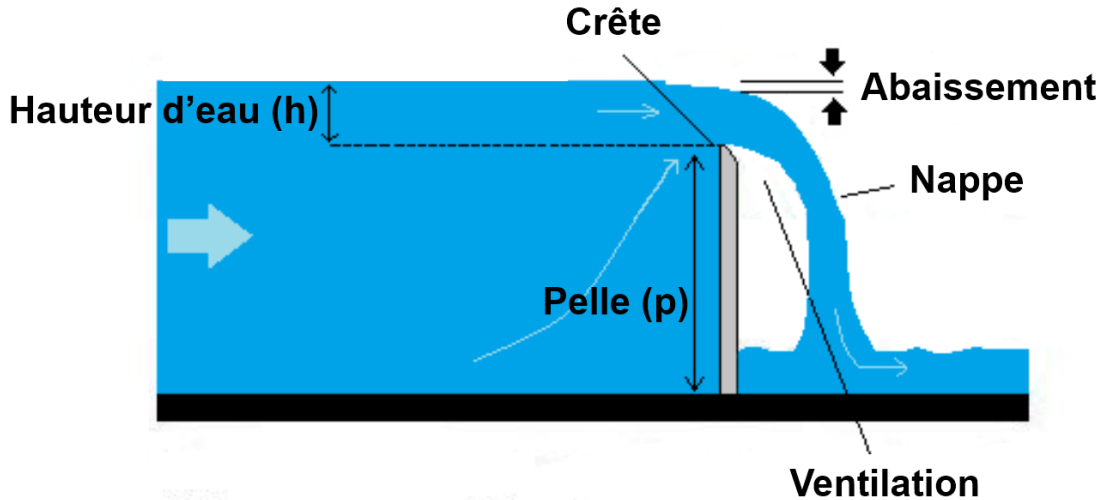
Pour une chicane ou un déflecteur, la valeur de  $K$  peut varier entre 1,5 et 3,0 en fonction de sa forme et de son agencement dans l'ouvrage. Des précisions peuvent être obtenues du fournisseur.

#### 4.1.2.4 Perte de charge statique aux sections de contrôle (déversoirs)

Les sections de contrôle permettent de casser le profil hydraulique et de maintenir le niveau d'eau dans un ouvrage à une certaine élévation. Ce sont généralement les déversoirs qui jouent le rôle de sections de contrôle. Les différents types de déversoirs sont classés selon la forme de leur ouverture. En imposant des chutes d'eau à l'aide de déversoirs, on peut décomposer le profil hydraulique en plusieurs sections de calcul. Les déversoirs deviennent des points de départ intermédiaires pour construire le profil hydraulique. Cela permet de réduire les imprécisions dans l'estimation des niveaux d'eau qui s'accumulent au fur et à mesure des tronçons.

Un déversoir constitue une barrière construite dans un canal. Son schéma type est présenté à la Figure 4.1.2-2. Le liquide traverse le déversoir dans une zone appelée « crête ». En général, le haut du déversoir présente une faible épaisseur ou est biseauté pour que l'écoulement du liquide ne touche pas la structure aval (Walkoviak, 2006). La hauteur du déversoir entre la crête et le fond du canal est appelée « pelle ». La chute d'eau observée en aval est appelée « nappe » (ou lame déversante).

Le déversoir devrait être installé de façon à causer un écoulement libre ou critique de l'eau (passage à la hauteur critique  $h_c$ ). Pour cela, il faut que la crête du déversoir soit plus haute d'au moins 5 cm que l'élévation du niveau d'eau en aval (CEAEQ, 2019). L'écoulement libre s'observe par la présence d'un espace libre entre la pelle du déversoir et la nappe comme montré à la Figure 4.1.2-2. Ces conditions permettent une ventilation naturelle de l'eau et stabilisent le niveau en amont du déversoir (WEF et ASCE, 1991).



**Figure 4.1.2-2 – Composantes d'un déversoir à paroi mince présentant des conditions d'écoulement libre**

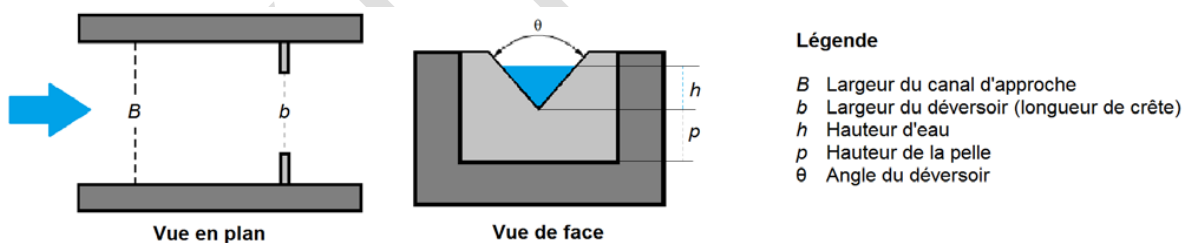
Adaptée de CEAEQ (2019)

La hauteur d'eau (aussi appelée tête d'eau) ( $h$ ) correspond à la différence d'élévation entre la surface de l'eau et la crête du déversoir ou le radier du canal en amont de la chute.

Les sections suivantes traitent des déversoirs les plus fréquemment employés. Les propriétés d'autres déversoirs, par exemple les déversoirs circulaires, proportionnels ou submergés, sont détaillées dans des ouvrages d'hydraulique spécialisés.

#### 4.1.2.4.1 Déversoir triangulaire

Le déversoir triangulaire (aussi appelé « V-notch ») est le type de déversoirs le plus répandu dans le traitement des eaux usées. La Figure 4.1.2-3 présente les caractéristiques de ce type de déversoir.



**Figure 4.1.2-3 – Caractéristiques d'un déversoir triangulaire**  
Tirée de CEAEQ (2019)

L'angle de l'ouverture  $\theta$  peut varier entre  $22,5^\circ$  et  $120^\circ$ , mais il est en général de  $90^\circ$  (WEF et ASCE, 1991).

Dans des conditions d'écoulement libre, la hauteur d'eau d'un déversoir triangulaire peut être calculée en utilisant la formule suivante :

**Équation 04.10 :** 
$$h = \left(\frac{Q}{\alpha}\right)^{1/2,5}$$

avec :

h : hauteur d'eau (m);

Q : débit (m<sup>3</sup>/s);

α : constante qui dépend de l'angle d'ouverture et des unités de mesure utilisées.

Le Tableau 4.1.2-6 présente les valeurs de la constante α ainsi que les débits minimal et maximal recommandés pour un déversoir triangulaire selon l'angle d'ouverture (Walkoviak, 2006).

**Tableau 4.1.2-6 – Critères de conception recommandés pour un déversoir triangulaire (Adapté de Walkoviak, 2006)**

Angle	Constante α		Hauteur d'eau minimale m	Débit minimal		Hauteur d'eau maximale m	Débit maximal	
	Si Q en L/s	Si Q en m <sup>3</sup> /h		L/s	m <sup>3</sup> /h		L/s	m <sup>3</sup> /h
22.5°	274,4	987,8	0,06	0,242	0,871	0,6	76,5	275
30°	373,2	1 344	0,06	0,329	1,19	0,6	104	375
45°	571,4	2 057	0,06	0,504	1,81	0,6	159	574
60°	796,7	2 868	0,06	0,703	2,53	0,6	222	800
90°	1 380	4 969	0,06	1,22	4,38	0,6	385	1 390
120°	2 391	8 606	0,06	2,11	7,59	0,6	667	2 400

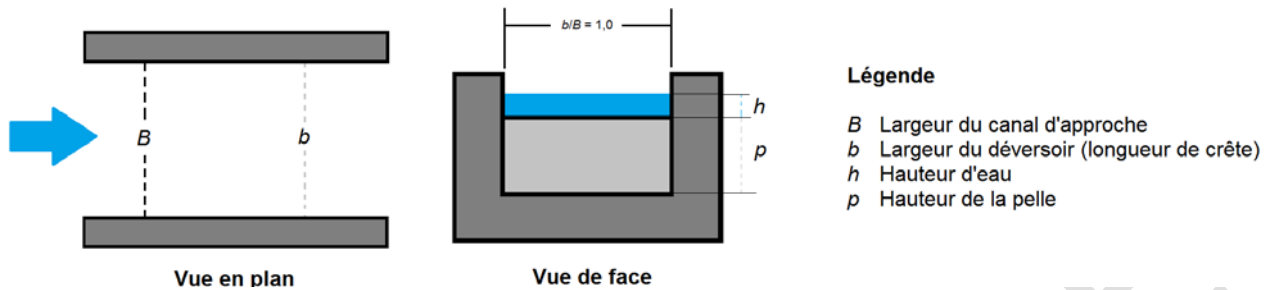
Les déversoirs de sortie (ou goulottes de récupération) des décanteurs ou d'autres ouvrages de traitement sont souvent composés d'une multitude de petits déversoirs triangulaires (ou rectangulaires), comme l'indique la Figure 4.1.2-4 . Dans ce cas, il faut calculer la hauteur d'eau (h) associée à une fraction du débit, soit le débit total passant à travers l'ouvrage considéré, divisé par le nombre de déversoirs prévus.



**Figure 4.1.2-4 – Exemples de déversoirs multiples de sortie de décanteurs**

#### 4.1.2.4.2 Déversoir rectangulaire sans contractions latérales

La Figure 4.1.2-5 présente les caractéristiques d'un déversoir rectangulaire sans contractions latérales.



**Figure 4.1.2-5 – Caractéristiques d'un déversoir rectangulaire sans contractions latérales**

**Tirée de CEAEQ (2019)**

Pour ce type de déversoir, la ventilation de la nappe est assurée par des bouches d'aération installées sur les côtés du déversoir sous la lame.

Dans des conditions d'écoulement libre, la hauteur d'eau d'un déversoir rectangulaire sans contractions latérales peut être calculée en utilisant la formule suivante :

**Équation 04.11 :** 
$$h = \left( \frac{Q}{\delta b} \right)^{1/1,5}$$

avec :

$h$  : hauteur d'eau (m);

$Q$  : débit ( $m^3/h$ );

$\delta$  : constante (adimensionnelle) (6 618 si  $Q$  en  $m^3/h$ );

$b$  : longueur de la crête (m).

Le Tableau 4.1.2-7 présente les débits minimal et maximal recommandés au travers des déversoirs rectangulaires sans contractions latérales les plus courants (Walkoviak, 2006). Il est également possible de consulter des abaques dans des ouvrages de référence comme Lencastre (1976) pour corréler les débits aux hauteurs d'eau (voir Figure 4.1.2-6).

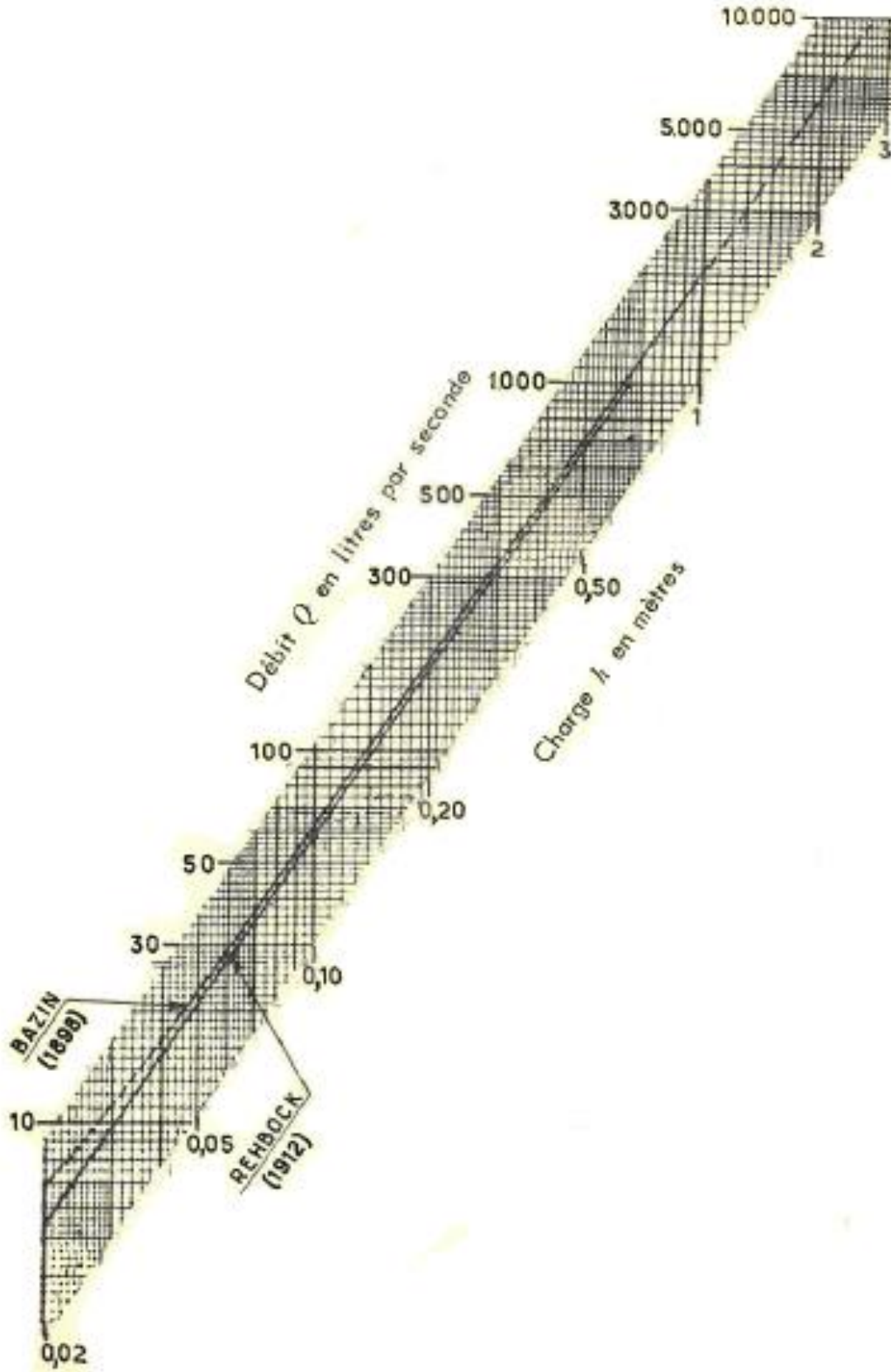


Figure 4.1.2-6 – Abaque débit/perte de charge pour un déversoir rectangulaire sans contractions latérales  
Tirée de Lencastre (1976)

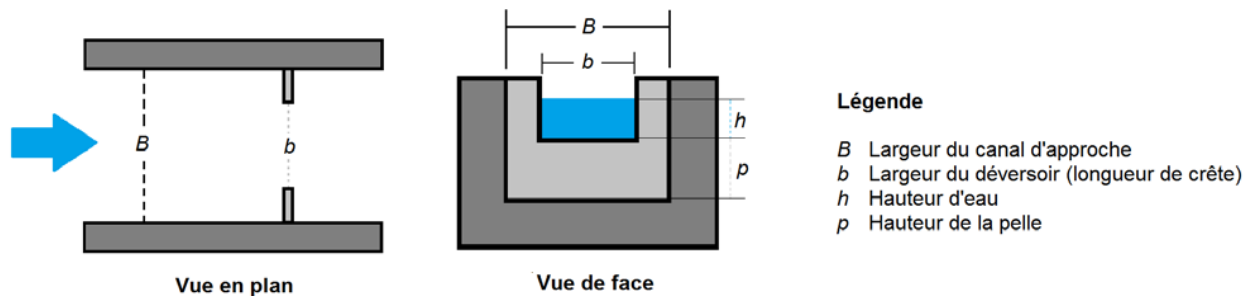
**Tableau 4.1.2-7 – Débits minimal et maximal recommandés pour un déversoir rectangulaire sans contractions latérales**

(Tiré de Walkoviak, 2006)

Longueur de crête m	Hauteur d'eau minimale m	Débit minimal		Hauteur d'eau maximale m	Débit maximal	
		L/s	m³/h		L/s	m³/h
0,3	0,06	8,11	29,2	0,15	32,0	115
0,4	0,06	1,8	38,9	0,2	65,8	237
0,5	0,06	13,5	48,6	0,25	115	414
0,6	0,06	16,2	58,4	0,3	181	653
0,8	0,06	21,6	77,8	0,4	372	1340
1,0	0,06	27,0	97,3	0,5	650	2340
1,5	0,06	40,5	146	0,75	1790	6450
2,0	0,06	54,0	195	1,0	3680	13 200
3,0	0,06	81,1	292	1,5	10 100	36 500

#### 4.1.2.4.3 Déversoir rectangulaire avec contractions latérales

La Figure 4.1.2-7 présente les caractéristiques d'un déversoir rectangulaire avec contractions latérales.



**Figure 4.1.2-7 – Caractéristiques d'un déversoir rectangulaire avec contractions latérales**

Tirée de CEAQ (2019)

Les contractions latérales permettent l'accélération de l'écoulement, ce qui assure la ventilation de la nappe.

Dans des conditions d'écoulement libre, la relation entre la hauteur d'eau et le débit peut s'exprimer à l'aide de la formule suivante (formule de Francis) pour un déversoir rectangulaire avec contractions latérales :

**Équation 04.12 :**  $Q = \delta (b - 0,2 h) h^{1.5}$

avec :



Q : débit (m<sup>3</sup>/h);  
 δ : constante (adimensionnelle) (6 618 si Q en m<sup>3</sup>/h);  
 b : longueur de la crête (m);  
 h : hauteur d'eau (m).

Le Tableau 4.1.2-8 présente les débits minimal et maximal recommandés au travers des déversoirs rectangulaires avec contractions latérales les plus courants (Walkoviak, 2006).

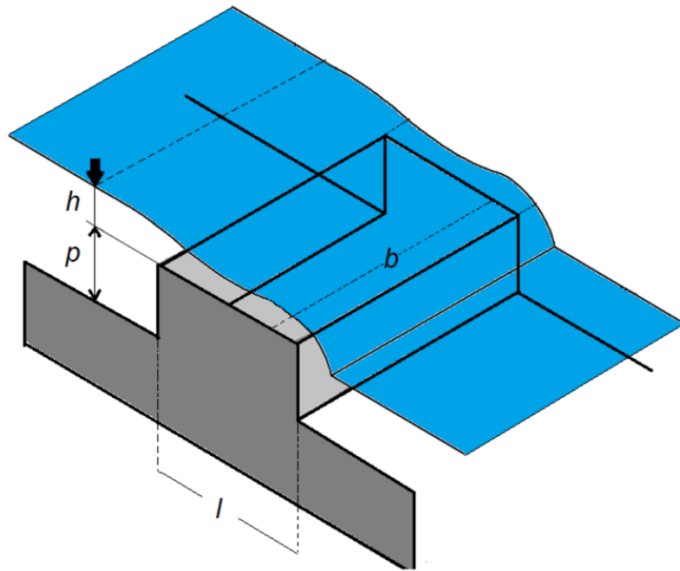
**Tableau 4.1.2-8 – Débits minimal et maximal recommandés pour un déversoir rectangulaire avec contractions latérales**

(Tiré de Walkoviak, 2006)

Longueur de crête m	Hauteur d'eau minimale m	Débit minimal		Hauteur d'eau maximale m	Débit maximal	
		L/s	m <sup>3</sup> /h		L/s	m <sup>3</sup> /h
0,3	0,06	7,78	28,0	0,15	28,8	104
0,4	0,06	10,5	37,7	0,2	59,2	213
0,5	0,06	13,2	47,5	0,25	103	372
0,6	0,06	15,9	57,2	0,3	163	587
0,8	0,06	21,3	76,6	0,4	335	1 210
1,0	0,06	26,7	96,1	0,5	585	2 110
1,5	0,06	40,2	145,0	0,75	1 610	5 800
2,0	0,06	53,7	193,0	1,0	3 310	11 900
3,0	0,06	80,7	291,0	1,5	9 120	32 800

#### 4.1.2.4.4 Déversoirs rectangulaires à seuil épais

Par opposition aux déversoirs « à paroi mince » présentés précédemment, certains déversoirs plus larges sont dits « à seuil épais ». Ces déversoirs correspondent parfois à des ouvertures dans un mur de béton, par exemple dans le cas d'un trop-plein d'urgence. Le haut du mur de béton constitue la crête du déversoir à seuil épais. La Figure 4.1.2-8 présente les caractéristiques d'un déversoir rectangulaire à seuil épais.



Légende

- b* Largeur de la crête du déversoir perpendiculaire à la direction de l'écoulement (longueur de crête) (m)
- l* Longueur du déversoir dans le sens de l'écoulement (m)
- p* Hauteur du déversoir (différence entre le niveau du fond du canal et le niveau de la crête) (m)
- h* Hauteur d'eau (m)

**Figure 4.1.2-8 – Caractéristiques d'un déversoir rectangulaire à seuil épais**

**Adaptée de CEAEQ (2019)**

Dans des conditions d'écoulement libre, la hauteur d'eau pour un déversoir rectangulaire à seuil épais peut être calculée en utilisant la formule suivante :

**Équation 04.13 :** 
$$h = \left( \frac{Q}{\lambda b \sqrt{2g}} \right)^{1,5}$$

avec :

*h* : hauteur d'eau (m);

*Q* : débit (m<sup>3</sup>/s);

*λ* : coefficient de débit associé à la hauteur d'eau (0,385 *A*<sub>1</sub>) (adimensionnel);

*A*<sub>1</sub> : coefficient (adimensionnel) (voir Tableau 4.1.2-9);

*b* : longueur de la crête (m);

*g* : accélération gravitationnelle (9,81 m/s<sup>2</sup>).

Pour des pertes de charge égales à une ou deux fois la largeur du seuil (*l*), le comportement du déversoir est à peu près identique à celui des déversoirs rectangulaires à paroi mince (Lencastre, 1978). En ajoutant une plaque métallique en amont du seuil, le déversoir peut être alors assimilé à un déversoir rectangulaire sans contractions latérales, ce qui simplifie les calculs de débits et de hauteur d'eau.

**Tableau 4.1.2-9 – Valeurs du coefficient  $A_1$**

(Tiré de CEAQ, 2019)

$h_1 / p$	$h_1 / l$															
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6
0,1	0,850	0,850	0,850	0,861	0,870	0,885	0,893	0,925	0,948	0,971	/	/	/	/	/	/
0,2	0,855	0,855	0,855	0,864	0,874	0,888	0,907	0,930	0,954	0,977	1,001	1,026	1,050	1,074	1,096	1,120
0,3	0,864	0,864	0,864	0,868	0,879	0,894	0,913	0,936	0,961	0,986	1,011	1,037	1,061	1,085	1,110	1,132
0,4	0,873	0,873	0,873	0,874	0,885	0,901	0,920	0,945	0,969	0,995	1,021	1,047	1,072	1,097	1,122	1,144
0,5	/	0,882	0,882	0,8836	0,894	0,909	0,929	0,954	0,978	1,005	1,032	1,057	1,083	1,109	1,133	1,154
0,6	/	0,892	0,892	0,894	0,904	0,920	0,941	0,964	0,990	1,016	1,043	1,067	1,094	1,120	1,143	1,164
0,7	/	0,901	0,901	0,906	0,916	0,932	0,952	0,975	1,000	1,026	1,052	1,077	1,104	1,129	1,152	1,171
0,8	/	0,911	0,912	0,916	0,926	0,942	0,962	0,985	1,010	1,036	1,062	1,086	1,112	1,136	1,158	1,176
0,9	/	/	0,922	0,926	0,936	0,952	0,972	0,996	1,021	1,046	1,072	1,096	1,120	1,143	1,163	1,181
1,0	/	/	0,931	0,936	0,946	0,962	0,982	1,006	1,031	1,056	1,081	1,106	1,128	1,150	1,169	1,187
1,1	/	/	0,940	0,946	0,956	0,972	0,993	1,017	1,042	1,066	1,092	1,115	1,138	1,159	1,177	1,195
1,2	/	/	0,949	0,956	0,966	0,982	1,004	1,028	1,053	1,077	1,103	1,126	1,148	1,168	1,186	1,204
1,3	/	/	/	0,966	0,977	0,993	1,016	1,040	1,063	1,089	1,114	1,136	1,158	1,178	1,196	1,214
1,4	/	/	/	0,975	0,986	1,005	1,028	1,050	1,075	1,101	1,124	1,147	1,168	1,187	1,206	1,224
1,5	/	/	/	0,984	0,997	1,018	1,040	1,061	1,088	1,111	1,134	1,156	1,176	1,196	1,251	1,235
1,6	/	/	/	0,994	1,010	1,030	1,050	1,073	1,096	1,119	1,142	1,164	1,184	1,204	1,224	1,245

## 4.2 Mesure de débits

### 4.2.1 Éléments de mesure en canal ouvert

Le *Guide d'échantillonnage à des fins d'analyses environnementales : Cahier 7 – Méthodes de mesure du débit* du Centre d'expertise en analyse environnementale du Québec (CEAEQ, 2019) présente divers renseignements sur les mesures de débits auxquels le concepteur pourra se référer en complément de la présente section.

La mesure en continu du débit dans un canal ouvert nécessite la présence de deux éléments :

- Un élément primaire (un déversoir, un canal Parshall ou un canal Palmer-Bowlus) qui génère un niveau d'eau auquel le débit pourra être corrélé.
- Un élément secondaire qui mesure le niveau d'eau.

De plus, un transmetteur, un enregistreur de débit et un totaliseur permettent de transformer les niveaux d'eau mesurés par l'élément secondaire en valeur de débit et de les enregistrer aux fins de suivi.

#### 4.2.1.1 Élément de mesure primaire

Pour assurer l'exactitude de la mesure de débits, les éléments primaires devraient respecter certains critères d'installation et les limites d'application des équations utilisées.

##### 4.2.1.1.1 Déversoirs

Les déversoirs à paroi mince peuvent servir d'élément primaire pour mesurer des débits si l'aval n'est pas submergé. Les déversoirs à seuil épais ne sont pas assez précis pour être utilisés comme instrument de mesure du débit. Les déversoirs de sortie d'ouvrage ou de goulotte de récupération ne peuvent pas non plus servir à la mesure du débit. Compte tenu de la pelle requise, les déversoirs sont typiquement utilisés pour des eaux traitées ou partiellement traitées (décantées).

Dans une situation d'écoulement libre ou critique, on doit faire une seule mesure de la hauteur d'eau en amont du déversoir (Walkoviak, 2006). Si l'espace entre la nappe et la pelle du déversoir est insuffisant, l'air ne pourra pas circuler librement et la nappe ne sera pas ventilée. L'écoulement est alors de type submergé ou subcritique. Dans ces conditions, le calcul du débit peut être faussé. On doit éviter l'écoulement submergé.

Le déversoir utilisé pour la mesure du débit devrait être installé rigoureusement de niveau et être ajustable verticalement pour assurer la précision requise de l'équipement de mesure. Le niveau zéro servant de référence pour la mesure de la hauteur d'eau ( $h$ ) est l'élévation de la crête du déversoir ou la pointe du déversoir triangulaire.

Le débit est corrélé à la hauteur d'eau mesurée à l'aide d'un abaque ou est calculé au moyen de la formule du type de déversoir correspondant (voir les équations et les tableaux présentés dans la section 4.1.2.4).

Les critères de conception suivants devraient être respectés pour assurer une bonne mesure de débit, quel que soit le type de déversoir :

- Le déversoir devrait avoir une épaisseur de 1 à 2 mm et présenter une coupe droite ou biseautée (échancre).
- L'écoulement en amont du déversoir devrait lui être perpendiculaire. La section d'approche devrait être droite sur une longueur de 15 à 20 fois la hauteur d'eau maximale anticipée, idéalement, et ne pas présenter de pente (ou très peu).
- Les joints entre le déversoir et le canal devraient être étanches.

- La longueur de la crête du déversoir (ou l'angle d'un déversoir triangulaire) devrait être mesurée avec précision.
- La nappe devrait être ventilée (écoulement libre ou critique).
- La pelle du déversoir devrait être d'au moins deux (2) fois la hauteur d'eau maximale anticipée. Cette condition est nécessaire pour diminuer la vitesse d'approche. La pelle devrait toujours être plus grande que 0,3 m.
- La crête du déversoir devrait être située au moins 5 cm plus haut que l'élévation du niveau d'eau en aval, sinon l'écoulement sera de type submergé.
- La mesure de la hauteur d'eau (h) devrait se faire à une distance du déversoir d'au moins trois (3) fois la hauteur d'eau maximale anticipée, dans une zone d'écoulement calme. En effet, il survient un rabattement de la nappe à proximité du déversoir.

### Déversoir triangulaire

Les déversoirs triangulaires sont de très bons éléments de mesure en présence de petits débits. Leur précision est excellente pour les débits de moins de 28 L/s et bonne pour les débits de moins de 280 L/s (Walkoviak, 2006).

Le débit peut être calculé à l'aide de la formule suivante :

**Équation 04.14 :** 
$$Q = \frac{8}{15} \sqrt{2g} C_d \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) h^{5/2}$$

avec :

Q : débit (m<sup>3</sup>/s);

g : accélération gravitationnelle (9,81 m/s<sup>2</sup>);

C<sub>d</sub> : coefficient (adimensionnel);

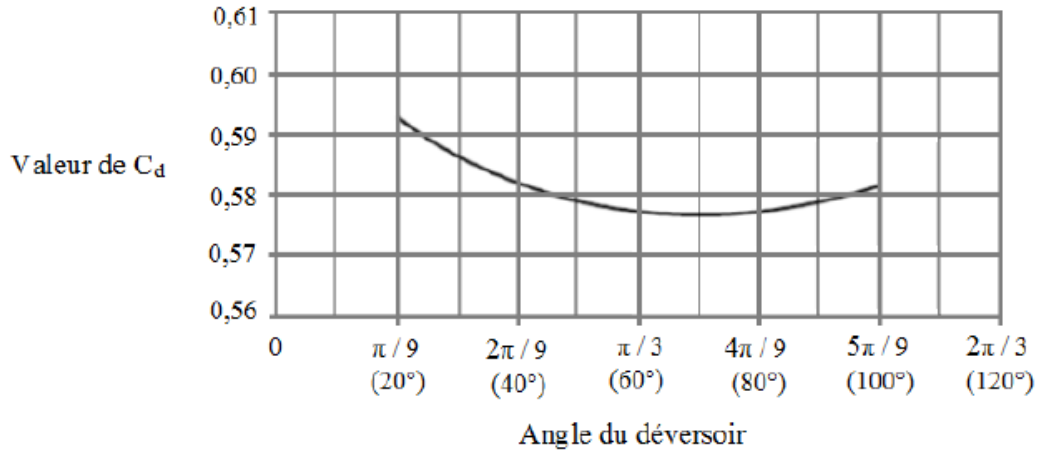
θ : angle du déversoir (°);

h : hauteur d'eau mesurée (m).

Limites d'application (équation 04.14) :

- $h/p \leq 0,4$ ;
- $h/B \leq 0,2$ ;
- $0,05 \leq h \leq 0,38$  m;
- $p \geq 0,45$  m;
- $B \geq 1$  m.

La Figure 4.2.1-1 permet de déterminer la valeur du coefficient C<sub>d</sub> en fonction de l'angle du déversoir.



**Figure 4.2.1-1 – Relation entre le coefficient  $C_d$  et l'angle du déversoir  $\theta$**   
**Tirée de CEAEQ (2019)**

#### Déversoir rectangulaire sans contractions latérales

La longueur de la crête devrait être minimalement de 0,3 m, sinon l'utilisation d'un déversoir rectangulaire ne sera pas précise.

Le débit peut être calculé à l'aide de la formule suivante :

**Équation 04.15 :** 
$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \left( 0,602 + 0,083 \frac{h}{p} \right) b (h + 0,0012)^{1,5}$$

avec :

Q : débit ( $m^3/s$ );  
g : accélération gravitationnelle ( $9,81 m/s^2$ );  
h : hauteur d'eau mesurée (m);  
p : hauteur de la pelle (m);  
b : longueur de la crête (m).

Limites d'application (équation 04.15) :

- $h/p \leq 4,0$ ;
- $0,03 \leq h \leq 1,0$  m;
- $b \geq 0,30$  m;
- $p \geq 0,06$  m.

#### Déversoir rectangulaire avec contractions latérales

Il est recommandé que la hauteur d'eau soit :

- au minimum de 6 cm (pour assurer la ventilation de la nappe);
- au maximum de 0,5 fois la longueur de la crête (pour que la relation hauteur d'eau/débit reste précise).

Le débit peut être calculé à l'aide de la formule suivante :

$$\text{Équation 04.16 : } Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \left( \omega + \beta \frac{h}{p} \right) (b + 0,003) (h + 0,001)^{1,5}$$

avec :

Q : débit (m<sup>3</sup>/s);  
 g : accélération gravitationnelle (9,81 m/s<sup>2</sup>);  
 ω et β : coefficients dépendants du ratio b/B;  
 b : longueur de la crête (m);  
 B : largeur du canal d'approche (m);  
 h : hauteur d'eau mesurée (m).

Limites d'application (équation 04.16) :

- $h/p \leq 2,5$ ;
- $h \geq 0,03$  m;
- $b \geq 0,15$  m;
- $p \geq 0,10$  m;
- $(B - b) \div 2 \geq 0,10$  m.

Le Tableau 4.2.1-1 présente les valeurs de ω et β à utiliser en fonction du ratio b/B.

**Tableau 4.2.1-1 – Relation entre b/B, ω et β**

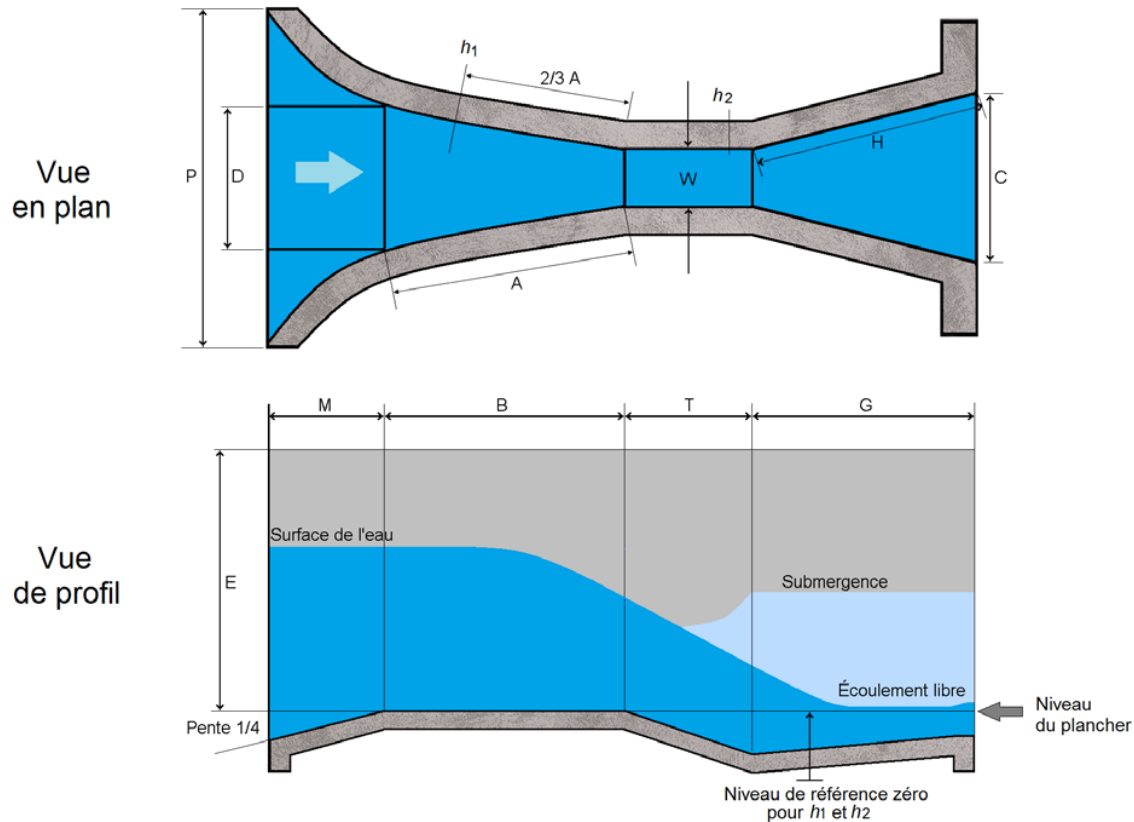
Coefficient	Ratio b/B									
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
ω	0,588	0,589	0,590	0,591	0,592	0,593	0,594	0,596	0,598	0,602
β	-0,002	-0,002	-0,002	-0,006	-0,011	-0,018	-0,030	-0,045	-0,064	-0,075

#### 4.2.1.1.2 Canaux profilés – canaux Parshall

Parmi les canaux profilés permettant de mesurer le débit, le canal Parshall est le plus répandu dans les stations d'épuration. Il présente plusieurs avantages dont :

- sa capacité à l'autocurage (peut être installé sur des eaux usées brutes);
- ses pertes de charge relativement faibles;
- sa capacité à mesurer une large plage de débit avec un seul point de mesure, car il supporte de hauts niveaux de submersion en aval.

Le canal Parshall présente une section convergente, une gorge avec une pente appelée « section de contrôle » et une section de dérive (divergente). Sa forme fait en sorte que l'écoulement atteint l'état critique en passant de l'amont à l'aval du canal. La Figure 4.2.1-2 présente la configuration et la nomenclature standard des canaux Parshall.



**Figure 4.2.1-2 – Caractéristiques physiques d'un canal Parshall**

**Tirée de CEAEQ (2019)**

Les tailles des canaux Parshall renvoient à la largeur de leur gorge ( $W$ ). Les canaux Parshall sont disponibles dans des tailles de 25 mm (1 po) à 15,24 m (50 pi) et permettent de mesurer des débits d'environ 1 m<sup>3</sup>/h jusqu'à 306 000 m<sup>3</sup>/h (Walkoviak, 2006).

Les canaux devraient être construits selon les dimensions présentées au Tableau 4.2.1-2. Les canaux de grande taille sont construits sur place, mais les petits canaux peuvent être préfabriqués. Le canal Parshall devrait être sélectionné de manière à fonctionner la majeure partie du temps dans une plage de débits allant de 20 % à 80 % de sa capacité (CEAEQ, 2019). Les conditions d'installation d'un canal Parshall sont décrites dans le *Cahier 7 – Méthodes de mesure du débit* (CEAEQ, 2019).



**Tableau 4.2.1-2 – Dimensions standard en mètres des canaux Parshall**

(Adapté de Walkoviak, 2006)

Section de contrôle		Canal d'approche		Section convergente					Section de dérive			
Largeur (dimension du canal)	Longueur	Longueur de la pente à l'entrée	Largeur	Largeur de l'entrée	Hauteur	Longueur de la paroi	Longueur mesurée à partir de l'étranglement	Longueur	Largeur de la sortie	Longueur	Longueur de la paroi	
W po (") ou pi (')	T m	M	P	D	E	A	$\frac{3}{8} A$	B	C	G	H	
1"	0,0254	0,0762			0,167	0,152 à 0,229	0,363	0,242	0,356	0,0929	0,203	0,206
2"	0,0508	0,114			0,214	0,152 à 0,229	0,414	0,276	0,406	0,135	0,254	0,257
3"	0,0762	0,152			0,259	0,305 à 0,457	0,467	0,311	0,457	0,178	0,305	0,309
6"	0,152	0,305	0,305	0,902	0,397	0,610	0,621	0,414	0,610	0,394	0,610	
9"	0,229	0,305	0,305	1,08	0,575	0,762	0,879	0,587	0,864	0,381	0,457	
12"	0,305	0,610	0,381	1,49	0,845	0,914	1,37	0,914	1,34	0,610	0,914	
18"	0,457	0,610	0,381	1,68	1,03	0,914	1,45	0,965	1,42	0,762	0,914	
2'	0,610	0,610	0,381	1,85	1,21	0,914	1,52	1,02	1,50	0,914	0,914	
3'	0,914	0,610	0,381	2,22	1,57	0,914	1,68	1,12	1,64	1,22	0,914	
4'	1,22	0,610	0,457	2,71	1,94	0,914	1,83	1,22	1,79	1,52	0,914	
5'	1,52	0,610	0,457	3,08	2,30	0,914	1,98	1,32	1,94	1,83	0,914	
6'	1,83	0,610	0,457	3,44	2,67	0,914	2,13	1,42	2,09	2,13	0,914	
7'	2,13	0,610	0,457	3,81	3,03	0,914	2,29	1,52	2,24	2,44	0,914	
8'	2,44	0,610	0,457	4,17	3,40	0,914	2,44	1,63	2,39	2,74	0,914	
10'	3,05	0,914			4,76	1,22		1,83	4,27	3,66	1,83	
12'	3,66	0,914			5,61	1,52		2,03	4,88	4,47	2,44	
15'	4,57	1,22			7,62	1,83		2,34	7,62	5,59	3,05	
20'	6,10	1,83			9,14	2,13		2,84	7,62	7,32	3,66	
25'	7,62	1,83			10,7	2,13		3,35	7,62	8,94	3,96	
30'	9,14	1,83			12,3	2,13		3,86	7,92	10,6	4,27	
40'	12,2	1,83			15,5	2,13		4,88	8,23	13,8	4,88	
50'	15,2	1,83			18,5	2,13		5,89	8,23	17,3	6,10	

Le passage de l'eau dans le canal Parshall peut se faire sous deux conditions d'écoulement : libre ou submergé (Walkoviak, 2006).

### **Écoulement libre**

L'écoulement est considéré comme libre lorsqu'il n'est pas influencé par les variations du niveau d'eau en aval. Dans ce cas, un seul point de mesure est requis pour déterminer le débit. Celui-ci se situe dans la section convergente (point  $h_1$  sur la Figure 4.2.1-2). L'écoulement libre se constate par une surface d'apparence lisse sans ressaut hydraulique ou remous d'exhaussement.

Le canal Parshall est considéré comme fonctionnant en écoulement libre (c.-à-d. non submergé) tant que le ratio de submersion aval/amont ( $h_2/h_1$ ) reste inférieur aux valeurs suivantes :

- 50 % pour les canaux de 25 mm à 76 mm (1 po à 3 po).
- 60 % pour les canaux de 150 mm et 229 mm (6 po et 9 po).
- 70 % pour les canaux de 0,3 m à 2,44 m (1 pi à 8 pi).
- 80 % pour les canaux de 2,44 m à 15,24 m (8 pi à 50 pi).

Dans le cas où la sortie du canal Parshall se ferait dans un canal, un puits ou un ouvrage et que le ratio de submersion aval/amont serait inférieur aux valeurs précitées (aucun risque de submersion), on pourra utiliser un canal tronqué (c.-à-d. sans la section divergente).

En écoulement libre, le calcul du débit passant à travers le canal Parshall se fait à l'aide de l'équation suivante :

**Équation 04.17 :**  $Q = k_g h_1^m$

avec :

Q : débit ( $m^3/s$  ou  $l/s$ );

$k_g$  : constante (dépend de la largeur de la gorge);

$h_1$  : hauteur d'eau mesurée au point  $h_1$  (m);

m : exposant (dépend de la largeur de la gorge).

La relation qui lie la hauteur d'eau mesurée dans le canal et le débit peut également être déterminée par des courbes d'étalonnage (Walkoviak, 2006).

Le Tableau 4.2.1-3 présente les critères de conception des canaux Parshall les plus courants.

**Tableau 4.2.1-3 – Critères de conception des canaux Parshall**  
(Adapté de Walkoviak, 2006)

Dimension du canal (W)		Constante k		Exposant m	Hauteur d'eau minimale	Débit minimal		Hauteur d'eau maximale	Débit maximal	
po (") ou pi (')	m	pour Q en L/s	pour Q en m <sup>3</sup> /h	-		L/s	m <sup>3</sup> /h		m	L/s
1"	0,0254	60,36	217,3	1,550	0,03	0,263	0,948	0,20	4,98	17,9
2"	0,0508	120,7	434,6	1,550	0,03	0,526	1,90	0,25	14,1	50,7
3"	0,0762	176,5	635,5	1,547	0,03	0,778	2,80	0,35	34,8	125
6"	0,152	381,2	1 372	1,580	0,03	1,50	5,39	0,45	108	389
9"	0,229	535,4	1 927	1,530	0,03	2,50	9,01	0,60	245	882
12"	0,305	690,9	2 487	1,522	0,03	3,32	12,0	0,75	446	1 610
18"	0,457	1 056	3 803	1,538	0,03	4,80	17,3	0,75	678	2 440
2'	0,610	1 429	5 143	1,550	0,045	11,7	42,0	0,75	915	3 290
3'	0,914	2 184	7 863	1,566	0,045	17,0	61,2	0,75	1 390	5 010
4'	1,22	2 954	10 630	1,578	0,06	34,9	125	0,75	1 880	6 750
5'	1,52	3 732	13 440	1,587	0,06	42,9	155	0,75	2 360	8 510
6'	1,83	4 521	16 280	1,595	0,075	72,6	261	0,75	2 860	10 300
8'	2,44	6 115	22 010	1,607	0,075	95,2	343	0,75	3 850	13 900
10'	3,05	2 293 W + 473,8	8 255 W + 1706	1,6	0,09	158	570	0,85	5 750	20 700
12'	3,66	2 293 W + 473,8	8 255 W + 1706	1,6	0,10	223	801	1,05	9 580	34 500
15'-50'	4,57-15,2	2 293 W + 473,8	8 255 W + 1706	1,6						

### Écoulement submergé (noyé)

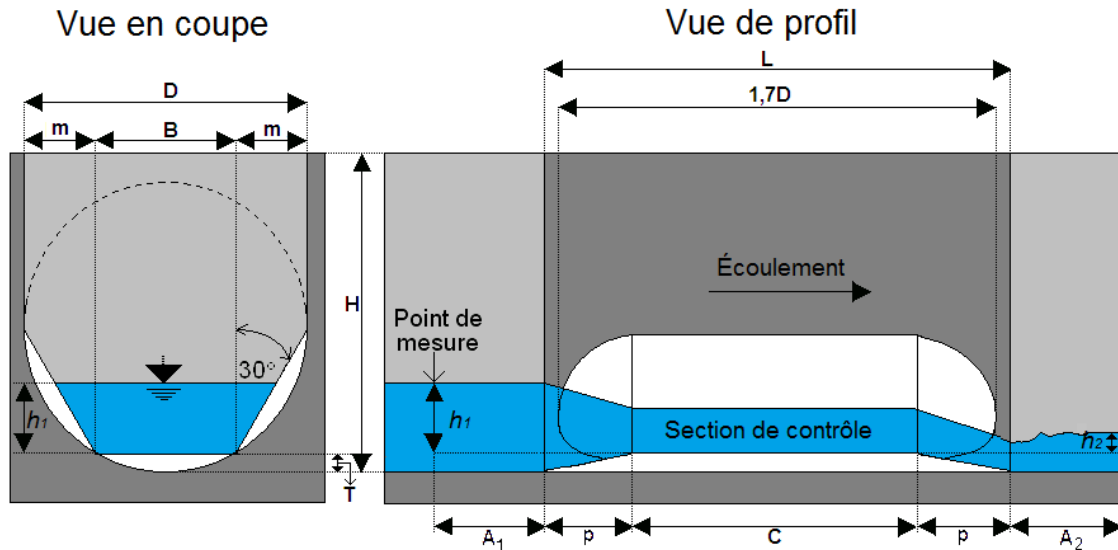
L'écoulement est considéré comme submergé ou noyé lorsque le niveau de l'eau dans la section de dérivation est suffisamment élevé pour réduire la décharge. Il s'observe par la présence d'un ressaut hydraulique à la surface d'écoulement dans l'étranglement. Étant donné sa grande imprécision, un canal submergé ne peut être utilisé pour faire la mesure du débit.

#### **4.2.1.1.3 Canaux profilés – canaux Palmer-Bowlus**

Le canal Palmer-Bowlus permet de mesurer le débit et peut facilement être installé dans des conduites existantes rondes ou en U. Il est utilisé notamment pour :

- obtenir des mesures du débit localisées afin d'établir un bilan global;
- collecter des données de débit afin de sélectionner l'élément primaire permanent.

Le canal Palmer-Bowlus est préférablement de forme trapézoïdale et présente une section de contrôle (gorge) jumelée à deux sections de transition (amont et aval) de forme et hauteur identiques. La Figure 4.2.1-3 montre la configuration et la nomenclature typiques des canaux Palmer-Bowlus. Les dimensions du canal dépendent du diamètre (D) de la conduite dans laquelle il est installé. Les canaux Palmer-Bowlus sont généralement préfabriqués en fibre de verre renforcée de plastique (FRP), en PVC ou en acier inoxydable. Les dimensions varient généralement entre 0,10 m (4 po) et 1,83 m (72 po).



- A<sub>1</sub>** Longueur permettant de localiser le point de mesure  $h_1$  ( $D/2$ );
- A<sub>2</sub>** Longueur permettant de localiser le point de mesure  $h_2$  ( $D/2$ );
- B** Largeur de la base de la section de contrôle du canal ( $D/2$ );
- C** Longueur de la section de contrôle du canal (gorge) (correspond à la taille du canal);
- D** Largeur du canal (correspond à la taille du canal);
- H** Hauteur du canal ( $D + 0,0508$  m environ) (ou 2 po environ);
- L** Longueur totale de la base du canal ( $2D + 0,0508$  m environ) (ou 2 po environ);
- m** Distance entre la base et les côtés ( $D/4$ );
- p** Longueur des sections d'entrée et de sortie ( $D/2$ );
- T** Différence de hauteur entre la base de la section de contrôle du canal et le rayon de la conduite ( $D/6$ ) (correspond au zéro de référence de  $h_1$  et de  $h_2$ ).

**Figure 4.2.1-3 – Canal Palmer-Bowlus – Plasti-Fab inc. en écoulement libre**

**Tirée de CEAEQ (2019)**

Les dimensions et la configuration des canaux Palmer-Bowlus peuvent varier en fonction du manufacturier. Toutefois, les canaux rencontrés sur le marché québécois sont généralement fabriqués selon les normes de la compagnie Plasti-Fab inc., présentées au Tableau 4.2.1-4. Le canal devrait être sélectionné de sorte que l'écoulement maximal corresponde à environ 70 % de sa capacité maximale. Les conditions d'installation d'un canal Palmer-Bowlus sont décrites dans le *Cahier 7 – Méthodes de mesure du débit* (CEAEQ, 2019).

**Tableau 4.2.1-4 : Dimensions standard (m) d'un canal Palmer-Bowlus selon Plasti-Fab inc.**  
(Tiré de CEAEQ, 2019)

po	C et D		B	H	T	A <sub>1</sub> et A <sub>2</sub>	p	L	m
		m							
4"		0,102	0,051	0,153	0,017	0,051	0,051	0,255	0,026
6"		0,152	0,076	0,203	0,025	0,076	0,076	0,355	0,038
8"		0,203	0,102	0,254	0,034	0,102	0,102	0,457	0,051
10"		0,254	0,127	0,305	0,042	0,127	0,127	0,559	0,064
12"		0,305	0,153	0,356	0,051	0,153	0,153	0,661	0,076
15"		0,381	0,191	0,432	0,064	0,191	0,191	0,813	0,095
18"		0,457	0,229	0,508	0,076	0,229	0,229	0,965	0,114
21"		0,533	0,267	0,584	0,089	0,267	0,267	1,117	0,133
24"		0,610	0,305	0,661	0,102	0,305	0,305	1,271	0,153
27"		0,686	0,343	0,737	0,114	0,343	0,343	1,423	0,172
30"		0,762	0,381	0,813	0,127	0,381	0,381	1,575	0,191
36"		0,914	0,457	0,965	0,152	0,457	0,457	1,879	0,229
42"		1,067	0,534	1,118	0,178	0,534	0,534	2,185	0,267
48"		1,219	0,610	1,270	0,203	0,610	0,610	2,489	0,305
60"		1,524	0,762	1,575	0,254	0,762	0,762	3,099	0,381

Il est recommandé d'utiliser ce canal uniquement en écoulement libre. Les conditions à réunir sont les suivantes :

- Un écoulement tranquille en amont du canal.
- Une hauteur d'eau et une vitesse qui augmentent légèrement à l'approche de la section de contrôle sans toutefois présenter de turbulences marquées.
- De préférence, un écoulement torrentiel en aval.

Similairement au canal Parshall, le débit en écoulement libre peut être déterminé avec un seul point de mesure de la hauteur d'eau, selon l'équation 04.18. Le point de mesure ( $h_1$ ) est localisé en amont de l'entrée du canal. Il devrait être situé à une distance équivalant à la moitié du diamètre de la conduite ( $D/2$ ). Le niveau zéro de la mesure correspond au radier de la section de contrôle ( $D/6$ ) et non pas au fond de la conduite.

**Équation 04.18 :**  $Q = k_c h_1^{1,9}$

avec :

Q : débit (m<sup>3</sup>/s ou L/s);

$k_c$  : constante (variable selon la dimension du canal);

$h_1$  : hauteur d'eau mesurée au point  $h_1$  (m);

Étant donné que cette équation est basée sur des dimensions qui peuvent varier d'un canal à l'autre, il est recommandé de se référer aux tables de conversion ainsi qu'aux formules fournies par le fabricant.

Le Tableau 4.2.1-5 présente les hauteurs ainsi que les débits minimaux et maximaux recommandés pour un canal Palmer-Bowlus en écoulement libre. Au-delà des valeurs maximales recommandées, l'incertitude augmente.

**Tableau 4.2.1-5 – Intervalles de hauteurs et de débits pour les canaux Palmer-Bowlus**

(Adapté de CEAEQ, 2019)

Dimension du canal D		Hauteur d'eau $h_1$ (m)				Débit ( $m^3/h$ )			
po	m	Intervalle de mesure		Maximum recommandé	Intervalle de mesure		Maximum recommandé		
4"	0,102	0,012	– 0,095	0,076	0,41	– 18	12		
6"	0,152	0,012	– 0,143	0,107	0,61	– 52	30		
8"	0,203	0,012	– 0,192	0,152	0,82	– 108	70		
10"	0,254	0,012	– 0,238	0,183	0,92	– 187	114		
12"	0,305	0,015	– 0,287	0,213	1,63	– 213	171		
15"	0,381	0,018	– 0,357	0,274	2,75	– 539	315		
18"	0,457	0,024	– 0,399	0,320	5,20	– 710	470		
21"	0,533	0,027	– 0,466	0,381	6,83	– 1 034	718		
24"	0,610	0,031	– 0,536	0,427	9,79	– 1 461	965		
27"	0,686	0,034	– 0,601	0,488	12,84	– 1 944	1 334		
30"	0,762	0,040	– 0,668	0,533	13,35	– 2 524	1 684		
36"	0,914	0,046	– 0,802	0,613	25,08	– 3 999	1 762		
42"	1,067	0,055	– 0,936	0,747	39,65	– 5 877	3 908		
48"	1,219	0,061	– 1,033	0,853	54,23	– 7 721	5 458		
54"	1,372	0,070	– 1,280	0,957	78,29	– 12 467	7 173		
60"	1,524	0,076	– 1,292	1,067	79,82	– 13 497	9 532		
66"	1,676	0,076	– 1,402	1,174	103,57	– 16 576	11 876		
72"	1,829	0,091	– 1,548	1,280	144,25	– 21 255	15 046		

#### 4.2.1.2 Éléments de mesure secondaire

Plusieurs types d'appareils de mesure peuvent servir d'élément secondaire (p. ex. sonde ultrasonique, sonde piézométrique, etc.). Ces appareils permettent de mesurer le niveau ou la hauteur d'eau induite en amont immédiat de l'élément primaire (déversoir ou canal profilé). Ils transmettent ensuite ces valeurs à un système d'enregistrement qui les convertit en débit par le biais des relations de hauteur/débit associées à chaque type d'élément primaire.

La sélection de l'appareil de mesure de niveau devrait être faite en fonction de l'élément primaire et des conditions environnantes auxquelles il sera soumis (Walkoviak, 2006). Les critères d'emplacement à respecter pour assurer une bonne précision de la mesure selon le type d'élément primaire sont indiqués dans les sections 4.2.1.1.1 à 4.2.1.1.3.

Des détails sur les appareils de mesure de niveau sont disponibles dans le *Cahier 7 – Méthodes de mesure du débit* (CEAEQ, 2019).

#### 4.2.2 Mesure de débits en conduite fermée

Pour la mesure de débits en conduite fermée et coulant pleine en permanence (écoulement sous pression), on privilégie l'emploi de débitmètres électromagnétiques ou ultrasoniques.

Les débitmètres devraient être choisis en fonction de la fourchette de débits prévue pour un horizon 20 ans. En général, ils sont très précis; leur incertitude varie généralement entre 0,5 % et 3 % (CEAEQ, 2019).

Tout débitmètre requiert un dégagement suffisant pour les opérations d'étalonnage, de vérification et de maintenance.

Le concepteur est invité à se référer au *Cahier 7 – Méthodes de mesure du débit* (CEAEQ, 2019) en complément de la présente section.

#### **4.2.2.1 Débitmètre électromagnétique**

Les débitmètres électromagnétiques permettent de corréler le débit à une tension électrique induite par un conducteur (soit le liquide dans la conduite) se déplaçant au travers d'un champ magnétique (WEF, 2006).

Les débitmètres électromagnétiques peuvent mesurer des vitesses de 0,2 m/s à 10 m/s pour des eaux ne transportant pas de solides et des vitesses de 1,5 à 7,5 m/s pour des liquides chargés en solides (WEF, 2006). Des débitmètres de plus petit diamètre que celui de la conduite sont parfois spécifiés pour atteindre les vitesses minimales requises. Les débitmètres électromagnétiques disponibles sur le marché présentent des diamètres entre 25 et 3 000 mm (CEAEQ, 2019).

Il est de bonne pratique de respecter les longueurs linéaires de conduites recommandées par le fabricant en amont et en aval de l'équipement pour obtenir la précision optimale de l'appareil. Ces longueurs sont typiquement de 5 à 10 fois en amont et de 3 à 5 fois en aval le diamètre nominal de la conduite (WEF, 2006; CEAEQ, 2019).

#### **4.2.2.2 Débitmètre ultrasonique**

Les débitmètres ultrasoniques peuvent aussi être utilisés pour les eaux usées et les boues. Il en existe deux types : les débitmètres à transmission (temps de parcours) et les débitmètres à effet Doppler. Ils peuvent être intrusifs ou non intrusifs (externes).

Les débitmètres à transmission mesurent la vitesse du fluide en établissant la différence de temps que prennent deux ultrasons à parcourir une même distance dans le sens opposé l'un de l'autre. Ils sont performants pour la mesure du débit dans des conduites d'effluents primaires, secondaires et finaux, dans des conduites de recirculation ou d'extraction de boues biologiques (RAS et WAS) ou dans des conduites d'air (WEF, 2006). Les modèles disponibles sur le marché offrent une gamme de vitesses mesurables de 0,1 à 2,5 m/s et une gamme de diamètres de 10 à 9 000 mm (CEAEQ, 2019).

Les débitmètres à effet Doppler mesurent la vitesse par la réflexion d'ondes sur les particules solides ou les bulles d'air présentes dans le fluide. Ils sont utilisés pour des mesures dans des conduites d'eau brute, de boues primaires et de boues épaissies (WEF, 2006). Les modèles disponibles sur le marché offrent une gamme de vitesses mesurables de 0,05 m/s à 12 m/s et une gamme de diamètres de 10 à 1 000 mm (CEAEQ, 2019).

L'emploi des débitmètres ultrasoniques requiert de respecter des distances plus grandes que dans le cas des débitmètres magnétiques, soit :

- pour les débitmètres à transmission : de 5 à 20 fois et de 3 à 5 fois le diamètre nominal de la conduite respectivement pour l'amont et l'aval (CEAEQ, 2019);
- pour les débitmètres à effet Doppler : de 10 à 15 fois et de 5 fois le diamètre nominal de la conduite respectivement pour l'amont et l'aval (CEAEQ, 2019).

Il est impératif de respecter ces distances pour obtenir une bonne mesure du débit, sauf avis contraire du fabricant.

## 4.3 Ouvrages particuliers

### 4.3.1 Bassin d'égalisation

Dans le but de surmonter les problèmes d'exploitation causés par les fluctuations des caractéristiques de l'affluent (comme des pertes de performance de traitement) et de réduire la taille ainsi que le coût des équipements en aval, le concepteur peut opter pour la construction d'un bassin d'égalisation. Ce bassin permet de réguler le débit et/ou les charges acheminés aux ouvrages de traitement subséquents (M&EA, 2014). Il peut également servir à contrôler l'apport de débit ou de charges de certaines sources d'eaux usées, comme les retours en tête de traitement issus de la filière solide (M&EA, 2014).

L'ajout d'un bassin d'égalisation est recommandé pour les traitements de petite taille sans fosse septique qui reçoivent peu ou pas d'eaux parasites et dont les débits et charges présentent des fluctuations importantes, soit les petites municipalités pourvues d'un réseau d'égouts séparatif ou de traitements décentralisés. Dans les réseaux recevant beaucoup d'eaux parasites, les variations diurnes sont négligeables par rapport aux pointes de débit reçues en période de fonte. Le volume requis pour stocker ces pointes à l'entrée de la station devient alors très élevé. Le volume d'eau à égaliser augmente avec la taille de la station (selon le débit d'affluent); il en va de même pour les coûts de construction et l'empreinte au sol du bassin d'égalisation.

Pour les municipalités de grande taille, les bassins de rétention construits sur le réseau d'égouts pour la gestion des débordements sont susceptibles d'atténuer les pointes de débit dues aux précipitations ou à la fonte des neiges. Par ailleurs, l'étendue spatiale du réseau réduit aussi les pointes.

Le bassin d'égalisation peut se situer dans la continuité du traitement (« en ligne »); toutes les eaux usées passent au travers du bassin, et ce, en tout temps. Cette utilisation permet d'atténuer considérablement les variations de débit et de charge (M&EA, 2014). Le bassin d'égalisation peut également se situer hors ligne; lors d'une pointe de débit, seules les eaux débordant par trop-plein sont isolées du traitement et stockées temporairement dans le bassin (M&EA, 2014). Cette technique permet de limiter les besoins de pompage (M&EA, 2014).

L'égalisation du débit a des retombées positives sur les différents types de procédés subséquents (M&EA, 2014), dont les suivantes :

- Amélioration des performances des traitements biologiques grâce à la minimisation des pointes de débit et de concentration, à la dilution de substances inhibitrices potentiellement présentes dans l'affluent et à la stabilisation du pH.
- Amélioration de la décantation secondaire grâce à un apport plus constant en solides et à l'atténuation des pointes hydrauliques favorisant une meilleure qualité d'effluent.
- Temporisation du débit en amont ou en aval de RBS entre les cuvées et atténuation des impacts du rejet sur le milieu récepteur.
- Réduction de la surface requise pour la filtration tertiaire et augmentation de la performance des procédés grâce à la réduction de la charge hydraulique.
- Meilleur contrôle du dosage des produits chimiques pour un procédé physico-chimique grâce à l'atténuation des fluctuations de charge, ce qui augmente la fiabilité du procédé.

Toutefois, l'égalisation du débit requiert une surface au sol importante, peut générer des odeurs, nécessite de l'exploitation et des activités d'entretien et augmente les coûts d'immobilisation (M&EA, 2014).

#### 4.3.1.1 Aménagements

La localisation du bassin d'égalisation dans la filière de traitement est déterminée au cas par cas en fonction des caractéristiques du réseau d'égouts, de la qualité des eaux usées, de l'espace disponible et des



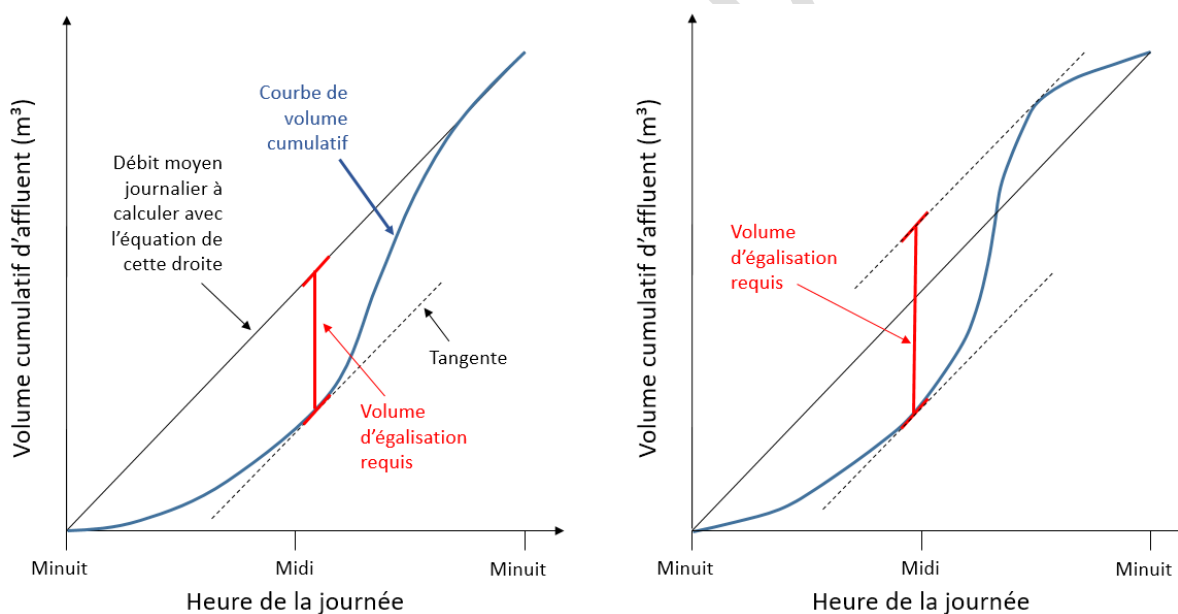
procédés de traitement (M&EA, 2014). Les équipements contenus dans le bassin et les critères de conception varient selon son emplacement. En général, un bassin d'égalisation devrait être bien mélangé pour éviter la sédimentation des solides et conserver des charges stables à l'effluent. Il peut aussi être aéré pour éviter des conditions septiques favorisant le dégagement d'odeur (M&EA, 2014). Dans le cas d'un bassin d'égalisation situé après une fosse septique ou un piège à matière grasse, une attention particulière devra être portée sur sa ventilation. Pour minimiser les besoins en mélange, le bassin d'égalisation devrait être situé en aval des dégrilleurs et des dessableurs (M&EA, 2014), voire de la décantation primaire.

#### 4.3.1.2 Volume

Il est important que le concepteur détermine les périodes au cours desquelles le débit fluctue (variations horaire, journalière, hebdomadaire, mensuelle, saisonnière ou annuelle) (Minnesota Pollution Control Agency, 2013) afin d'optimiser le volume requis du bassin pour l'atténuation des pointes.

- **Détermination du volume à l'aide de données existantes**

Pour des variations de débit diurne, le volume requis du bassin d'égalisation peut être calculé à l'aide d'un diagramme de volume cumulé reçu sur une journée (M&EA, 2014). Une fois la courbe de volume cumulé établie, on peut tracer les tangentes au(x) point(s) d'inflexion de la courbe. Le volume d'égalisation requis correspond alors à la différence de volume entre les deux points d'inflexion ou entre le point d'inflexion et le débit moyen journalier si la courbe ne présente qu'un seul point d'inflexion, comme il est représenté à la Figure 4.3.1-1.



**Figure 4.3.1-1 – Diagrammes de volume cumulé**

Il est nécessaire de disposer de données du totaliseur de débit prises au moins chaque heure de la journée pour construire le diagramme. Dans la plupart des installations, les enregistreurs de débits sauvegardent seulement les données journalières. Il peut toutefois être relativement facile de les reprogrammer dans l'optique de sauvegarder les données plus fréquemment.

Le diagramme de volume cumulé peut être construit sur plus d'une journée si les variations ne sont pas de type diurne, mais plutôt hebdomadaire ou autres, ce qui peut être notamment le cas des établissements non résidentiels selon leurs activités.

- **Détermination du volume selon des données théoriques**

Si aucune donnée réelle n'est disponible (cas des nouvelles installations de traitement), le concepteur peut compiler les volumes théoriques d'affluent par unité de temps de la période étudiée (p. ex. volume journalier reçu chaque jour de la semaine). Le volume stocké à la fin de chaque unité de temps devra être calculé selon la formule suivante (Minnesota Pollution Control Agency, 2013) :

$$\text{Volume stocké} = \text{Volume d'affluent de l'unité de temps} - \text{Volume évacué} + \text{Volume stocké de l'unité de temps précédente}$$

Le volume d'égalisation requis (volume utile) équivaut alors au volume stocké maximal sur la période de calcul. Le volume évacué est fixé par le concepteur selon les équipements en aval.

- **Volumes additionnels**

Au volume d'égalisation calculé précédemment, il faut ajouter le volume nécessaire à la submersion des pompes en tout temps (volume stocké minimal).

On doit prévoir ensuite un facteur de sécurité de 10 % ou 20 % (M&EA, 2014), voire de 30 % dans les cas où le facteur de pointe est égal ou supérieur à 5 (Minnesota Pollution Control Agency, 2013), pour établir le volume liquide total du bassin d'égalisation.

Dans le cas d'un bassin d'égalisation en ligne, il est important d'adopter une géométrie qui permette au bassin de fonctionner comme un réacteur complètement mélangé à débit continu, ce qui implique de configurer les entrées et sorties de façon à limiter les court-circuitages et d'éviter les bassins de forme allongée (M&EA, 2014).

#### 4.3.1.3 Résumé

Bassin d'égalisation	
Rôle	<ul style="list-style-type: none"><li>• Atténuer les variations de débit et de charge;</li><li>• Stocker des eaux temporairement.</li></ul>
Localisation	<ul style="list-style-type: none"><li>• En ligne ou hors ligne;</li><li>• En aval des dégrilleurs et dessableurs (en général);</li><li>• En aval des décanteurs primaires (dans certains cas).</li></ul>
Équipements	<ul style="list-style-type: none"><li>• Mélange;</li><li>• Aération au besoin;</li><li>• Dérivation (M&amp;EA, 2014);</li><li>• Pompes;</li><li>• Équipements de mesure de débit et de niveau d'eau;</li><li>• Équipements pour évacuer tout solide ou écume qui pourrait respectivement s'accumuler dans le bassin ou flotter en surface (M&amp;EA, 2014).</li></ul>

#### 4.3.2 Systèmes de répartition des eaux

Les systèmes de répartition des eaux permettent de séparer le débit en plusieurs flux moindres. Cette répartition des eaux permet d'alimenter à parts égales des ouvrages fonctionnant en parallèle. La vitesse dans les systèmes de répartition des eaux devrait être de 0,3 m/s ou moins (MOE, 2008).

#### 4.3.2.1 Symétrie des canaux ou conduites

La symétrie seule ne peut pas assurer une répartition égale du débit (WEF et ASCE, 1991). En effet, de petites variations sur la vélocité, la rugosité de la conduite ou du canal et les pertes de charge en amont peuvent avoir un impact majeur sur la réelle séparation du débit (MOE, 2008).

#### 4.3.2.2 Seuils déversoirs

Le meilleur système de répartition du débit d'eaux usées est la chambre de répartition avec vannes déversoirs ajustables. La Figure 4.3.2-1 montre un exemple en canal. Dans le cas d'une alimentation en conduite, une boîte de distribution est généralement utilisée.

Le canal d'entrée devrait être situé à l'endroit le plus éloigné des déversoirs. On doit prévoir une chicane ou un déflecteur pour dissiper l'énergie et réduire la turbulence de l'eau dans la zone de répartition. L'ensemble de ces mesures a pour but de ralentir les eaux usées de manière à mieux égaliser la répartition du débit sur les déversoirs.

Cette méthode de répartition crée des pertes de charge par la présence des déversoirs et nécessite une hauteur d'eau suffisante pour être efficace.



Figure 4.3.2-1 – Exemple de chambre de répartition avec vannes déversoirs

#### 4.3.2.3 Robinets de contrôle

Les robinets de contrôle peuvent être utilisés pour séparer le débit lorsqu'il y a peu de hauteur d'eau disponible ou lorsque l'espace ne permet pas d'installer une chambre de répartition. Dans ce cas, chaque conduite de distribution dispose de son propre robinet. Pour obtenir une répartition idéale du débit, chaque robinet devrait être modulé par un actuateur et jumelé à un débitmètre installé sur la même conduite individuelle. Au moyen des mesures de débit transmises au système de contrôle, ce dernier peut ajuster en continu la position des robinets de manière à obtenir un débit identique dans chaque conduite.

Le choix des robinets devrait être compatible avec le fluide transporté. Le débit passant à travers le robinet en fonction de son degré d'ouverture (courbe de Cv) devrait de préférence augmenter linéairement.

Bien que théoriquement réalisable, ce type de contrôle est plutôt difficile à ajuster en chantier et dépend grandement de l'électronique et des éléments de contrôle.

#### 4.3.3 Postes de relèvement

Le relèvement des eaux usées peut être nécessaire à un ou plusieurs endroits de la filière de traitement. Le relèvement des eaux et des boues peut se faire par pompage à l'aide de pompes centrifuges ou volumétriques (pompes à piston, rotatives, à diaphragme, à lobes, vis d'Archimède, etc.).

#### 4.3.3.1 Stations de pompage conventionnelles

La conception des stations de pompage d'une station d'épuration avec pompes submersibles (puits mouillé) ou de type puits sec devrait respecter les mêmes critères que ceux établis pour les postes de pompage sur le réseau d'égouts. Ces critères sont explicités dans la Directive 004 du MELCCFP.

#### 4.3.3.2 Stations de pompage pourvues de vis d'Archimède

Les vis d'Archimède sont particulièrement intéressantes à utiliser lorsque les débits à pomper sont élevés et que les hauteurs de relèvement sont faibles. Par ailleurs, la taille des solides présents dans l'eau n'affecte pas ce type de relèvement (WEF et ASCE, 1991). Elles peuvent donc pomper des eaux brutes non dégrillées (Sanks, 1989).

Deux types de vis d'Archimède sont utilisés : les vis conventionnelles ouvertes et les vis fermées, comme présentées à la Figure 4.3.3-1.



Figure 4.3.3-1 – Exemples de vis d'Archimède a) conventionnelles et b) fermées

##### Vis conventionnelles ouvertes

Les vis conventionnelles ouvertes se composent d'une vis en spirale soudée à un arbre central avec des points de retenue et d'appui fixes aux extrémités. Il est nécessaire de construire des ouvrages en béton (ou en acier avec béton sous-jacent) pour former le fond de la cuvette de la vis (appelée auge).

Pour des raisons de contraintes structurales (poids, élongation, flèche, etc.), la hauteur de relèvement est limitée à environ 10 m (Pilon et Philippon, 1995) voire à 7,5 m (WEF et ASCE, 1991). Les angles d'installation sont de 30 et 38 degrés au maximum.

L'efficacité des vis ouvertes est réduite par une certaine perte d'eau au cours de la montée en raison de l'espace libre entre la vis et l'auge. L'efficacité peut atteindre 80 % au débit de conception (Sanks, 1989). Pour un débit d'environ 30 % du débit de conception, l'efficacité chute à environ 60 % (Sanks, 1989). Si le retour d'eau vers le puits d'alimentation est supérieur au débit d'affluent, aucune eau ne sera pompée par la vis tant que le niveau dans le puits d'alimentation sera inférieur au seuil minimal. (WEF et ASCE, 1991). Cette condition peut altérer l'exploitation des procédés de traitement en aval (WEF et ASCE, 1991). Les manufacturiers devraient être consultés pour déterminer les niveaux d'eau dans le puits qui assurent le fonctionnement optimal de la vis.

##### Vis fermées

Dans le cas des vis fermées, la spirale est soudée sur la paroi intérieure du cylindre. Il n'y a pas d'arbre de soutien, et le palier inférieur constitue uniquement un point d'appui permettant le libre mouvement de la vis dans son axe. Le cylindre extérieur devient donc l'élément structural maître, et des travaux en béton entre les appuis ne sont pas requis. Le point d'appui inférieur n'est pas en contact avec le milieu liquide. Pour une utilisation en condition froide, on devrait prévoir un dispositif manuel de renverse afin de vidanger la vis (Pilon et Philippon, 1995), car l'eau est emprisonnée dans celle-ci lors d'une mise à l'arrêt (WEF et ASCE, 1991).

Installées avec un angle de 45 degrés, les vis fermées peuvent relever les eaux à plus de 15 m (WEF et ASCE, 1991). La hauteur de relèvement maximum est de 19 m, et les angles d'installation sont de 30, 38 et 45 degrés (Pilon et Philippon, 1995).

Ces pompes ont une haute efficacité volumétrique, il n'y a pas de retour d'eau vers le puits d'alimentation (Sanks, 1989).

### **Avantages et inconvénients**

Les vis d'Archimède présentent plusieurs avantages par rapport aux autres types de pompes (Pilon et Philippon, 1995) dont :

- une bonne efficacité même si le débit diminue, jusqu'à environ 30 % de leur capacité (ce qui est impossible avec des pompes centrifuges);
- une faible vitesse de rotation (< 100 rpm p/r à 875-1750 rpm pour les pompes centrifuges), ce qui augmente la durée de vie utile des pièces mécaniques;
- moins de risques de briser les flocs biologiques (typiquement applicable à la recirculation des boues activées);
- un fonctionnement en continu quel que soit le débit d'entrée (ne requiert pas de systèmes de contrôle complexes);
- l'absence de problématiques liées à la taille des solides transportés par l'eau (ne nécessite pas de grilles de protection en amont).

De plus, le puits de pompage est réduit au minimum et les vis permettent une alimentation graduelle de la filière liquide.

Les vis peuvent fonctionner à différentes capacités sans qu'un variateur de vitesse soit requis, car le taux de décharge est contrôlé par le niveau du liquide à l'entrée. La puissance de la pompe varie presque directement avec la capacité de pompage, ce qui se traduit par de hautes efficacités pour une large gamme de débit.

Les vis d'Archimède présentent toutefois quelques inconvénients. Leur installation et leur démantèlement sont complexes et requièrent des équipements spéciaux. Les durées de réparation s'étirent souvent sur plusieurs semaines en cas de bris; une redondance est donc recommandée pour éviter les débordements ou les dérivations. Il est aussi possible de prévoir des pompes de relève directement dans le puits d'alimentation. Les vis d'Archimède peuvent être bruyantes et celles ouvertes peuvent dégager des aérosols et de mauvaises odeurs. De plus, leur conception devrait tenir compte du fait que les vis se contractent et se dilatent en fonction de la température et/ou de l'exposition au soleil. Parfois, les installations prévoient des écrans, enceintes ou abris pour contrer ces phénomènes (WEF et ASCE, 1991).

## 4.4 Éléments divers relatifs à l'hydraulique

### 4.4.1 Particularités des eaux usées

D'un point de vue hydraulique, les eaux usées relevées au site de traitement ou en provenance des stations de pompage de tête comportent trois (3) composantes principales, à savoir :

- l'eau en tant que telle;
- des matières en suspension organiques et inorganiques comme des sables, des graviers, des feuilles mortes et d'autres rebuts;
- des éléments flottants (chiffons, huiles et graisses, plastiques divers, etc.).

Le concepteur responsable de l'hydraulique, de l'aménagement et du dimensionnement des canaux entre les diverses étapes de traitement devrait être sensibilisé au fait que ces trois éléments peuvent réagir différemment, particulièrement en présence de jonctions ou de chambres de répartition associées à des ouvrages de prétraitement.

À titre d'exemple, pour un canal qui se divise en plusieurs canaux menant à des dégrilleurs, les solides auront tendance à se concentrer dans les canaux centraux alors que les flottants se concentreront dans les canaux extérieurs.

L'ajout de déflecteurs verticaux dans les canaux et de déflecteurs de plancher à l'amont et dans la jonction peut améliorer la répartition des solides et des flottants. L'arrangement et les dimensions optimales de ces déflecteurs sont obtenus à l'aide de modèles hydrauliques.

### 4.4.2 Vitesses

Les vitesses d'écoulement devraient être suffisantes pour maintenir les solides en suspension dans les conduites et les canaux (Qasim, 1999). Cela est particulièrement important dans la portion du profil d'écoulement comprise entre la tête de la station et les ouvrages de dessablage où sont transportés des sables, des graviers et d'autres solides. Le maintien de vitesses d'écoulement élevées permet d'éviter un ensablement et des dépôts difficiles à remettre en suspension dans les canaux menant aux ouvrages de prétraitement.

#### Eaux brutes

Dans les canaux et conduites, la vitesse minimale à respecter au débit moyen de conception est de 0,6 m/s ou plus (Benefield et collab., 1984; WEF et ASCE, 2018) afin d'assurer leur autocurage. Elle devrait être supérieure à 0,3 m/s au débit minimal de conception pour favoriser le transport de la matière organique (Qasim, 1999; WEF et ASCE, 2018).

Si, en période de faible débit, les eaux brutes ne peuvent atteindre la vitesse minimale de 0,3 m/s dans les conduites ou canaux qui les transportent, il est recommandé qu'elles atteignent une vitesse d'au moins 1,1 m/s une fois par 24 heures pour la remise en suspension des solides (Directive 004). Il faut vérifier l'atteinte de cette condition selon les variations diurnes de débit (Qasim et Zhu, 2018). Qasim et Zhu (2018) proposent également comme autre solution l'ajout d'aération dans les canaux. Toutefois, cette solution n'est pas viable dans le cas d'eaux brutes non dégrillées, car de la fillasse ou d'autres débris s'accrocheront aux aérateurs et les colmateront, ce qui nécessitera de l'entretien.

Comme l'épandage de sable et de gravier dans les rues est une pratique répandue au Québec en hiver, il est recommandé d'utiliser des vitesses de conception un peu plus élevées que celles citées précédemment. Cette pratique évite d'avoir recours à des rampes d'aération pour maintenir les solides en suspension ou de compter uniquement sur les épisodes de fort débit pour déplacer les dépôts vers l'aval. En matière

d'exploitation, cela évite également de devoir procéder au nettoyage des canaux, procédure qui peut nécessiter des contournements de traitement.

Dans une station d'épuration comportant plus d'un dégrilleur, une gestion du nombre de grilles en service selon le débit entrant permettra, par la fermeture ou l'ouverture de canaux individuels, de contrôler les vitesses d'écoulement ainsi que les vitesses d'approche aux grilles. Les conditions de grilles sales (pertes de charge locales élevées qui rehaussent le niveau d'eau en amont) sont aussi à considérer dans le dimensionnement des canaux et des vitesses à respecter.

### **Conditions en aval du prétraitement**

La vitesse minimale à respecter pour le transport d'eaux dégrillées et d'effluent primaire devrait être supérieure à 0,45 m/s et à 0,3 m/s respectivement (WEF et ASCE, 2018). Cependant, il est recommandé de concevoir les conduites et les canaux de transfert des eaux situés en aval des ouvrages de prétraitement pour une vitesse entre 0,6 et 0,9 m/s en tout temps. Il n'y a pas de contraintes particulières concernant la vitesse maximale; ce sont plutôt les pertes de charge et le profil hydraulique qui limitent les vitesses (WEF et ASCE, 2018). Selon la longueur du tronçon ainsi que le nombre de changements de direction, il peut se révéler plus avantageux, relativement aux pertes de charge, de concevoir des canaux ou conduites de transfert dont la vitesse d'écoulement maximale est en deçà de 1,0 m/s. En général, on vise la conception de canaux présentant un rapport hauteur : largeur de 1 : 1 au débit maximal.

À la suite du système de répartition des eaux, les canaux de distribution sont conçus pour une vitesse généralement plus faible (0,3 m/s, voire moins) dans le but de minimiser les pertes de charge et d'assurer une répartition égale de l'écoulement. Il peut être requis de mettre en place de l'aération (sauf en amont d'une zone anoxique) ou des mélangeurs dans le canal pour éviter le dépôt de solides le cas échéant (WEF et ASCE, 2018).

### **Ouverture d'entrée ou de sortie**

Pour toute ouverture d'entrée ou de sortie, qu'elle soit submergée ou non, une vitesse de passage inférieure à 1,0 m/s est aussi recommandée pour minimiser les pertes de charge singulières et les courants préférentiels (court-circuitage, effet de jet ou de canon). Dans les petits bassins, une chicane peut être installée devant l'entrée ou la sortie pour limiter ces effets.

### **4.4.3 Agencement des conduites**

Pour l'agencement des conduites, on devrait prendre en compte ces trois critères de base (Qasim, 1999) :

- la facilité de construction et d'exploitation;
- l'accessibilité des conduites pour les activités d'entretien;
- la possibilité d'ajouter des connexions ou des raccordements supplémentaires pour des agrandissements futurs.

### **4.4.4 Dérivations**

Les stations d'épuration municipales de type mécanisées sont généralement munies d'ouvrages de dérivation pour contourner une ou plusieurs étapes de traitement. Les dérivations sont normalement raccordées à l'émissaire. L'exutoire du contournement peut également se trouver en amont d'une étape de traitement subséquente. Ces dérivations servent principalement lors de l'entretien et de la mise à niveau/réparation/remplacement des ouvrages ou des équipements qu'ils contiennent, de même que lors des opérations de vidange des boues (au besoin). Elles sont aussi utiles lors de la mise en route graduelle de la station d'épuration ainsi que pour l'exécution des fonctions décrites à la sous-section suivante.

Les conduites ou canaux de la station devraient être conçus de sorte que les débits correspondant à la capacité ultime de la station puissent y transiter. Il ne doit pas y avoir de dérivation en temps sec ni en deçà des débits correspondant à la capacité de traitement des équipements en aval. Tous les ouvrages de dérivation sont assujettis à une autorisation du MELCCFP et à des normes de dérivation supplémentaires. Une analyse de fiabilité (voir chapitre 2) devrait être effectuée par l'ingénieur pour justifier un ouvrage de dérivation.

Les dérivations ne sont toutefois pas recommandées ou acceptées pour les projets de station décentralisée.

#### **4.4.5 Trop-pleins et déversoirs de protection des planchers**

Une station d'épuration n'est jamais à l'abri d'une surcharge hydraulique, d'un blocage ou d'un défaut d'équipement ou d'une fermeture accidentelle (ou intentionnelle) de vannes ou de canaux. L'intégration de trop-pleins et de déversoirs de protection des planchers reliés au réseau de contournement permet d'éviter tout débordement des eaux lors de telles situations.

À titre d'exemple, advenant un blocage ou un mal fonctionnement des dégrilleurs, le niveau d'eau en amont peut s'élever jusqu'à déborder sur le plancher de la salle de prétraitement. Un déversoir de trop-plein localisé en amont des grilles permet d'éliminer cette possibilité.

L'aménagement en cascade d'une station d'épuration pour l'obtention d'un profil hydraulique gravitaire fait en sorte que plusieurs niveaux de plancher (souvent associés aux niveaux supérieurs des canaux et bassins) peuvent exister. Comme dans l'exemple énoncé au paragraphe précédent, il est utile de prévoir sous chacun des planchers un déversoir de protection relié au réseau de contournement.

Les trop-pleins et déversoirs de protection des planchers devraient aussi être conçus de façon que le débit ultime de la station peut y transiter. Les trop-pleins et déversoirs de protection sont également assujettis à une autorisation du MELCCFP et à des normes supplémentaires de dérivation. Une analyse de fiabilité (voir chapitre 2) devrait être effectuée par l'ingénieur pour justifier leur présence.

#### **4.4.6 Profilage des changements de direction des canaux**

Un profilage des canaux quant aux changements de direction et aux jonctions de distribution ou de collecte permet de réduire les pertes de charge. Il permet aussi d'assurer une meilleure fluidité de transport des eaux en réduisant les zones de turbulence, de courant de retour ou de dépôt.

La règle générale à adopter est de privilégier les arrondis aux arêtes vives.

À titre d'exemple, un canal rectangulaire longeant un bassin et tournant brusquement à 90 degrés engendre une réduction de l'aire d'écoulement effective en aval immédiat du changement de direction, car ses arêtes vives créent un courant de retour (zone tourbillonnaire à contre-courant). L'arrondissement du changement de direction par un profilage courbe, l'arrondissement du coin intérieur ou l'emploi d'une somme d'angles moins prononcés (p. ex 2 x 45° ou 3 x 30°) sont quelques pistes de solution pour améliorer l'écoulement dans un tel cas.

Dans les installations existantes, on utilise parfois une distribution en T (c.-à-d. un canal principal se divisant perpendiculairement en deux canaux secondaires) pour alimenter un ensemble de bassins. Avec ce type de jonction, l'écoulement crée un rouleau et des courants de retour latéraux en frappant la paroi transversale du canal. Pour les éliminer, des mesures comme l'ajout d'un épi profilé sur le mur face au canal central (voir Figure 4.4.6-1) ainsi que le surélargissement et l'arrondissement des changements de direction à l'aide de courbes ou d'onglets permettent de faciliter le partage des eaux et d'améliorer grandement la fluidité de l'écoulement.





**Figure 4.4.6-1 – Exemple d’une répartition en T profilée**

Pour optimiser la conception de nouveaux ouvrages hydrauliques complexes ou l’établissement de correctifs à des installations existantes problématiques, il est recommandé de réaliser une étude de mécanique des fluides numérique (MFN) ou de confier à une firme spécialisée une étude sur modèle réduit.

#### **4.4.7 Mélange**

Le mélange des eaux est requis à de nombreuses étapes de la filière de traitement pour différentes raisons. On en compte deux principaux types : le mélange rapide et le mélange en continu.

Le mélange rapide s’effectue typiquement en moins de 30 secondes (M&EA, 2014). Il sert :

- à mélanger très rapidement une substance à une autre (comme lors de la coagulation ou le conditionnement chimiques des boues);
- à mélanger plusieurs liquides miscibles.

Le mélange en continu dans les bassins sert :

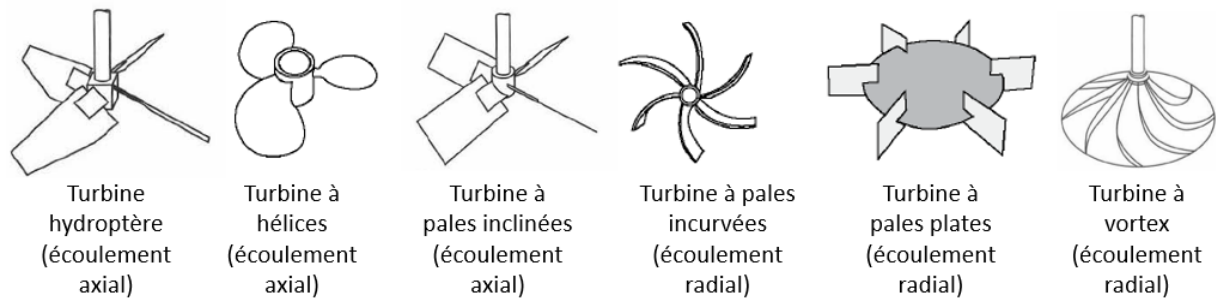
- à homogénéiser un liquide (concentration, température, consistance, etc.) dans un bassin;
- à favoriser le contact entre différents composés (substrat soluble, oxygène dissous, etc.) et le grossissement des particules (comme lors de la floculation);
- à maintenir les particules en suspension.

##### **4.4.7.1 Types d’équipements de mélange**

La fonction de mélange peut être assurée par différents équipements dont les agitateurs mécaniques, les mélangeurs statiques, les aérateurs mécaniques, les aérateurs par diffusion d’air (aussi appelés mélangeurs pneumatiques), les mélangeurs submersibles et les mélangeurs à jets.

###### **4.4.7.1.1 Agitateurs mécaniques**

Les agitateurs mécaniques sont constitués d’un moteur, d’un arbre vertical et d’une ou plusieurs turbines qui induisent un écoulement radial ou axial selon la direction prise par le liquide quittant celles-ci. La Figure 4.4.7-1 présente différents types de turbines.



**Figure 4.4.7-1 – Exemples de turbines**  
**Adaptée de Droste et Gehr (2019) et M&EA (2014)**

Considérant la viscosité du fluide ainsi que la force d'inertie exercée pendant le mélange, la puissance transmise au liquide par la turbine peut être calculée à l'aide de l'équation suivante pour un écoulement turbulent (Qasim et Zhu, 2018) :

**Équation 04.19 :** 
$$P = N_T n^3 D^5 \rho$$

avec :

- P : puissance transmise au liquide (W);
- $N_T$  : nombre de puissance ou constante de la turbine (adimensionnel);
- n : révolution par seconde (r/s);
- D : diamètre de la turbine (m);
- $\rho$  : densité du fluide (kg/m<sup>3</sup>).

Cette formule montre l'impact de la taille des turbines sur la puissance requise pour assurer le mélange. Les valeurs de  $N_T$  sont propres à l'équipement utilisé et sont normalement retrouvées dans le catalogue du fournisseur de la pièce en question.

#### 4.4.7.1.2 Mélangeurs statiques

Le fonctionnement des mélangeurs statiques et de certains agitateurs en ligne repose sur les turbulences causées par l'écoulement hydraulique. Aucune source d'énergie externe n'est requise.

Aucune pièce mobile n'est présente dans un mélangeur statique. Les turbulences sont créées par des girouettes, des plaques perforées, des changements de direction, des sauts hydrauliques ou tout autre obstacle à l'écoulement du liquide (Qasim et Zhu, 2018). Le degré de mélange est relié à la perte de charge au travers de l'équipement. Celle-ci peut être calculée à l'aide de l'équation de perte de charge singulière (04.06) présentée à la section 4.1.2.3.

Le degré de mélange et le temps d'agitation dépendent du débit. Les mélangeurs statiques sont donc mal adaptés aux variations importantes de débit. Le brassage peut devenir insuffisant à faible débit ou bien une perte de charge excessive peut survenir à fort débit. On devrait limiter leur usage aux installations où le débit anticipé est peu variable. C'est le cas, par exemple, de la conduite de refoulement d'une pompe à débit constant.

La puissance transmise au liquide par un mélangeur statique peut être calculée à l'aide de la formule suivante (M&EA, 2014) :

**Équation 04.20 :**  $P = \gamma Q h_s$

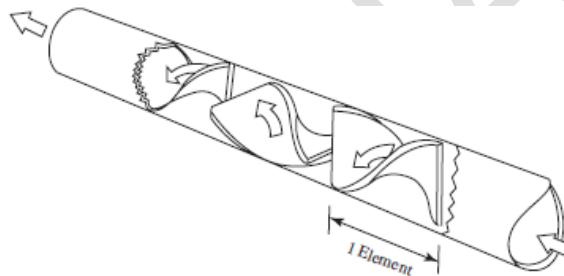
avec :

P : puissance transmise au liquide (W);  
 $\gamma$  : poids spécifique de l'eau (9 789 N/m<sup>3</sup> à 20 °C);  
 Q : débit (m<sup>3</sup>/s);  
 h<sub>s</sub> : perte de charge singulière dans le mélangeur (m).

La perte de charge singulière du mélangeur devrait être obtenue du fournisseur le cas échéant.

### Mélangeurs statiques en conduite

Un mélangeur statique en conduite est muni d'une girouette hélicoïdale, représentée à la Figure 4.4.7-2, ou d'une plaque perforée qui provoque un changement de vitesses soudain. La girouette est segmentée en plusieurs éléments qui augmentent les turbulences dans la conduite et dont le nombre peut être adapté selon l'installation. Le ratio L/D (longueur de l'élément ÷ diamètre de la conduite) caractérise les éléments et est généralement compris entre 1,0 et 1,5 (Davis, 2010). Une large gamme de mélangeurs statiques en conduite est disponible sur le marché ; les plus petits ont un diamètre d'environ 12 mm alors que les plus gros peuvent être installés dans des canaux ouverts de 3 m x 3 m (M&EA, 2014).



**Figure 4.4.7-2 – Mélangeur statique en conduite**  
 Tirée de Davis (2010)

Les mélangeurs statiques en conduite sont principalement utilisés pour le mélange de produits chimiques avec les eaux usées (M&EA, 2014). Ils requièrent un entretien régulier pour limiter leur colmatage. Il faut donc pouvoir y accéder facilement. Une ligne de contournement du mélangeur statique devrait être présente pour continuer le traitement durant son entretien.

#### 4.4.7.1.3 Aérateurs

Une description des aérateurs est fournie au chapitre 12.

Dans le cas des aérateurs par diffusion d'air, on peut calculer la puissance transmise à l'eau à l'aide de la formule suivante (Qasim et Zhu, 2018) :

**Équation 04.21 :**  $P = K Q_{a,atm} \ln \left( \frac{h_{stat} + 10,33}{10,33} \right)$

avec :

P : puissance transmise au liquide (W);  
 K : constante de proportionnalité (1 689 N/m<sup>2</sup>);  
 Q<sub>a,atm</sub> : débit d'air à pression atmosphérique (m<sup>3</sup>/s);  
 h<sub>stat</sub> : hauteur de liquide au-dessus des diffuseurs (m).

Pour les aérateurs mécaniques, il faut se référer à la section 4.4.7.1.1.

#### **4.4.7.2 Mesure de l'efficacité du mélange**

Le temps d'agitation, la disposition des équipements, la géométrie ainsi que la volumétrie du bassin influent sur l'efficacité du mélange.

La littérature indique principalement des valeurs empiriques de puissance de mélange (puissance par unité de volume) ou de gradient de vitesse pour assurer un mélange adéquat. Toutefois, ces valeurs ne sont presque jamais accompagnées du détail des conditions physiques du réacteur (WEF, 1988). D'autres paramètres moins couramment exposés dans la littérature permettent aussi de décrire l'uniformité du mélange, comme le coefficient de variation et le temps de renouvellement (*turnover time*). L'utilisation de modèle informatique de dynamique des fluides peut être également utile.

##### **4.4.7.2.1 Puissance ou débit d'air par unité de volume**

Une façon de mesurer approximativement l'efficacité du mélange est de considérer la quantité d'énergie dissipée par volume. Plus l'énergie appliquée est importante, plus les turbulences créées le seront également.

Des valeurs empiriques de puissance ou de débit d'air fournies dans la littérature dans le but d'assurer un mélange adéquat pour diverses applications sont résumées au Tableau 4.4.7-1. Toutefois, elles restent très générales (conditions d'essai indisponibles) et elles ne prennent pas en compte les types de mélangeurs ni leur efficacité respective (WEF et ASCE, 2018). Ces valeurs empiriques peuvent limiter la mise en place de solutions énergétiquement plus efficaces. Une démonstration d'un mélange adéquat par une modélisation dynamique, un calcul du temps de renouvellement et du coefficient de variation, une campagne de mesure ou des études de traçage dans des installations similaires peut entre autres permettre de dévier des valeurs empiriques.

**Tableau 4.4.7-1 – Valeurs empiriques de puissance ou de débit d’air par unité de volume selon différentes applications de mélange**

Application	Valeur empirique	Source(s)
Bassin d'égalisation		
Concentration en MES ~200 mg/l	4 à 8 W/m <sup>3</sup>	A
Aérateurs par diffusion d'air	0,5 à 0,8 L.s <sup>-1</sup> .m <sup>-3</sup> de bassin	B
Bassin de boues activées		
Aérateurs par diffusion d'air		
Absence de décantation primaire	≥2,2 Nm <sup>3</sup> .h <sup>-1</sup> .m <sup>-2</sup> au fond du bassin	C
Avec décantation primaire	≥0,9 Nm <sup>3</sup> .h <sup>-1</sup> .m <sup>-2</sup> au fond du bassin	C
Répartition uniforme	0,010 à 0,020 m <sup>3</sup> d'air.min <sup>-1</sup> .m <sup>-3</sup> de bassin (grosses bulles)	D, E, F
	2,2 m <sup>3</sup> .h <sup>-1</sup> .m <sup>-2</sup> au fond du bassin (fines bulles)	
Avec mouvement en spirale	0,02 à 0,03 m <sup>3</sup> d'air.min <sup>-1</sup> .m <sup>-3</sup> de bassin	E, F
Aérateurs mécaniques	4,6 à 10,8 L d'air.s <sup>-1</sup> .m <sup>-1</sup> de long	G
	16 à 25 W/m <sup>3</sup> pour une concentration uniforme en MLSS	D
Étang complètement mélangé		
Aérateurs mécaniques	6 W/m <sup>3</sup>	H
Affluent dessablé	≥ 3 W/m <sup>3</sup>	I
Étang aéré facultatif (mélange partiel)		
	1,0 à 2,0 W/m <sup>3</sup>	J
	1,6 à 2,5 W/m <sup>3</sup> pour une concentration uniforme en oxygène dissous	D

A : US EPA (1974) cité par la WEF (2018); B : WEF (2018); C : Uby (2012); D : MOE (2008); E : M&EA (2014); F : Qasim et Zhu (2018a); G : WEF (1988); H : Rich (1999); I : Von Sperling (2007); J : US EPA (2011)

#### 4.4.7.2.2 Gradient de vitesse

Lors d'un mélange, les deux principales actions observées sont la circulation du fluide ainsi que le cisaillement exercé sur celui-ci. Le gradient de vitesse moyen (G) décrit l'intensité de cisaillement du liquide d'une viscosité donnée (WEF et ASCE, 2018). Il est utilisé comme critère de conception pour la coagulation et la floculation, à l'exception de la microfloculation (particules entre 0,001 et 1 µm) qui est induite par le mouvement brownien du fluide.

**Dans le cas d'un mélange de type mécanique** (turbines, aérateurs mécaniques, etc.), le gradient peut être calculé à l'aide de la formule suivante (Davis, 2010; M&EA, 2014; WEF et ASCE, 2018) :

Équation 04.22 : 
$$G = \sqrt{\frac{P_m}{\mu V}}$$

avec :

G : gradient de vitesse moyen (s<sup>-1</sup>);

P<sub>m</sub> : puissance du mélangeur (W);

µ : viscosité dynamique du liquide (0,001 N.s/m<sup>2</sup> pour de l'eau à 20 °C);

Note : Si la liqueur mixte contient plus de 5000 mg MES/l, il faut utiliser la viscosité de la suspension (WEF et ASCE, 2018).

V : volume de liquide dans le bassin de mélange (m<sup>3</sup>).

Le gradient de vitesse étant une valeur moyenne, le fluide aura une vitesse beaucoup plus importante autour de l'équipement mécanique.

En tenant compte du temps de rétention hydraulique dans le bassin de mélange, on obtient la formule suivante :

$$\text{Équation 04.23 : } G\tau = \frac{V}{Q} \sqrt{\frac{P_m}{\mu V}}$$

avec :

$\tau$  : temps de rétention hydraulique (s);  
 $Q$  : débit ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

**Dans le cas d'aérateurs par diffusion d'air**, le gradient peut être calculé à l'aide des formules suivantes (WEF et ASCE, 2018) :

$$\text{Équation 04.24 : } G = \sqrt{\frac{Q_{a,moy} \gamma h_d}{60 \mu V}}$$

$$\text{Équation 04.25 : } Q_{a,moy} = \frac{10,33 Q_a}{10,33 + h/2}$$

avec :

$Q_{a,moy}$  : débit d'air moyen au travers de la colonne d'eau ( $\text{m}^3/\text{min}$ );  
 $Q_a$  : débit d'air à travers les diffuseurs ( $\text{Nm}^3/\text{min}$ );  
 $\gamma$  : poids spécifique de l'eau ( $9\,789 \text{ N/m}^3$  à  $20 \text{ }^\circ\text{C}$ );  
 $h_d$  : hauteur de liquide au-dessus des diffuseurs (m).

**Dans le cas d'un mélange dans une conduite**, le gradient peut être calculé à l'aide de la formule suivante (WEF et ASCE, 2018) :

$$\text{Équation 04.26 : } G = 52 \sqrt{f/d} v^{1,5}$$

avec :

$f$  : facteur de friction de Darcy-Weisbach (adimensionnel);  
 $d$  : diamètre de la conduite (m);  
 $v$  : vitesse du liquide (m/s).

Les valeurs de  $G$  et  $G\tau$  à viser pour réaliser la déphosphatation chimique (coagulation) sont présentées au chapitre 14 (section 14.1.3.4).

D'après l'étude menée par Das et collab. (1993) citée par la WEF (2018), l'intégrité des floccs biologiques des boues activées se dégrade lorsqu'ils sont soumis à des valeurs de  $G$  supérieures à  $75 \text{ s}^{-1}$  aussi bien pour un mélange effectué par des diffuseurs fines bulles, grosses bulles ou des aérateurs mécaniques. Les floccs se reforment toutefois lorsque  $G$  est diminué si le temps de parcours est suffisant avant d'atteindre le décanteur secondaire (WEF et ASCE, 2018). Ainsi, pour les réacteurs de type piston le gradient diminue généralement de manière progressive dans les différentes zones des bassins d'aération. De plus, les conditions dans les conduites ou les canaux aérés entre le bassin d'aération et le décanteur secondaire ainsi que celles à l'entrée du décanteur devraient favoriser la refloculation. La WEF et l'ASCE (2018) recommandent d'utiliser des diffuseurs fines bulles plutôt que grosses bulles dans les canaux aérés. Ces auteurs indiquent par ailleurs que l'intensité de cisaillement dans les conduites est moindre que dans les canaux aérés, ce qui favorise la floculation. Les recommandations concernant la zone d'entrée des décanteurs secondaires (dissipation d'énergie, puits de floculation, etc.) sont précisées au chapitre 13 (section 13.2.3.2).

#### 4.4.7.2.3 Coefficient de variation

Comme mentionné précédemment, le coefficient de variation mesure l'uniformité du mélange. Il s'applique à tous les mélanges, mais est particulièrement utile pour les mélangeurs statiques (Davis, 2010). Il peut être calculé à l'aide des équations suivantes (Davis, 2010) :

Équation 04.27 : 
$$\xi = \frac{\sigma}{C}$$

Équation 04.28 : 
$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum(C_i - C)^2}{nb - 1}}$$

avec :

$\xi$  : coefficient de variation (adimensionnel);  
 $\sigma$  : déviation standard de la concentration (mg/l);  
 $C$  : concentration moyenne (mg/l);  
 $C_i$  : concentration de l'échantillon  $i$  (mg/l);  
 $nb$  : nombre d'échantillons (adimensionnel).

La concentration de différents constituants (p. ex. oxygène dissous, MES, pH, substrat) peut être utilisée selon l'objectif du mélange.

Le coefficient de variation peut se calculer en fonction du temps, c'est-à-dire que les échantillons sont prélevés toujours au même endroit dans le bassin à des temps différents (Davis, 2010). Il peut aussi être établi en fonction de la répartition spatiale; les échantillons sont alors prélevés au même moment à des emplacements variables (aussi bien sur la hauteur, la largeur et la longueur) du bassin (Uby, 2012).

Uby (2012), Davis (2010) et la WEF (2018) recommandent un coefficient de variation de 10 % ou moins pour assurer l'homogénéité d'un bassin complètement mélangé.

#### 4.4.7.2.4 Temps de renouvellement

Le temps de renouvellement est la vitesse à laquelle l'affluent est réparti dans l'entièreté du volume du bassin. Dans un bassin de type complètement mélangé, le temps de renouvellement est très faible comparativement au temps de rétention hydraulique (WEF, 1988). Dans le cas d'un bassin exploité en cuvée, la comparaison entre le temps de renouvellement et le TRH se fait par rapport au volume entre deux vidanges (p. ex. bassin d'égalisation) ou par rapport à la durée d'une phase de traitement (p. ex. RBS) (Uby, 2012). Pour la neutralisation du pH, on recherche un temps de renouvellement de moins de 5 % du TRH (McMillan et Cameron, 2005).

#### 4.4.7.3 Installation

Il est important de prévenir la création de vortex lors du mélange. Ceci peut être fait en disposant de façon appropriée les mélangeurs (Uby, 2012) ou grâce à l'utilisation de déflecteurs (M&EA, 2014).

Il faut aussi éviter les turbulences à la surface des bassins anoxies ou anaérobies puisqu'elles incorporent de l'oxygène dans le liquide. De plus, les performances des procédés anoxiques ou anaérobies étant particulièrement sensibles aux conditions de mélange, des systèmes fiables permettant un entretien ou un remplacement facile et rapide devraient être privilégiés. Pour cela, Uby (2012) recommande l'usage d'agitateurs mécaniques suspendus (attachés au-dessus du bassin) ou submersibles.

## 4.5 Émissaire

### 4.5.1 Généralités

L'émissaire constitue le lien final entre la station d'épuration et le milieu récepteur. Il s'agit de la canalisation qui reçoit l'effluent et qui le transporte au point de rejet final. Les conduites de dérivation et de trop-plein à l'entrée de la station peuvent aussi être raccordées à l'émissaire. Il est à usage unique et ne sert qu'à l'évacuation des eaux de la station d'épuration.

L'émissaire devrait être dimensionné pour prendre en charge le débit maximum ultime ou, minimalement, le débit maximal instantané à l'horizon de 30 ans de la station d'épuration.

Un émissaire comporte généralement une portion terrestre puis une portion en rive et dans le littoral d'un lac ou d'un cours d'eau. La conception et la construction de la portion terrestre de l'émissaire sont identiques à celles d'une conduite d'égout domestique classique. Pour la portion en milieu hydrique, on devrait respecter un grand nombre d'aspects, de règles et de critères. Ceux-ci sont décrits en détail dans les sections ci-dessous.

L'encadrement légal touchant les milieux humides et hydriques est détaillé sur le site Web du MELCCFP aux liens suivants : [Lois et règlements – Milieux humides et hydriques](#) et [Analyse environnementale des projets en milieux humides et hydriques](#). Les définitions des différents termes liés à ces milieux (cours d'eau, limite du littoral, littoral, zone inondable, rive, etc.) se retrouvent d'ailleurs dans le *Règlement sur les activités dans des milieux humides, hydriques et sensibles* (RAMHHS).

### 4.5.2 Impacts sur les écosystèmes

Tout aménagement d'ouvrages en milieu humide et hydrique produira des impacts sur diverses composantes environnementales, au moins durant la phase de construction. Il faut que le concepteur d'un projet planifie bien son ouvrage afin de réduire le plus possible de tels impacts sur la faune, la flore et les humains. L'ingénieur devrait d'abord connaître les enjeux environnementaux pour faire des choix de conception et de méthodes de travail qui ne mettront pas en péril les usages présents ou la qualité du milieu.

#### 4.5.2.1 Habitats fauniques

Les habitats fauniques jouent un rôle déterminant dans le maintien et le développement d'une population animale ou végétale. Bien que plusieurs habitats soient répertoriés et cartographiés, certains milieux non classés sont utilisés par les espèces fauniques dans leurs migrations. Le concepteur devrait toujours considérer que son projet est susceptible de toucher la faune terrestre et aquatique et le concevoir de façon à éviter toute perturbation, surtout en période sensible. La consultation de la Direction de la gestion de la faune de la région concernée est donc nécessaire en début de projet pour obtenir toute information relative à la faune (frayères, alevinage, périodes sensibles, espèces menacées ou vulnérables, etc.).

#### 4.5.2.2 Flore

La flore du milieu humide et hydrique comprend la végétation aquatique (plantes hygrophiles), littorale et riveraine. Elle remplit des rôles écologiques essentiels à la protection des cours d'eau et à la survie des espèces. Elle stabilise entre autres les berges, limite le transport de sédiments et capte des contaminants. En plus de servir d'abri et de nourriture, la végétation empêche le réchauffement de l'eau et régule les échanges entre les milieux hydrique et terrestre. Le concepteur devrait préserver le plus possible la flore pour réduire l'impact de l'aménagement sur le caractère naturel du milieu récepteur.



#### 4.5.2.3 Usages anthropiques

Le concepteur devrait prendre en considération les usages liés au milieu aquatique qui peuvent être touchés par la présence de l'émissaire afin d'éviter de perturber les activités humaines. Ceux-ci peuvent être classés en quatre catégories. Le *Lexique des usages liés au milieu aquatique* (MELCC, 2020) fournit une description détaillée de chacune d'elles :

- Zone récréative riveraine (p. ex. campings, parcs, sentiers).
- Activités de contact indirect (p. ex. pêche, navigation de plaisance).
- Activités de contact direct (p. ex. baignade, sports nautiques).
- Prélèvement d'eau (p. ex. prise d'eau potable, irrigation).

#### 4.5.3 Autres facteurs à effet environnemental

Certains facteurs physiques qui affecteront directement l'environnement lors de travaux liés à l'émissaire sont décrits ci-après.

Les méthodes de travail préconisées devraient permettre de protéger les ouvrages et les infrastructures temporaires lors d'événements extrêmes durant les travaux. Elles devraient aussi limiter l'impact des travaux sur les milieux hydriques en aval lors d'événements à récurrence élevée. Les infrastructures devraient comprendre des ouvrages de stabilisation naturels ou artificiels (si requis) pour éviter l'érosion du cours d'eau localement et la déstabilisation des rives à proximité ou en aval dans le but de limiter le transport de matières en suspension. Les choix de l'ingénieur devraient se fonder sur une connaissance adéquate de l'hydrologie et de l'hydrodynamique du milieu.

##### 4.5.3.1 Hydrologie et hydrodynamique

Lors de toute intervention en milieu humide et hydrique, le concepteur d'ouvrages devrait tenir compte des réalités hydrologiques et hydrodynamiques propres au site envisagé, notamment lors d'événements particuliers (crues exceptionnelles, présence de glaces, etc.). L'émissaire devrait être aménagé de façon à respecter la capacité du cours d'eau récepteur (débit, liberté d'écoulement, stabilité des berges, etc.) pour assurer la pérennité des ouvrages et la sécurité publique.

Selon les types d'intervention, les données hydrologiques pertinentes à la conception des ouvrages sont entre autres :

- les niveaux d'eau maximum et minimum du milieu récepteur;
- les débits maximum et minimum (crue et étiage  $Q_{2,7}$ ,  $Q_{10,7}$  et  $Q_{5,30}$  estivaux et hivernaux<sup>1</sup>);
- le régime hydraulique (naturel ou influencé);
- la superficie du bassin versant;
- les facteurs de ruissellement;
- le régime des glaces;
- les précipitations annuelles et ponctuelles;
- les zones inondables cartographiées ou déterminées au moyen de cotes.

---

<sup>1</sup> MELCC (2020) [Lignes directrices pour l'estimation des débits d'étiage sur le territoire québécois](#), Direction de l'expertise et des barrages, [page Web consultée le 18 octobre 2021].

La plupart de ces informations peuvent être obtenues à la Direction de l'expertise hydrique (DEH) du MELCCFP. Les données de précipitations sont affichées sur le site Web d'Environnement Canada ([Données climatiques historiques](#)) ou accessibles au [Service Info-Climat](#) du MELCCFP.

La connaissance de l'hydrodynamique d'un secteur d'intervention nécessite une évaluation « in situ » effectuée par du personnel compétent. Le degré d'investigation est proportionnel à la nature et à l'envergure des ouvrages projetés.

Spécifiquement pour l'installation d'un émissaire, les relevés permettront d'établir les informations suivantes :

- La bathymétrie précise du secteur.
- Les vitesses de courant et leur corrélation avec les niveaux d'eau.
- L'action des crues et des glaces.
- Les limites des zones inondables.

#### **4.5.3.2 Substrat**

L'équilibre hydraulique et hydrogéomorphologique naturel d'un cours d'eau dépend essentiellement de la granulométrie de son substrat. Une rivière qui s'écoule dans un milieu de particules fines aura tendance à méandrer davantage, ce qui diminuera sa pente longitudinale et réduira sa vitesse d'écoulement. La moindre modification de son régime naturel pourrait entraîner des résultats désastreux sur l'écosystème.

Une connaissance de la granulométrie du substrat du lit et des rives dans la zone d'intervention est nécessaire à la planification de l'ouvrage et à l'évaluation des impacts sur le régime hydrogéomorphologique. L'étendue de la zone à étudier dépendra évidemment de l'envergure de l'ouvrage. Le concepteur devrait chercher à redonner au substrat ses caractéristiques originelles en matière de pente et de granulométrie. Cette dernière ne devrait jamais être plus fine que celle en place.

#### **4.5.3.3 Transport sédimentaire**

À partir des connaissances hydrologiques et hydrogéomorphologiques, le concepteur devrait vérifier le régime sédimentaire de la zone d'intervention, voire des tronçons homogènes en aval. Une bonne évaluation du transport des sédiments dans le cours d'eau est garante de la fonctionnalité et de la pérennité de l'ouvrage. Elle consiste à déterminer les secteurs d'érosion et de sédimentation d'une zone amont/aval suffisante et à prévoir les impacts potentiels dus aux travaux ainsi qu'à la présence de l'ouvrage. Cela dans le but d'éviter des problèmes comme l'ensablement de l'émissaire, l'érosion ou l'affouillement causant des bris aux ouvrages ou une déstabilisation de la berge, la sédimentation dans des zones fauniques sensibles, etc.

#### **4.5.3.4 Investigation géotechnique et utilisation d'explosifs**

Il n'est pas rare, lors de la réalisation de travaux en milieu humide et hydrique ou à proximité, de mettre à jour d'anciens dépotoirs publics ou privés. Il sera important, pour des raisons économiques évidentes, que le concepteur vérifie l'historique du site et dirige les investigations géotechniques afin de bien cerner ce problème avant l'exécution du projet. De plus amples renseignements sur la [protection des sols et la réhabilitation des terrains contaminés](#) sont disponibles sur le site Web du MELCCFP.

Dans la mesure du possible, on doit éviter l'usage d'explosifs en milieu humide et hydrique. D'abord, à cause des sautages qui peuvent avoir des impacts majeurs sur les espèces fauniques présentes, mais aussi à cause des techniques mêmes du sautage. Les effets possibles de l'utilisation d'explosifs dans des projets près de l'eau, comme la modification des concentrations de nutriments, de sédiments et de contaminants, ainsi que les effets mortels ou sous-létaux sur le poisson, sont détaillés sur le site Web de [Pêches et Océans Canada](#).

La nécessité d'employer des explosifs près de l'eau devrait être bien évaluée et surtout bien justifiée par le concepteur de l'ouvrage. Souvent, d'autres solutions (coulis expansifs, marteaux pneumatiques, etc.) ou des modifications au projet peuvent convenir et évitent l'utilisation d'explosifs.

Dans tous les cas où l'usage d'explosifs est inévitable, il appartiendra au concepteur et à l'entrepreneur du projet de prendre toutes les mesures nécessaires pour en réduire et même annuler les impacts. En ce sens, Pêches et Océans Canada a publié un ouvrage de référence : « [Lignes directrices concernant l'utilisation d'explosifs à l'intérieur ou à proximité des eaux de pêche canadiennes](#) » (Wright et Hopky, 1998).

Au Québec, l'utilisation d'explosifs pour réaliser des relevés sismiques en rive et en zone inondable peut faire l'objet d'une déclaration de conformité en vertu de l'article 336, paragraphe 3, du *Règlement sur l'encadrement d'activités en fonction de leur impact sur l'environnement* (REAFIE). En revanche, pour tous les autres types de relevés réalisés en milieu humide et hydrique, il faudra obtenir une autorisation en vertu de l'article 22, alinéa 1, paragraphe 4, de la LQE, et la section V.1 de cette même loi s'appliquera.

#### 4.5.4 Ingénierie

Les prochaines sections couvrent divers aspects à considérer en matière de conception d'un émissaire.

##### 4.5.4.1 Travaux en milieu humide et hydrique

De façon générale, le concepteur devrait tenir compte des éléments suivants lors d'interventions en milieu humide et hydrique :

- Aucun ouvrage d'art (regard, poste de pompage, etc.) ne devrait empiéter à l'intérieur du littoral. Ces ouvrages devraient idéalement se situer à l'extérieur de la rive et de toute zone inondable.
- Le tracé de l'émissaire devrait être déterminé de façon à éviter les frayères, les aires d'alevinage ou d'autres aires à potentiel biologique élevé (herbiers, aires de nidification importantes pour la sauvagine, etc.). Ces informations peuvent être obtenues auprès du MFFP (section 4.5.2.1). S'il y a un choix à faire, il est préférable d'installer la conduite en aval de ces habitats plutôt qu'en amont. Il faut également éviter autant que possible les aires utilisées pour des activités récréatives spécifiques (camping, plage, rampes de mise à l'eau, quais privés, etc.).
- Tout ouvrage en milieu humide et hydrique sera susceptible de bouger. Le mouvement sera proportionnel à la quantité de matériaux remaniés ainsi qu'à son degré d'exposition à l'eau (plan d'eau et nappe phréatique). De plus, une tranchée parallèle au courant tendra à s'éroder alors qu'une tranchée transversale tendra à se remplir. Les remblais d'approche, lorsqu'ils sont indispensables, devraient être perméables pour permettre l'évacuation des eaux de débordement (20 ans, 100 ans).
- La rapidité d'exécution d'un ouvrage (facilité d'implantation) sera garante de la préservation maximale des écosystèmes en présence. Les émissaires devraient être construits perpendiculairement au courant de façon à réduire au minimum l'envergure des travaux en milieu humide et hydrique. Si le cours d'eau est longé, il faut éviter de le faire dans le littoral ou sur la rive. Les servitudes de travail devraient occuper un espace minimal, et leur largeur, pour l'installation d'une conduite, se calcule selon la formule suivante :

**Équation 04.29 :** 
$$l = 3 d + 2 h_R + P_{EM} + 5$$

avec :

$l$  : largeur maximale permise de la servitude totale (m);

$d$  : diamètre de la conduite à installer (m);

$h_R$  : profondeur du radier de la conduite p/r au lit du cours d'eau (m);

$P_{EM}$  : profondeur d'eau maximale dans le secteur au moment de l'intervention (m).

La même largeur de servitude est appliquée pour la pleine profondeur des 15 m de rive.

Il existe plusieurs technologies pour réaliser des conduites d'émissaire en milieu humide et hydrique. On doit privilégier les techniques sans tranchée (forage directionnel) parce qu'elles sont moins perturbatrices pour le milieu.

Le choix des méthodes de travail devrait découler des contraintes environnementales. Le concepteur a le devoir d'imposer des restrictions environnementales dans les contrats d'exécution.

Le MELCCFP a réuni des informations techniques et sectorielles sur les bonnes pratiques à l'égard des projets d'intervention en cours d'eau, en bande riveraine et en zone inondable ainsi que sur les critères utilisés pour juger de l'acceptabilité environnementale des méthodes de travail. Des recommandations sur [l'aménagement d'un batardeau et d'un canal de dérivation](#) sont notamment disponibles.

#### 4.5.4.2 Conduite d'émissaire

De manière générale, le premier point à établir lors de la planification d'un émissaire est la position de son extrémité dans le milieu récepteur, ci-après appelé le « point de rejet ». Bien que l'emplacement idéal d'un émissaire varie en fonction des contaminants rejetés, du milieu récepteur et des usages de l'eau, quelques principes de base peuvent être appliqués pour orienter la prise de décision initiale.

Pour diminuer le risque d'un rejet pour la santé publique, il est important de positionner l'émissaire de manière à limiter son accessibilité. Ce faisant, on veillera à le placer loin de tout usage lié au milieu aquatique, comme une prise d'eau potable, un secteur de pêche ou de baignade, etc. (voir section 4.5.2.3). De plus, la structure de l'émissaire devrait influencer le moins possible sur le milieu récepteur tandis que son positionnement devrait maximiser la dispersion de l'effluent.

Un effluent se disperse mieux lorsque :

- l'émissaire est submergé et que le milieu récepteur est profond au point de rejet;
- les courants dans la zone du point de rejet sont rapides;
- il n'interagit pas avec le lit du milieu récepteur.

#### Terminologie

Pour la suite de cette section, il est important de définir le vocabulaire hydrologique à utiliser. Les définitions présentées ici peuvent différer de celles fournies dans certains dictionnaires ou utilisées dans certains textes légaux. Elles sont données à titre informatif seulement. La Figure 4.5.4-1 définit spatialement la position de la rive, du littoral et du lit du milieu récepteur.

La rive est une bande de terre qui borde le milieu récepteur et s'étend vers l'intérieur des terres à partir de la limite du littoral. Le littoral est la partie qui s'étend à partir de la limite du littoral (ligne des hautes eaux) jusqu'au centre du milieu récepteur. Le lit est la partie du littoral qui est sous la ligne des basses eaux. La ligne des basses eaux (LBE) est définie comme le niveau d'eau du milieu récepteur en conditions critiques. Elle représente le point de référence vertical utilisé subséquentement pour la conception de l'émissaire.

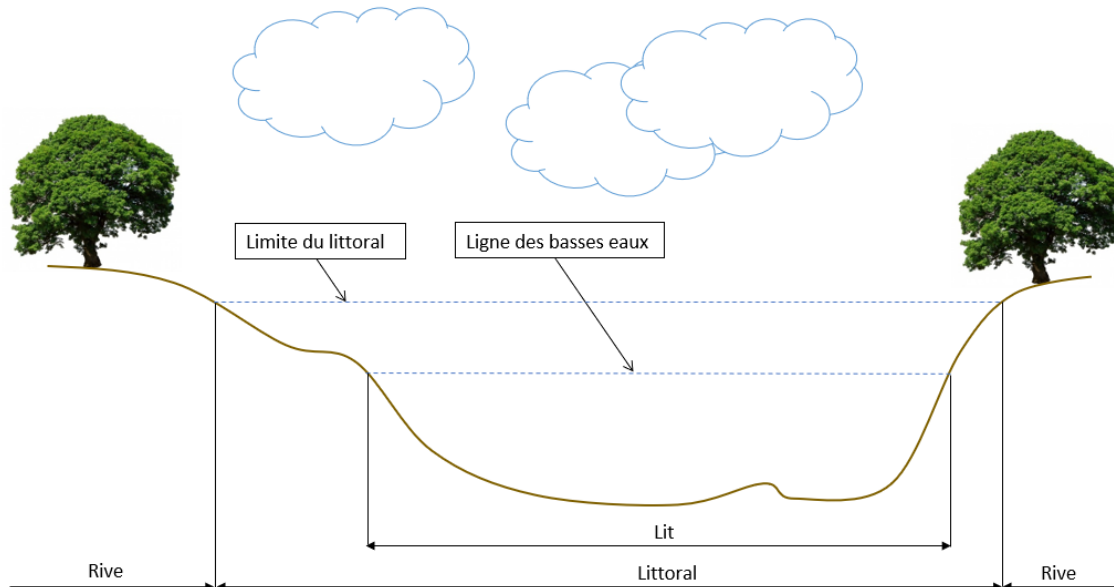
Lorsque l'émissaire rejette en rivière, la LBE est généralement représentée par le niveau d'eau lorsque le débit d'étiage ( $Q_{2,7}$ ) est atteint au point de rejet. En milieu côtier, la LBE correspond au niveau d'eau à la basse mer inférieure, grande marée (BMIGM). Lorsque l'émissaire rejette en lac, la LBE est généralement représentée par le niveau d'eau minimum du lac.

En considérant les recommandations et définitions ci-dessus, il est possible de diviser les émissaires en deux catégories selon le point de rejet :

- « submergé en tout temps »;

- « de toute autre configuration ».

Un émissaire est considéré comme « submergé en tout temps » (voir la Figure 4.5.4-2) lorsque la hauteur du centre de l'émissaire au point de rejet est inférieure à la LBE. Si l'émissaire ne respecte pas cette définition il est considéré dans la catégorie de « toute autre configuration ».



**Figure 4.5.4-1 : Définitions des différentes parties d'un milieu récepteur**

### Sources d'informations pour la ligne des basses eaux

On peut se renseigner sur les débits d'étiage de 10 000 tronçons de rivières non influencées au Québec en consultant l'*Atlas hydroclimatique du Québec méridional*<sup>2</sup>. Cet outil a été élaboré par la DEH du MELCCFP.

La basse mer inférieure, grande marée est un niveau d'eau déterminé par Pêches et Océans Canada (MPO) et le Service hydrographique canadien (SHC) pour toutes les voies navigables du pays. Ce niveau est généralement comparable à l'élévation attribuée au zéro des cartes (échelle marégraphique), soit en moyenne 2 m sous le niveau moyen de l'eau (échelle géodésique). Le MPO détermine l'élévation de la BMIGM de la plupart de ses stations marégraphiques<sup>3</sup>, et le zéro des cartes est défini sur toutes les cartes marines produites par le SHC.

### Émissaire « submergé en tout temps »

Un exemple d'émissaire « submergé en tout temps » est illustré à la Figure 4.5.4-2. Ce type d'émissaire favorise généralement la dilution. Cette configuration est donc préférable la grande majorité du temps. En revanche, elle peut empiéter davantage dans le milieu récepteur.

De manière générale, l'émissaire « submergé en tout temps » devrait être positionné le plus profondément possible et le plus loin possible de l'intersection entre le lit et le littoral (voir la Figure 4.5.4-1). Son diamètre

<sup>2</sup> [Atlas hydroclimatique 2020-FRv2 accueil \(arcgis.com\)](https://atlas.hydroclimatique.com/)

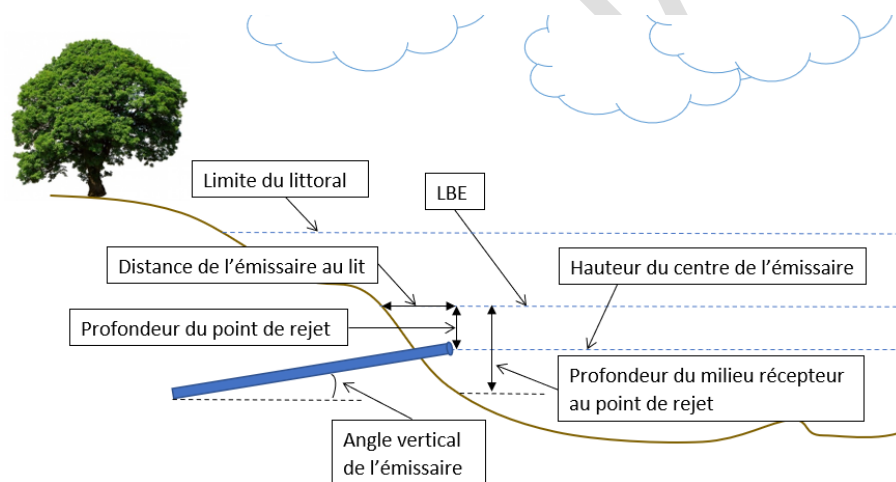
<sup>3</sup> [Stations | Pêches et Océans Canada \(dfo-mpo.gc.ca\)](https://stations.mpo.gc.ca/)

devrait être le plus petit possible pour maximiser la vitesse d'entrée de l'effluent dans le milieu récepteur, ce qui favorise la dilution.

Idéalement, si l'émissaire est bien positionné, l'effluent interagira en premier avec la colonne d'eau du milieu récepteur, plutôt qu'avec le lit de la rivière. Il est possible d'éviter les risques d'interaction avec le lit en surélevant la hauteur du centre de l'émissaire par rapport à la profondeur du milieu récepteur au point de rejet ou en orientant l'angle vertical de l'émissaire vers la surface. En plus de limiter la dilution, une interaction avec le lit de la rivière peut créer un impact benthique important, ce qu'il faut s'efforcer d'éviter dans la mesure du possible.

Pour un émissaire « submergé en tout temps », l'ingénieur devrait définir précisément les informations minimales suivantes (toujours en se référant à la LBE) :

- La distance (horizontale) du point de rejet au lit.
- La profondeur du point de rejet.
- La profondeur du milieu récepteur au point de rejet.
- L'angle vertical de l'émissaire.
- L'angle horizontal de l'émissaire par rapport à la rive (voir Figure 4.5.4-5).



**Figure 4.5.4-2 – Schématisation d'un émissaire « submergé en tout temps »**

### Émissaire de « toute autre configuration »

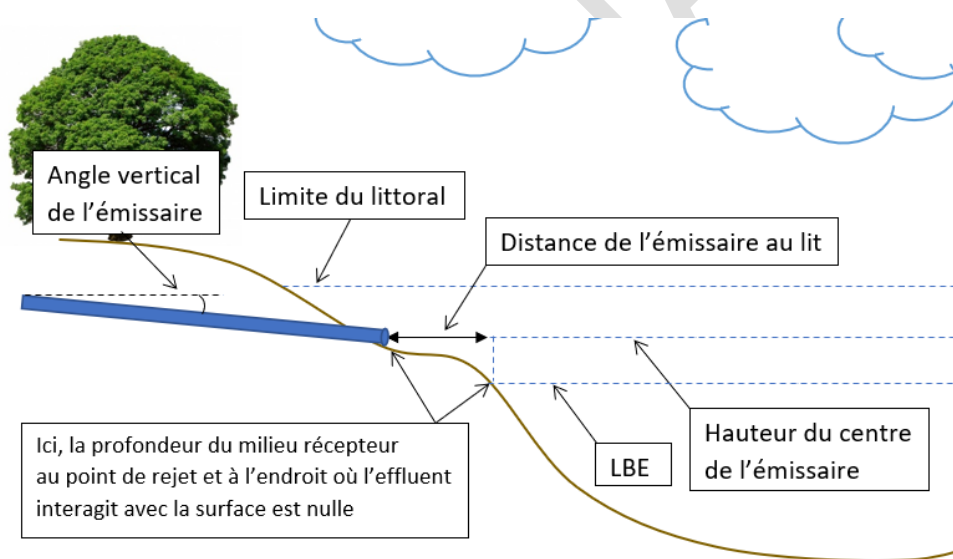
La Figure 4.5.4-3 illustre un émissaire de la catégorie de « toute autre configuration ». Un émissaire de ce type comporte l'avantage de ne pas empiéter dans le milieu récepteur. En revanche, son positionnement ne favorise généralement pas la dilution puisque l'effluent n'est pas submergé en tout temps. En général, il n'est pas souhaitable qu'un émissaire se retrouve dans cette catégorie.

Un émissaire de « toute autre configuration » devrait être positionné le plus près possible de l'intersection entre le lit et le littoral.

À noter que ce type d'émissaire peut être submergé à l'occasion, par exemple lorsque le niveau d'eau du milieu récepteur est plus élevé que la LBE.

Pour un émissaire de « toute autre configuration », l'ingénieur devrait définir précisément les informations minimales suivantes (toujours en se référant à la LBE) :

- La distance (horizontale) du point de rejet au lit.
- La profondeur du milieu récepteur à l'endroit où l'effluent interagit avec la surface.
- L'angle vertical de l'émissaire.
- L'angle horizontal de l'émissaire par rapport à la rive (voir la Figure 4.5.4-5).



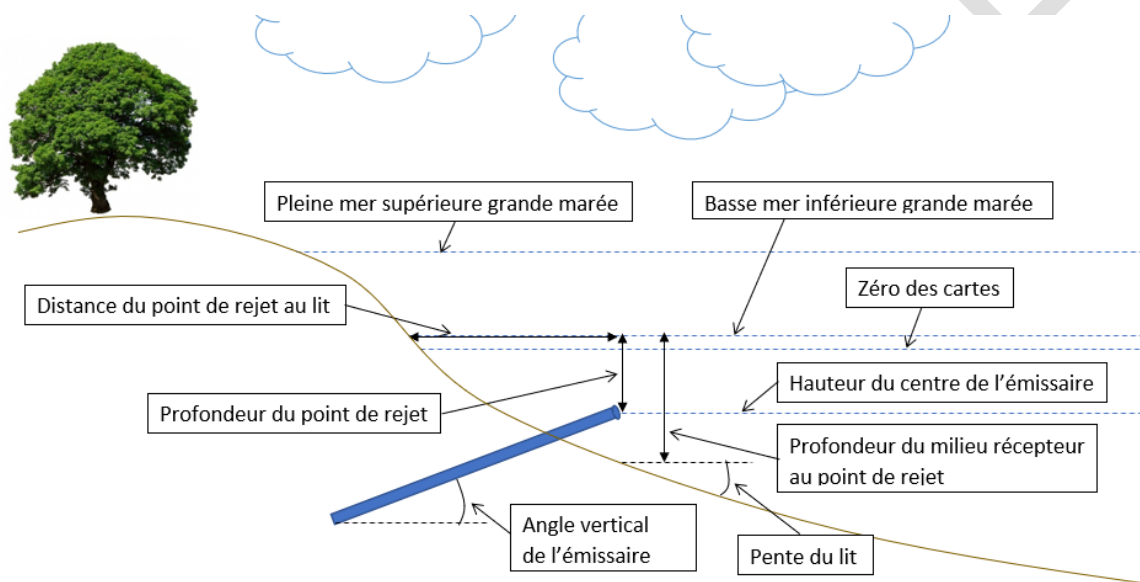
**Figure 4.5.4-3 – Schématisation d'un émissaire de « toute autre configuration »**

### Émissaire dans un milieu récepteur côtier

L'émissaire côtier est situé dans un secteur soumis à l'action de la marée. Il appartient quand même à l'une des deux catégories d'émissaires citées précédemment. La Figure 4.5.4-4 présente un exemple d'émissaire de la catégorie « submergé en tout temps » dans un milieu récepteur côtier.

Pour un émissaire dans un milieu récepteur côtier, l'ingénieur devrait définir les informations suivantes (toujours en se référant à la LBE) :

- La distance (horizontale) du point de rejet au lit.
- La profondeur du point de rejet.
- La profondeur du milieu récepteur au point de rejet.
- L'angle vertical de l'émissaire.
- L'angle horizontal de l'émissaire par rapport à la rive (voir Figure 5).
- La pente du lit au point de rejet.



**Figure 4.5.4-4 – Schématisation d'un émissaire submergé dans un milieu récepteur côtier**

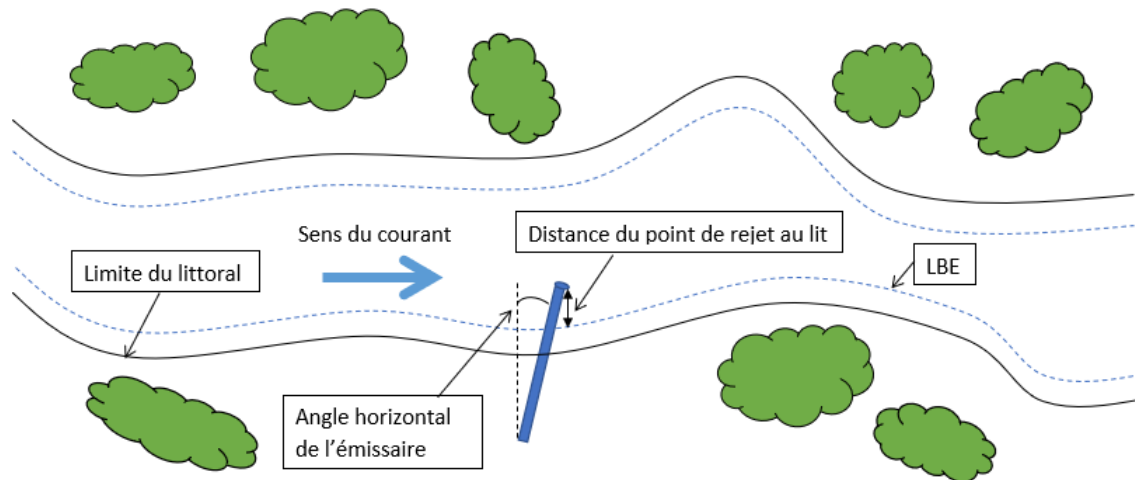
#### Émissaire pourvu d'un diffuseur

Dans le cas où l'émissaire est pourvu d'un diffuseur, on devrait déterminer les éléments suivants :

- La distance entre le premier et le dernier orifice.
- Le nombre d'orifices et leur diamètre.
- L'orientation des orifices par rapport à l'horizontale et à la verticale.

Les informations ci-dessus, ainsi que celles mentionnées aux sections précédentes, servent, entre autres, à la détermination des objectifs environnementaux de rejet (OER) par la Direction de la qualité des milieux aquatiques (DQMA) du MELCCFP. Les OER constituent l'outil principal du MELCCFP pour évaluer l'impact potentiel du rejet dans le milieu récepteur. Ils se basent, entre autres, sur la dispersion des contaminants et les critères de qualité de l'eau. Les OER sont utilisés pour établir les normes de rejet à l'effluent et le système de traitement à mettre en place le cas échéant.





**Figure 4.5.4-5 – Émissaire submergé vu du dessus**

### Aménagement

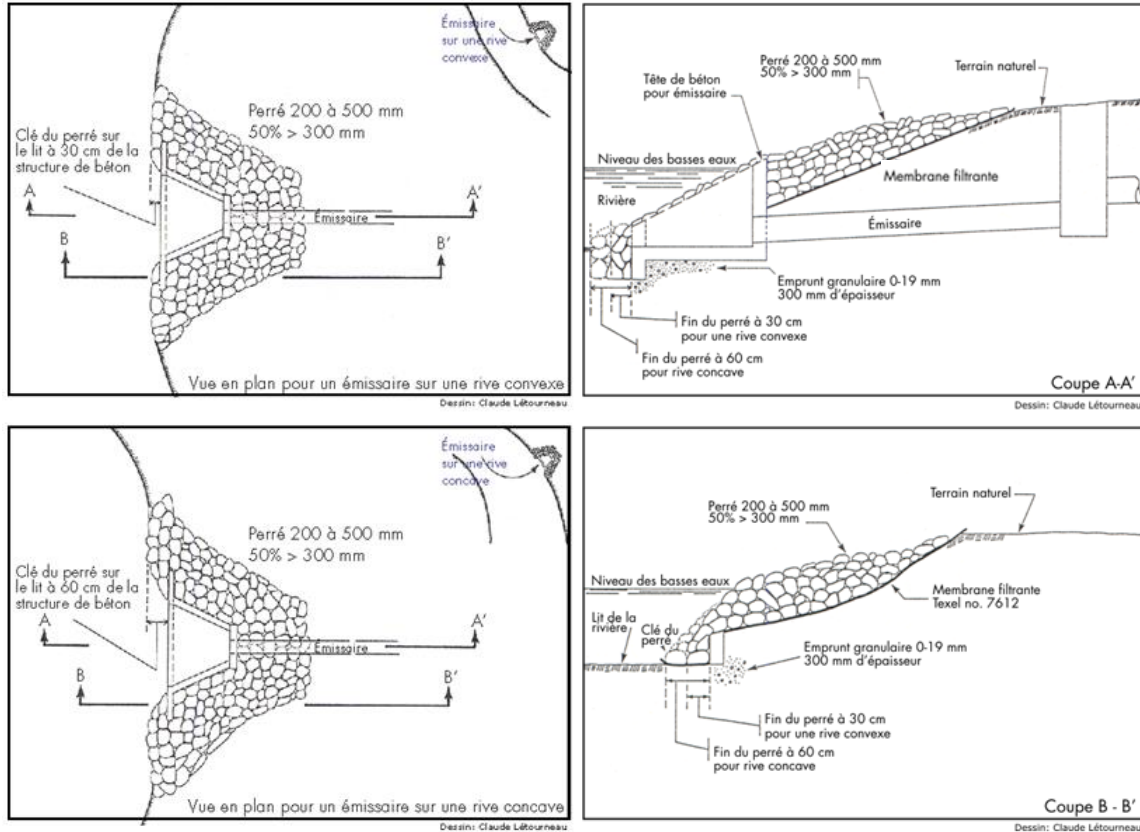
Pour protéger l'émissaire contre les glaces et les débris, les extrémités des conduites saillantes sont à proscrire. Une extrémité biseautée ou un mur de tête peuvent par exemple être utilisés à cet effet. On devrait porter une attention particulière à la protection de l'extrémité de l'émissaire pour éviter la dislocation de la dernière section de conduite exposée dans la partie riveraine. Idéalement, toute conduite en milieu humide et hydrique devrait être monolithique, c'est-à-dire à joints soudés (acier, polyéthylène, fibre de verre). Lorsque les conditions ne permettent pas l'utilisation d'une telle conduite, chacune des sections de la conduite devrait minimalement être rattachée mécaniquement aux autres par :

- des joints d'ancrage flexibles pour les conduites de fonte;
- des joints subaquatiques pour les conduites en béton acier;
- des joints boulonnés pour les autres types.

Aussi, l'extrémité de la conduite devrait être légèrement en retrait par rapport à la rive naturelle. Dans le cas d'une rive convexe, la structure devrait être installée juste en amont du point d'inflexion pour ne pas se retrouver dans la zone d'inversion de courant et risquer l'ensablement.

Le concepteur devrait limiter l'érosion et s'assurer de la stabilité de la conduite, de ses assises et du talus. Les ouvrages devraient être conçus pour résister à l'affouillement. La rive à l'opposé de l'émissaire devrait également être stabilisée si la vitesse au point de rejet est plus grande que la vitesse d'entraînement du substrat naturel au débit de conception maximal (voir section 4.5.3.3). On devrait privilégier la stabilisation par des techniques végétales. Si un ouvrage de stabilisation mécanique de rive est mis en place (pente supérieure à 1V : 2H), il devrait se caractériser par la souplesse et l'harmonisation avec le secteur naturel environnant. La stabilisation mécanique est généralement réalisée à partir du lit jusqu'à 25 cm au-dessus de la limite du littoral. Par la suite, on devrait rétablir une végétation viable, idéalement composée de plantes indigènes et n'appartenant pas à une espèce exotique envahissante. Les murs de béton ne peuvent être construits qu'exceptionnellement, et on devrait favoriser l'empierrement selon la nature du sol en place. Le format et la quantité de pierres dépendront de la pente (inférieure à 1V : 1H) et des facteurs hydrologiques présents. En présence d'une pente forte, on peut utiliser un regard à chute, un tuyau en surface avec ancrages ou un dalot.

La Figure 4.5.4-6 illustre des exemples d'installations submergées en tout temps. D'autres aménagements d'émissaires dans la rive ou sur le littoral sont présentés à la section 6.3.3.5 du tome IV de la collection Normes – Ouvrages routiers du ministère des Transports (MTQ).



**Figure 4.5.4-6 – Configuration d'un émissaire « submergé en tout temps »**

Lorsque les profondeurs d'eau disponibles dans le milieu récepteur sont insuffisantes et que les besoins de dilution l'exigent, on peut réaliser un aménagement comme celui montré à la Figure 4.5.4-7.

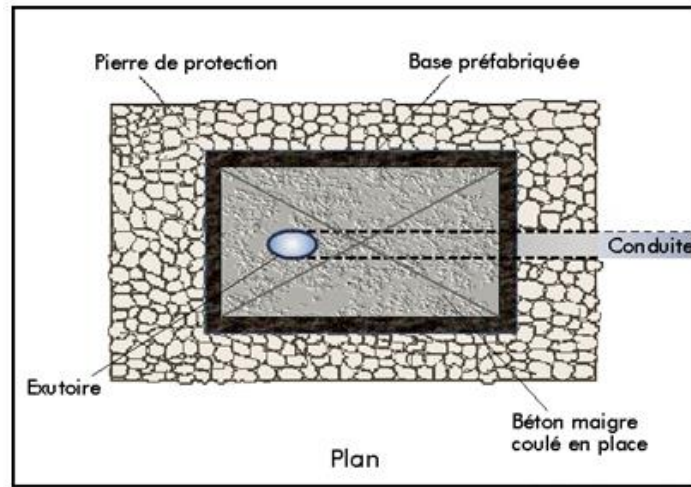
L'installation d'une conduite gravitaire sous le lit d'un plan d'eau, que ce soit par une technologie sans tranchée ou une méthode conventionnelle, peut poser des problèmes techniques importants, et on devrait l'éviter. On devrait aussi éviter l'enrobage de béton en milieu dynamique, car en plus d'être coûteux, il peut casser et porter préjudice à l'intégrité de la conduite. On devrait prévoir un enrobage de pierre nette (19-63 mm) jusqu'à 300 mm au-dessus de la conduite. Le calibre de la pierre pour le reste de la tranchée est fonction du régime hydraulique au site.

« Tout corps plongé dans un fluide subit une poussée verticale, dirigée de bas en haut, égale au poids du fluide déplacé ». Ce principe d'Archimède bien connu devrait être pris en compte lors de l'installation (submersion) d'une conduite de polyéthylène. Cependant, lorsque la conduite est remblayée, enfouie sous le lit, le matériau dans lequel elle baigne n'est plus un fluide, donc le principe ne s'applique plus. L'expérience des programmes d'assainissement a démontré qu'une épaisseur de remblai égale à 1,5 fois le diamètre de la conduite, par-dessus celle-ci, était suffisante pour contrer tout phénomène de flottabilité (même si la conduite est vide).

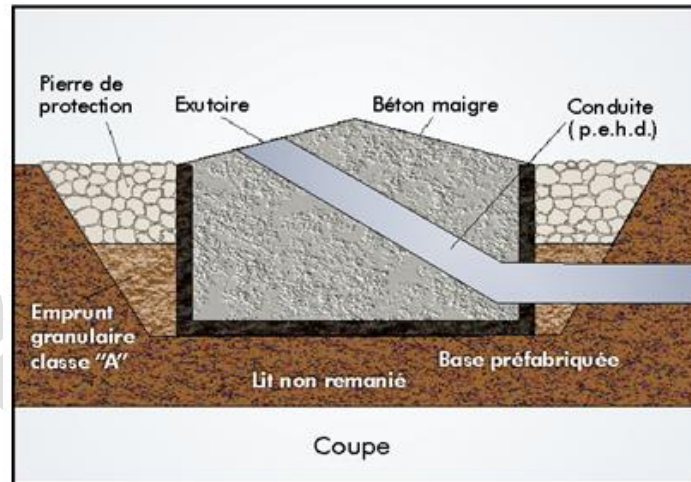
Lors de travaux sous le lit d'un cours d'eau, le concepteur devrait aussi voir à intégrer les principes suivants lors de la planification du positionnement de l'émissaire dans le plan d'eau, par ordre de préférence :

1. Substrat exempt de toute contamination (substances dangereuses).
2. Facilité d'accès (en matière de pente et de risque d'érosion ou de dégradation des berges).

3. Profondeur de l'eau permettant le travail à gué<sup>4</sup>.
4. Point de traversée situé de préférence à l'endroit le plus étroit du cours d'eau<sup>5</sup>.



Dessin: Francine Matte Savard



Dessin: Francine Matte Savard

**Figure 4.5.4-7 – Vues en plan et en coupe d'un émissaire de type batture**

<sup>4</sup> Les éléments 3 et 4 peuvent sembler contradictoires, mais il est important de rappeler que ces critères sont donnés par ordre préférentiel décroissant. Ainsi, il est préférable de construire un émissaire en rivière dans une zone peu profonde même si la largeur du cours d'eau est plus importante.

## 4.6 Références bibliographiques

BENEFIELDS, L. D, J. F. JUDKINS et D. A. PARR (1984). *Treatment Plant Hydraulics for Environmental Engineers*, Prentice-Hall inc., 526 p.

CENTRE D'EXPERTISE EN ANALYSE ENVIRONNEMENTALE DU QUÉBEC (CEAEQ) (2019). « Cahier 7 – Méthodes de mesure du débit », *Guide d'échantillonnage à des fins d'analyses environnementales*, 3<sup>e</sup> éd., 321 p.

DAS, D., T. KEINATH, D. PARKER et E. WAHLBERG (1993). « Flocculation in activated sludge plants », *Water Environment Research*, vol. 65, n° 2, p. 138-145.

DAVIS, M. (2010). *Water and Wastewater Engineering – Design principles and practice*, [s. l.], WEF Press, McGraw-Hill Companies, 1301 p.

DÉGREMONT (1989). *Mémento technique de l'eau* (tomes 1 et 2), 9<sup>e</sup> éd., Paris, Lavoisier, 1459 p.

DROSTE, R., et R. GEHR (2019). *Theory and Practice of Water and Wastewater Treatment*, 2<sup>e</sup> éd., Hoboken, NJ, Wiley & Sons, 956 p.

VON SPERLING, M. (2007). *Biological Wastewater Treatment*, Londres, Royaume-Uni, IWA Publishing, volume 3 : « Waste stabilisation ponds ».

LENCASTRE, A. (1976). *Manuel d'hydraulique générale*, Collection de la Direction des Études et Recherches d'Électricité de France, Édition Eyrolles.

MCMILLAN, G. K. et R. A. CAMERON (2005). *Advanced pH Measurement and Control*, 3<sup>e</sup> éd., États-Unis, ISA – The Instrumentation, Systems, and Automation Society, 276 p.

METCALF & EDDY-AECOM (M&EA) (2014). *Wastewater Engineering Treatment and Resource Recovery*, 5<sup>e</sup> éd., New York, États-Unis, McGraw-Hill Education, 2018 p.

MINISTÈRE DU DÉVELOPPEMENT DURABLE, DE L'ENVIRONNEMENT ET DE LA LUTTE CONTRE LES CHANGEMENTS CLIMATIQUES (MDDELCC) (2015). *Guide d'interprétation, Politique de protection des rives, du littoral et des plaines inondables*, Direction des politiques de l'eau, 131 p.

MINNESOTA POLLUTION CONTROL AGENCY (2013). *Subsurface sewage treatment systems – Prescriptive designs and design guidance for advanced designers*, 168 p.

ONTARIO MINISTRY OF THE ENVIRONMENT (MOE) (2008). *Design guidelines for sewage works*, [s. l.], [s. é.], 476 p.

PILLON, G., et L. PHILIPPON (1995). *Pompes et stations de pompage*, Cours 1.572 – Aménagements hydroélectriques et stations de pompage, École polytechnique de Montréal.

QASIM, S. R. (1999). *Wastewater Treatment Plants – Planning, design and operation*, 2<sup>e</sup> éd., CRC Press.

QASIM, S. R., et G. ZHU (2018a). *Wastewater treatment and reuse – Theory and design examples*, Boca Raton, Floride, CRC Press, volume 1 – Principles and basic treatment, 1161 p.

QASIM S. R., et ZHU, G. (2018b). *Wastewater Treatment and Reuse, Theory and design examples*, Boca Raton, Floride, CRC Press, volume 2 – Post-treatment, reuse, and disposal, 747 p.

RICH, L. G. (1999). *High Performance Aerated Lagoon Systems*, American Academy of Environmental Engineers, Annapolis, MD, 216 p.

SANKS, R. L., G. TCHOBANOGLOUS, D. NEWTON, B. E. BOSSERMAN et G. M JONES (1989). *Pumping station design*, Stoneham, MA, Butterworths.

UBY, L. (2012). *Handbook of mixing for wastewater and similar applications*, Xylem Water Solutions AB, 248 p.

US EPA (1974). *Flow Equalization*, Washington, D.C., U.S. Environmental Protection Agency Technology Transfer, 23 p.

US EPA (2011). *Principles of design and operations of wastewater treatment pond systems for plant operators, engineers, and managers*, EPA/600/R-11/088nd, National Risk Management Research Laboratory, Cincinnati, OH, 457 p.

WALKOVIK, D. K (2006). *Isco Open Channel Flow Measurement Handbook*, 6<sup>e</sup> éd., Teledyne Isco, inc., 520 p.

WATER ENVIRONMENT FEDERATION (WEF) (1988). *Aeration*, WPCF – Manual of practice FD-13, ASCE – Manuals and Reports on Engineering Practice, n° 68.

WATER ENVIRONMENT FEDERATION (WEF) et AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE) (1991). *Design of Municipal Wastewater Treatment Plants*, WEF Manual of Practice, n° 8, ASCE Manual and Report on Engineering Practice, n° 76, volumes 1 et 2.

WATER ENVIRONMENT FEDERATION (WEF) et AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE) (2018). *Design of Water Resource Recovery Facilities*, WEF Manual of Practice, n° 8, ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice, n° 76, 6<sup>e</sup> éd., New York, États-Unis, McGraw-Hill Education, 2 240 p.

WRIGHT, D. G., et G. E. HOPKY (1998). *Lignes directrices concernant l'utilisation d'explosifs à l'intérieur ou à proximité des eaux de pêche canadiennes*, Rapport technique canadien des sciences halieutiques et aquatiques, 2 107, iv + 34 p.



**Environnement,  
Lutte contre  
les changements  
climatiques,  
Faune et Parcs**

**Québec** 