

Le dimensionnement hydraulique

Dr Jean-Louis Boillat

Dr Michael Pfister

Laboratoire de constructions hydrauliques (LCH)

Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)

Résumé: Le comportement hydraulique des réseaux d'égouts est généralement de type gravitaire et par essence non-stationnaire, car tributaire des cycles de consommation et du caractère aléatoire des apports naturels. Toutefois, les conditions rencontrées, liées en particulier à des sections prismatiques à rugosité constante ainsi qu'à une variation lente du débit, sont favorables à un dimensionnement stationnaire. Cette approche simplifiée offre l'avantage d'imposer un contrôle systématique du réseau en tenant compte des particularités locales sur l'écoulement.

Le dimensionnement des canalisations vise à garantir un écoulement à surface libre, avec une circulation d'air suffisante pour éviter leur mise en charge. Les débits à considérer sont préalablement définis par le Plan Général d'Evacuation des Eaux (PGEE). Ils concernent la capacité maximale requise d'une part et le débit de temps sec pour lequel la formation de dépôts doit être évitée.

Le présent article passe en revue les méthodes classiques du dimensionnement hydraulique, dans le respect des consignes de la Norme SIA 190 (2000). Il se concentre ensuite sur les conditions particulières d'écoulement susceptibles de réduire la capacité théorique d'une canalisation. Les effets liés à la turbulence de l'écoulement et à l'entraînement d'air sont considérés et des méthodes sont proposées pour les prendre en compte dans le calcul.

Finalement deux exemples de dimensionnement préliminaire sont présentés pour illustrer la démarche. Le premier concerne une canalisation à faible pente, le second traite le cas d'une forte pente.

1 INTRODUCTION

Les réseaux d'égouts sont généralement de type ramifié, à fonctionnement gravitaire. Afin d'éviter les instabilités, leur dimensionnement impose un

écoulement à surface libre, capable de maintenir une circulation d'air sans mise en charge de la conduite.

Ces réseaux sont caractérisés par la présence de nombreuses singularités, telles que coudes, jonctions, chambres de visite, dont la réalisation est souvent standardisée, mais aussi d'ouvrages particuliers nécessitant un dimensionnement ad hoc, tels que puits de chute, déversoirs d'orages ou bassins d'eaux pluviales.

Le fonctionnement hydraulique de ces systèmes est par essence non-stationnaire, car tributaire des cycles de consommation d'eau potable et de la collecte des eaux pluviales. Ces apports sont mélangés dans les réseaux de type unitaire mais plus généralement dissociés dans des réseaux séparatifs.

Le calcul non-stationnaire des écoulements dans un réseau de canalisations est particulièrement complexe et nécessite le recours à des programmes numériques adéquats. D'importants progrès ont été réalisés dans ce domaine au cours des dernières décennies, permettant non seulement de simuler des scénarios d'apports mais aussi de multiplier les sections de calcul et de les localiser avec précision. De tels outils sont avantageusement utilisés pour définir les débits de dimensionnement et proposer une structure de réseau adéquate.

Toutefois, les conditions rencontrées dans un réseau de canalisations (sections prismatiques, rugosité constante, variation lente du débit) sont généralement favorables à un dimensionnement stationnaire. Cette approche simplifiée offre l'avantage d'imposer un contrôle systématique du fonctionnement hydraulique du réseau en tenant compte des contraintes locales.

En tous les cas et quelle que soit la méthode de calcul utilisée, les lois hydrauliques d'écoulement restent identiques. Le but de ce chapitre est précisément de les passer en revue, dans la perspective de leur bonne application.

2 CONCEPTION

Les règles générales présentées ci-après s'appliquent à l'élaboration conceptuelle d'un réseau, en conformité de la norme SIA 190 (2000).

2.1 Débits de dimensionnement

Les débits de dimensionnement Q_{Dim} de chaque conduite d'un réseau, qu'il soit de type unitaire ou séparatif, sont définis par le Plan Général d'Evacuation des Eaux (PGEE, VSA 1990).

Le dimensionnement hydraulique peut, quant à lui, être obtenu par calcul, par des essais sur modèle ou par des mesures sur site. Il doit démontrer la capacité de la canalisation à évacuer le débit de dimensionnement tout en conservant un tirant d'air adéquat. Il doit également vérifier que les vitesses minimales sont suffisantes pour éviter la formation de dépôts. Dans ce contexte, les paramètres suivants sont utilisés :

Q_M : Débit maximum (index M) pour déterminer le diamètre D de la conduite.

Q_m : Débit minimum (index m) pour déterminer la pente J_o de la conduite.

K ou k_s : Coefficient de rugosité opérationnelle de la conduite.

2.2 Tracé

Pour l'implantation du réseau, les règles suivantes sont recommandées par la norme SIA 190 (2000) :

- Les tuyaux doivent être jointifs au niveau du radier.
- Le diamètre intérieur minimal des tuyaux en zone de constructions est de 0.25 m.
- Les chambres de visite servent à la surveillance, à l'entretien et à l'aération du réseau de canalisations. Elles doivent être prévues entre autres: (1) tous les 80 à 100 m sur les tronçons droits, (2) aux changements de pente, (3) en règle générale, aux changements de direction, (4) aux changements de diamètre et de matériau, et (5) aux confluences de canalisations.
- Un tronçon d'accélération ou une chute appropriée doit être prévu entre un tronçon à faible pente et un tronçon à forte pente.
- Au contraire, lors du passage d'une forte à une faible pente, il convient d'examiner la nécessité de dispositifs de dissipation d'énergie et d'aération.
- Pour les puits de chute, il faut tenir compte de l'émission possible de bruit et d'odeurs.
- Les déversoirs de décharge doivent être conçus de telle sorte, qu'un écoulement de retour ne puisse se produire depuis l'exutoire, lors de crues inférieures à la quinquennale.
- Une aération doit être prévue à l'entrée et à la sortie des siphons.
- Afin d'éviter la formation de dépôts, les conditions d'écoulement peuvent être améliorées par l'aménagement de cunettes pour le débit de temps sec.
- Dans les canalisations et les chambres, les banquettes doivent être construites à 0.3 m au minimum au-dessus du radier. Afin d'éviter la formation de dépôts, elles ne devraient être mouillées que pour des débits au moins 2 fois supérieurs au débit de temps sec.
- Pour éviter la formation de dépôts dans les canalisations, des vitesses minimales de l'ordre de 0.6 à 1.0 m/s doivent être respectées, en fonction du diamètre intérieur.

2.3 Sections types

La section typique des réseaux de canalisations est de forme circulaire. D'autres sections classiques, tels que les profils ovoïdes ou en fer à cheval se rencontrent généralement pour les grandes capacités.

Seules des sections normalisées, telles que présentées à la Figure 1, sont généralement appliquées car leurs paramètres géométriques et hydrauliques

caractéristiques sont bien définis. Par la suite, seules les conduites circulaires sont examinées.

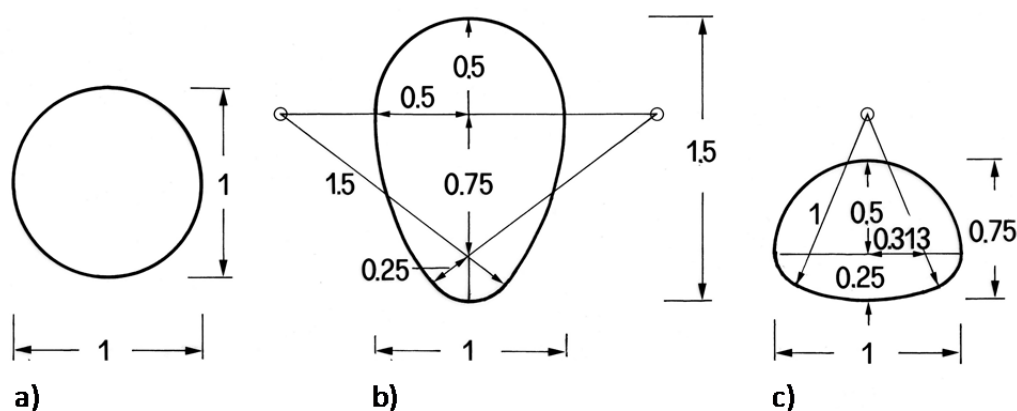


Figure 1. Sections d'égouts standards adimensionnelles : (a) Circulaire, (b) ovoïde 1:1.5, et (c) en fer à cheval 1:0.75 (Hager 2010, ATV 2001)

3 CAPACITÉ HYDRAULIQUE

3.1 L'approximation selon Manning-Strickler

Le débit maximal Q_M est choisi comme référence pour le dimensionnement du diamètre D de la conduite, en considérant trois hypothèses :

- (H1) : Q_M conduit au remplissage complet de la conduite.
- (H2) : L'écoulement est uniforme. Cette condition se réfère à une situation d'équilibre entre les forces gravitaires, moteur de l'écoulement, et les forces de frottement. L'écoulement est alors stabilisé et il en résulte que la pente longitudinale de la conduite, la ligne d'eau et la ligne d'énergie, correspondant à la perte de charge par unité de longueur de la conduite, sont parallèles.
- (H3) : L'écoulement est turbulent rugueux. Cette condition implique que les forces de viscosité n'ont plus d'influence et que seule la rugosité de surface est responsable de la perte de charge. Ce point est détaillé sous 3.2.

Le concept décrit ci-dessus constitue une approximation, considérée comme suffisante pour le dimensionnement préliminaire. Toutefois, la démonstration finale de la capacité hydraulique doit être faite en application des équations de Darcy-Weisbach et Colebrook-White (cf. 3.2) et en considérant les effets éventuels de courbes de remous, d'agitation de surface et d'entraînement d'air. Ces derniers points sont développés au chapitre 4.

De manière tout à fait générale, le débit Q peut être exprimé par l'équation de continuité (1).

$$Q = AV \quad (1)$$

où A = surface de la section mouillée, et V = vitesse moyenne de l'écoulement.

L'hypothèse (H3) ci-dessus permet d'utiliser l'équation de Manning-Strickler (2) pour le calcul de la vitesse V .

$$V = K\sqrt{J}R_h^{2/3} \quad (2)$$

avec K = coefficient de Strickler, J = pente de la ligne d'énergie ou perte de charge par unité de longueur, et R_h = rayon hydraulique. Ce dernier est défini par le rapport de la surface mouillée A et du périmètre mouillé P de la section d'écoulement (3).

$$R_h = \frac{A}{P} \quad (3)$$

L'hypothèse (H2) permet quant à elle de remplacer la pente de la ligne d'énergie J par la pente de la conduite J_o .

Ainsi, le calcul du diamètre D d'une conduite circulaire caractérisée par un écoulement uniforme à pleine section, juste avant sa mise en charge, est particulièrement simple lorsque le débit Q_M et le coefficient de Strickler K sont donnés car, dans ce cas :

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \quad (4)$$

et

$$R_h = \frac{D}{4} \quad (5)$$

En considérant les expressions (4) et (5) et en combinant les équations (1) et (2), la capacité théorique maximale Q_C devient

$$Q_C = \frac{\pi}{4^{5/3}} K\sqrt{J_o} D^{8/3} \quad (6)$$

L'équation (6) peut ainsi servir d'approximation simple et explicite pour estimer la capacité maximale de débit Q_C d'une conduite de diamètre D , de pente J_o et de rugosité K . La vitesse uniforme de l'écoulement liée aux conditions de l'équation (6) est par définition $V_C=Q_C/A$.

Les limites à considérer pour l'application de l'équation (2) se situent dans l'intervalle $18 < K < 87 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ et $K < 170(J^2 Q)^{1/30}$ pour garantir un écoulement en régime turbulent rugueux (Hager 2010).

L'expérience pratique montre en outre que, pour garantir un bon transit du débit sans instabilités, le degré de remplissage partiel de la conduite ne devrait pas dépasser $Y=h/D=0.85$, où h est la hauteur d'eau à l'intérieur de la conduite. Or, le débit Q_C obtenu par le calcul à section pleine, est préalablement atteint pour une condition similaire, $Y=h/D \approx 0.83$.

Ainsi, le taux de remplissage maximum $Y=h/D=0.85$ fixé par la norme SIA 190 permet d'autoriser le dimensionnement pour la condition de remplissage complet, ce qui facilite la dérivation du rayon hydraulique R_h et de la surface mouillée A selon les équations (4) et (5).

Le chapitre 4 discute des cas pour lesquels le taux de remplissage doit être réduit, conduisant à un débit de dimensionnement Q_M inférieur à Q_C .

3.2 La solution de Colebrook-White

Le dimensionnement hydraulique des canalisations à l'aide de la formule de Manning-Strickler est encore largement répandu dans le milieu professionnel, en raison surtout de sa simplicité de calcul. Il ne faut pas oublier cependant qu'il s'agit là d'une méthode de première approximation et que le dimensionnement définitif doit s'appuyer sur des formules plus précises, comme préconisé par la Norme SIA 190 (2000).

Selon cette dernière, le calcul correct des pertes de charge dans les canalisations doit s'effectuer à l'aide des relations de Darcy-Weisbach (7) et de Colebrook-White (8).

$$J = f \frac{V^2}{8gR_h} \quad (7)$$

où f est un coefficient de frottement adimensionnel et R_h le rayon hydraulique.

Contrairement à la formule de Manning-Strickler, dans laquelle le coefficient K reste constant pour un type de canalisations, le paramètre f est ici fonction du nombre de Reynolds $R=(4VR_h)/\nu$ et de la rugosité relative $\varepsilon=k_s/(4R_h)$, selon l'expression de l'équation (8).

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[\frac{2.51}{R\sqrt{f}} + \frac{k_s}{3.7(4R_h)} \right] \quad (8)$$

Dans cette dernière équation, k_s [m] est la rugosité de sable équivalente des parois intérieures de la conduite. Cette notion d'équivalence se réfère aux travaux

expérimentaux de Nikuradze effectués avec des tuyaux circulaires en laiton, tapissés d'une couche compacte de grains de sable calibré, dont les résultats ont permis de définir les coefficients numériques de l'équation (8).

La rugosité de sable équivalente d'une conduite est ainsi la rugosité qui conduit à une perte de charge identique à celle d'une conduite tapissée grains de sable de diamètre $\Phi=k_s$.

La formule (8), représentée graphiquement à la Figure 2, montre que :

- La fonction f n'est applicable qu'en conditions d'écoulement turbulent, caractérisées par $R > 3000$ environ.
- Pour $R < 2300$ environ, l'écoulement est laminaire et $f = 64/R$.
- Dans l'intervalle $2300 < R < 3000$ le passage d'un comportement laminaire à turbulent provoque des conditions instables pour lesquelles la fonction f n'est pas clairement définie.

En régime d'écoulement turbulent, généralement rencontré dans la pratique de l'ingénieur, une distinction peut être faite entre trois domaines :

- Le domaine turbulent lisse où le terme de droite en parenthèse de l'équation (8) tend vers zéro. La fonction f est alors indépendante de la rugosité de surface et devient la courbe enveloppe caractéristique d'un écoulement turbulent lisse.
- Avec l'augmentation du nombre de Reynolds, le terme de gauche en parenthèse de l'équation (8) tend progressivement vers zéro. La fonction f ne dépend plus alors que de la rugosité relative $\varepsilon = k_s / (4R_h)$.
- Entre les domaines turbulents lisse et rugueux, une zone de transition existe qui est décrite par l'application complète de l'équation (8).

La limite approximative entre les domaines turbulents rugueux et de transition peut être définie par la relation (9) définie par Moody en 1944 (Dubois 1998).

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = \frac{R}{260} \frac{k_s}{(4R_h)} \quad (9)$$

Bien que l'équation (8) ne puisse être résolue que par un processus itératif, il est intéressant de remarquer que la combinaison des équations (7) et (8) conduit à une relation explicite pour la vitesse d'écoulement (10).

$$V = -2\sqrt{8g} \cdot \sqrt{R_h J} \cdot \log \left[\frac{k}{3.7(4R_h)} + \frac{2.51 \cdot \nu}{4R_h \sqrt{8g} \cdot \sqrt{R_h J}} \right] \quad (10)$$

D'autre part, la comparaison des formules de Manning-Strickler et Colebrook-White permet d'établir la relation (Strickler 1923).

$$K = \frac{8.2\sqrt{g}}{k_s^{1/6}} \quad (11)$$

Il est démontré (Dubois 1998) que la formule de Manning-Strickler n'est strictement identique à celle de Colebrook-White qu'en condition d'écoulement turbulent rugueux et pour une valeur unique de $k_s/(4R_h)=9.17 \cdot 10^{-3}$.

Pour $9 \cdot 10^{-4} \leq k_s/(4R_h) \leq 5 \cdot 10^{-2}$, l'erreur sur J calculé selon Strickler reste toutefois inférieure à 5%.

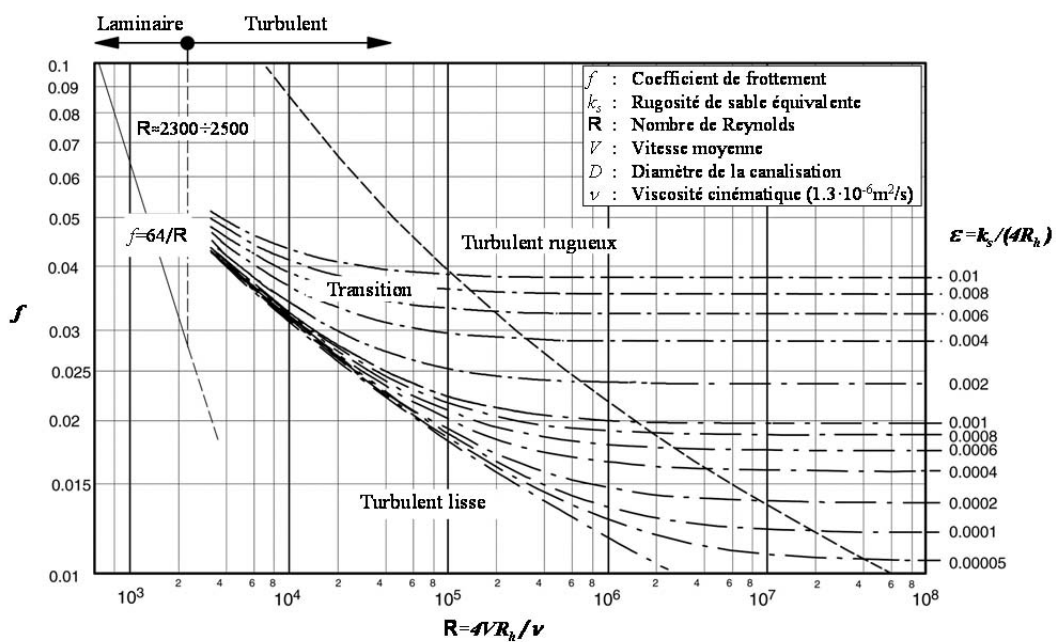


Figure 2. Diagramme de Moody représentant le coefficient de frottement adimensionnel f en fonction du nombre de Reynolds $R=(4VR_h)/\nu$ et de la rugosité relative $\varepsilon=k_s/(4R_h)$

4 TAUX DE REMPLISSAGE

4.1 Hypothèse de base

Le taux de remplissage est défini par le rapport la hauteur d'eau h et du diamètre D de la conduite

$$Y = \frac{h}{D} \quad (12)$$

La Figure 3 montre l'évolution du taux de remplissage Y en fonction du débit Q et de la vitesse d'écoulement V adimensionnalisés. La normalisation prend comme référence les valeurs correspondantes obtenues en remplissage complet (indice C), c'est à dire Q_C et V_C .

Il est observé que $Q/Q_C=1.00$ pour deux taux de remplissage différents, $Y=1.00$ et $Y \approx 0.83$. Cette dernière valeur est assimilable, en première approximation, au taux maximal $Y=0.85$ requis par la norme SIA 190 (2000). Par conséquent, le calcul simple avec $Y=1.00$ satisfait également la condition $Y=0.85$. La Figure 3 montre aussi que les vitesses relatives sont importantes pour les faibles débits, ce qui est favorable au transport de sédiments par le débit de temps sec. La vitesse maximale vaut environ $V/V_C=1.15$ pour $Y=0.75$.

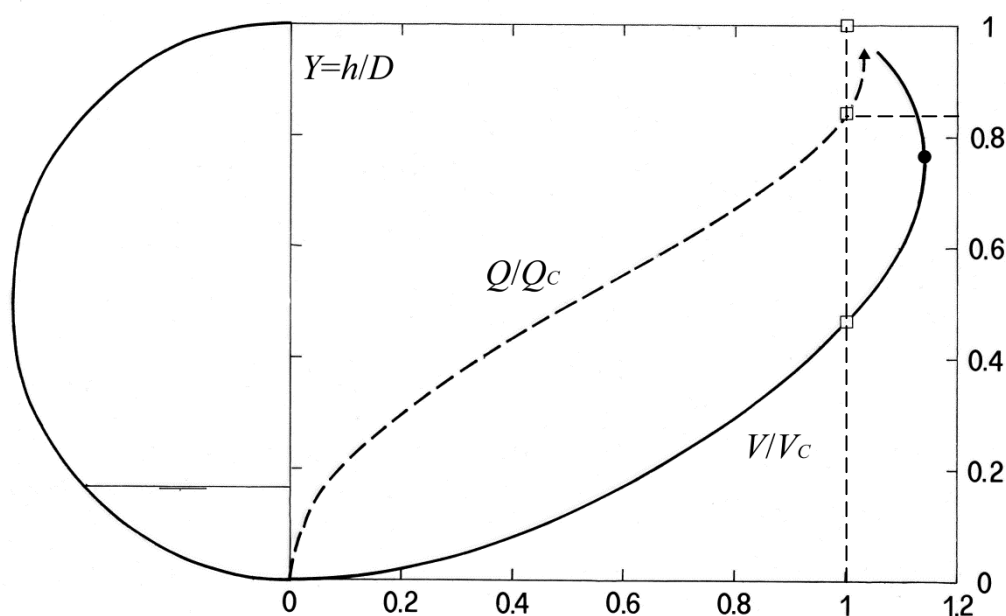


Figure 3. Relation entre le taux de remplissage $Y=h/D$, la vitesse d'écoulement V/V_C et le débit Q/Q_C normalisés par rapport à la condition $Y=1.00$ (Hager 2010)

En raison de la standardisation des conduites disponibles sur le marché, le dimensionnement conduit presque systématiquement à opter pour le diamètre supérieur le plus proche de celui obtenu par calcul. Cela signifie que la capacité d'une conduite Q_C est généralement plus grande que celle du débit maximal Q_M . De ce fait, le taux de remplissage correspondant est inférieur à $Y=0.85$

L'équation (13) permet d'estimer le débit pour des taux de remplissage situés dans la gamme $0.20 < Y < 0.85$ (Hager 2010).

$$Y = 0.926 \left[1 - \sqrt{1 - 3.11q} \right]^{1/2} \quad (13)$$

Cette équation se base sur un coefficient adimensionnel de débit q défini par l'équation (14), dans laquelle le débit Q considéré doit être inférieur à Q_C (Hager 2010).

$$q = \frac{Q}{K \sqrt{JD}^{8/3}} \quad (14)$$

Le coefficient q représente un certain pourcentage de la valeur Q_C et est inférieur à 0.31 si $Y < 0.85$. La section mouillée par l'écoulement pour $0.20 < Y < 0.85$ vaut alors (Hager 2010)

$$A = \frac{4}{3} D^2 Y^{3/2} \left[1 - \frac{Y}{4} - \frac{4Y^2}{25} \right] \quad (15)$$

Cette valeur peut être utilisée pour le calcul de la vitesse d'écoulement selon l'équation (1).

4.2 Transition de l'écoulement à surface libre en écoulement en charge

Plusieurs investigations menées entre 1881 et 1969 (Hager 1991) ont montré que des taux de remplissage de $0.80 < Y < 0.95$ ne sont maintenus durablement que pour des pentes inférieures à 0.5% environ ($J_o < 0.005$). De tels taux sont impossibles à conserver pour des pentes plus raides ($J_o > 0.005$), car la surface d'eau devient agitée et l'eau touche le haut de la conduite, provoquant la transition vers un écoulement en charge. Ce phénomène est connu sous l'appellation anglaise « choking ».

L'écoulement en charge est à éviter dans les canalisations d'égouts, sauf exception, car il interrompt la circulation d'air. Un déficit ou un surplus d'air peut alors se produire à l'aval ou à l'amont du point d'obturation, produisant des fluctuations de débit et générant une sollicitation dynamique des matériaux. Dans des conditions extrêmes, une partie de l'air peut être transportée le long de la

conduite et mise sous pression, conduisant à un dégazage « explosif » dans la prochaine chambre de visite. Ce phénomène est connu sous l'appellation « geysiring ».

Selon Sauerbrey (1969) et Hager (1991), la transition de l'écoulement à surface libre vers un écoulement en charge est observée pour un taux de remplissage critique, donné par les équations (16) et (17) en référence à la capacité (index C) hydraulique maximale de la conduite. Ces conditions sont représentées graphiquement à la Figure 4.

$$Y_C = 0.92 - 30J_o \quad \text{pour } J_o < 0.0125 \quad (16)$$

$$Y_C = 0.55 \quad \text{pour } J_o \geq 0.0125 \quad (17)$$

Le taux de remplissage théorique $Y=0.85$ préconisé par la norme SIA 190 n'est ainsi satisfait que pour de faibles pentes. Dans les conduites plus raides le débit correspondant conduit à la mise en charge.

Par exemple, le taux de remplissage maximal d'une conduite de pente $J_o=0.005$ vaut $Y=0.77$. La capacité de débit selon l'équation (6), basée sur une valeur $Y=0.85$, n'est plus garantie dans ce cas et le « choking » est attendu. Le diamètre de la conduite doit donc être augmenté de manière à ce que le taux de remplissage Y soit égal ou inférieur à la valeur Y_C dérivée des équations (16) ou (17).

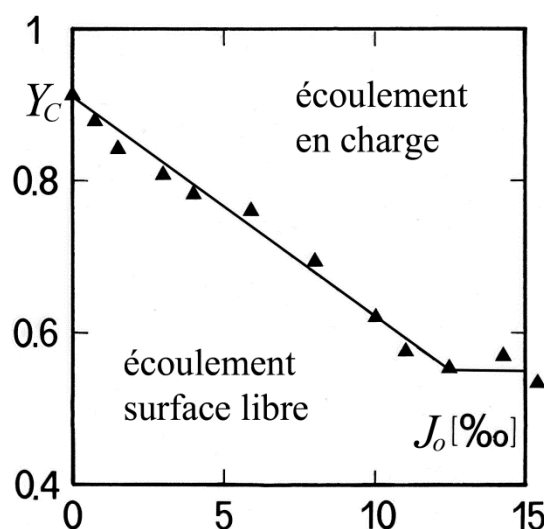


Figure 4. Taux de remplissage Y_C maximal selon Sauerbrey (1969) et Hager (2010) pour garantir un écoulement à surface libre stable dans une conduite circulaire

Le phénomène de transition est caractérisé par une hystérèse car le passage de l'écoulement à surface libre vers un écoulement en charge se produit pour des taux de remplissage supérieurs que lors de la transition de retour à la surface libre.

4.3 Ressaut hydraulique ondulant et direct

Le nombre de Froude pour un écoulement à surface libre dans une conduite circulaire est approximé par l'équation (18) (Hager 2010)

$$F = \frac{Q}{\sqrt{gh^4 D}} \quad (18)$$

Un écoulement proche de $F=1.00$ devient ondulant avec l'apparition de vagues de surface stationnaires. Ces dernières ont localement une hauteur d'onde qui dépasse fortement la hauteur d'eau en écoulement uniforme h_o . Par conséquent, l'écoulement touche le haut de la conduite et une transition d'écoulement à surface libre vers un écoulement en charge se produit. Pour éviter ce phénomène, des valeurs $0.80 < F < 1.20$ associées au débit de dimensionnement Q_M , sont à éviter de préférence.

La condition à satisfaire pour que l'écoulement à surface libre soit maintenu, sans que l'onde maximale ne touche le haut de la conduite est exprimée à l'aide du « choking number » C (Gargano et Hager 2002)

$$C = FY \quad (19)$$

Le « choking » est évité si

$$\begin{array}{ll} C < 0.9 & \text{pour } 1 < F < 2 \text{ avec le ressaut ondulant} \\ C < 1.0 & \text{pour } F \geq 2 \text{ avec le ressaut classique} \end{array}$$

La valeur F se réfère aux conditions amont du ressaut hydraulique. Un ressaut classique dans une conduite (nombre de Froude amont $F \geq 2$) est caractérisé par le rapport de ses hauteurs conjuguées $P = F^{0.9}$, avec $P = h_2/h_1$ (Hager 2010). Les hauteurs h_1 et h_2 sont les hauteurs conjuguées, respectivement à l'amont et à l'aval du ressaut.

4.4 Forte pente

Dans les conduites à forte pente, un écoulement bi-phasique transportant un mélange d'eau et d'air est observé (Volkart 1978, Hager 1985). Avec l'augmentation de la vitesse, la turbulence de l'écoulement crée une agitation à la surface de l'eau, avec des vagues déferlantes qui entraînent de l'air dans l'écoulement. Ce processus est stimulé et entretenu par la turbulence et ne peut

être empêché par des moyens techniques. Par contre, le dimensionnement doit considérer un écoulement bi-phasique, requérant un diamètre plus élevé pour garantir le taux de remplissage admissible.

Le nombre de Boussinesq est généralement associé au début du processus d'entraînement d'air. Basé sur des paramètres liés à l'écoulement d'eau, ignorant *a priori* l'effet de l'air, le nombre de Boussinesq est défini comme

$$B = \frac{V}{\sqrt{gR_h}} \quad (20)$$

Le rayon hydraulique R_h correspond à sa valeur effective pour un taux de remplissage inférieur à $Y=1.00$. Il faut donc considérer $R_h=A/P$, avec A calculé selon l'équation (15) et P comme le périmètre mouillé correspondant. Pour le calcul du rayon hydraulique, Hager (2010) propose l'approximation suivante

$$R_h = \frac{2}{3}DY \left(1 - \frac{1}{2}Y\right) \quad (21)$$

Pour des conditions d'écoulement uniforme à surface libre dans une conduite circulaire, un écoulement bi-phasique est observé lorsque $B \geq 6$. Pour simplifier, la vitesse V et le rayon hydraulique R_h sont introduits dans l'équation de Manning-Strickler (2) pour définir un coefficient adimensionnel d'aération χ (Hager 2010)

$$\chi = \frac{K\sqrt{J_o}D^{1/6}}{\sqrt{g}} \quad (22)$$

Un écoulement bi-phasique apparaît lorsque $\chi \geq 8$. Ainsi, l'aération de l'écoulement se manifeste lorsque $J_o \geq 0.11$ (11%) pour un diamètre $D=0.30$ m, respectivement $J_o \geq 0.06$ (6%) pour $D=2.00$ m (Hager 2010). En adéquation avec ce qui précède, la norme SIA 190 (2000) mentionne des pentes minimales de 7% pour l'initiation d'un écoulement bi-phasique dans des conduites de grand diamètre et de 12% dans les faibles diamètres. En conséquence, lorsque la conduite transporte un mélange eau-air, le diamètre dimensionné pour le débit d'eau doit être augmenté. L'augmentation relative de la hauteur du mélange eau-air est obtenue par (Hager 2010)

$$\frac{h_b}{h_o} = \frac{1}{4} \left(\frac{K^2 J_o h_o^{1/3}}{g} \right)^{1/3} \quad (23)$$

Où h_b est la hauteur d'écoulement bi-phasique.

Ainsi, la hauteur de l'écoulement bi-phasique h_b dépend fortement de la rugosité et de la pente de la conduite. La concentration d'air moyenne dans la section est selon Volkart (1978)

$$C = 1 - \left[1 + 0.02(B - 6)^{3/2} \right]^{-1} \quad (24)$$

La vitesse de l'écoulement bi-phasique (indice b) est inférieure à celle de l'eau pure et peut être calculée par la relation (Volkart 1978)

$$\frac{V_b}{V} = 1 - C^2 \quad (25)$$

4.5 Effet des chambres de visite

Indépendamment du dimensionnement de la conduite tel que présenté ci-dessus, le passage des chambres de visite peut imposer un diamètre de conduite différent à l'amont ou à l'aval de la chambre. Typiquement, les chambres installées aux changements de pente et soumises à l'influence d'une courbe de remous ou d'un ressaut hydraulique, aux jonctions ou au droit de puits de chute peuvent imposer des diamètres particuliers sur les tronçons adjacents. Ceux-ci doivent être dimensionnés de manière à générer un écoulement adéquat et à garantir la capacité hydraulique.

5 EXEMPLES DE DIMENSIONNEMENT PRÉLIMINAIRE

5.1 Exemple 1 : Conduite circulaire à faible pente

Les données suivantes sont considérées :

- Débit maximal $Q_M = 10 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit minimal (débit de temps sec) $Q_m = 0.2 \text{ m}^3/\text{s}$
- Pente de la conduite $J_o = 0.005$ (0.5%)
- Rugosité de sable équivalente $k_s = 0.001 \text{ m}$ (1 mm)
- Les chambres de visite ne nécessitent pas un diamètre particulier.

La rugosité de sable équivalente k_s peut être convertie en coefficient de Strickler avec l'équation (11). Il en résulte une valeur $K = 81.2 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, qui respecte les limites d'application de l'équation de Manning-Strickler $18 < K < 87 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ et $K < 170(J^2 Q)^{1/30} = 129 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

Le diamètre nécessaire pour évacuer le débit maximal est obtenu de l'équation (6) comme $D=1.91$ m, en admettant l'hypothèse $Q_M=Q_C$. Le taux de remplissage au débit maximum est a priori $Y=0.85$. Il est évident que le diamètre calculé $D=1.91$ m n'est pas disponible sur le marché, c'est pourquoi une conduite à diamètre interne $D=2.00$ m est considérée pour le dimensionnement préliminaire. Cette augmentation de diamètre conduit à un taux de remplissage inférieur à $Y=0.85$. Les équations présentées au chapitre 4 doivent alors être considérées. Le calcul consécutif est résumé dans le Tableau 1 pour deux itérations.

L'itération N°1 considère un diamètre $D=2.00$ m. Sa capacité hydraulique est de $Q_C=11.3$ m³/s, alors que le débit à évacuer demeure $Q_M=10.0$ m³/s. Le taux de remplissage correspondant vaut $Y=0.73$. Le diamètre choisi se révèle donc suffisant car l'équation (16) de Sauerbrey (1969) donne un taux de remplissage limite $Y_C=0.77$, qui satisfait la condition $Y<Y_C$. Un entrainement d'air n'est pas attendu, car $\chi=2.06<8$. Par contre, le nombre de Froude $F=1.07$ se situe dans la gamme critique. Pour cette raison et compte-tenu du fait que le taux de remplissage critique est presque atteint, il est jugé opportun d'augmenter le diamètre à $D=2.15$ m.

Tableau 1. Paramètres et calculs liés à l'exemple 1 de dimensionnement préliminaire.

| débit | paramètre | unité | équation | itération 1 | itération 2 |
|-------|-----------|-------------------|----------|--------------|--------------|
| Q_M | D | m | | 2.000 | 2.150 |
| | Q_C | m ³ /s | 6 | 11.304 | 13.709 |
| | q | - | 14 | 0.274 | 0.226 |
| | Y | - | 13 | 0.727 | 0.625 |
| | h | m | 12 | 1.454 | 1.343 |
| | F | - | 18 | 1.068 | 1.207 |
| | A | m ² | 15 | 2.425 | 2.378 |
| | V | m/s | 1 | 4.124 | 4.206 |
| | Y_C | - | 16 | 0.770 | 0.770 |
| | χ | - | 22 | 2.058 | 2.083 |
| Q_m | q | - | 14 | 0.005 | 0.005 |
| | Y | - | 13 | 0.086 | 0.078 |
| | h | m | 12 | 0.171 | 0.167 |
| | F | - | 18 | 1.537 | 1.557 |
| | A | m ² | 15 | 0.131 | 0.131 |
| | V | m/s | 1 | 1.530 | 1.527 |

L'itération N°2 avec $D=2.15$ m correspond au calcul 2 du Tableau 1. Avec ce nouveau diamètre, toutes les conditions sont respectées, y compris le nombre de Froude qui vaut maintenant $F=1.21$. Il reste donc les conditions d'écoulement

au débit minimum Q_m à valider. La vitesse correspondante de $V=1.53$ m/s est ici supérieure à la valeur de 1.0 m/s exigée par la norme SIA 190 (2000). Il convient de mentionner qu'un calcul de transport solide ad hoc devrait être effectué en cas d'apports granulaires dans la conduite.

5.2 Exemple 2 : Conduite circulaire à forte pente

Les données suivantes sont considérées :

- Débit maximal $Q_M=1.0$ m³/s
- Pente de la conduite $J_o=0.2$ (20%)
- Rugosité de sable équivalente $k_s=0.001$ m (1 mm)
- Les chambres de visite ne nécessitent pas un diamètre particulier

Le coefficient de Strickler $K=81.2$ m^{1/3}/s se trouve dans les limites d'application $18 < K < 87$ et $K < 170(J^2Q)^{1/30}=153$. Le diamètre nécessaire pour évacuer le débit maximal résultant de l'équation (6) vaut $D=0.40$ m en considérant $Q_M=Q_C$.

Le taux de remplissage $Y_C=0.55$ résultant de l'équation (17) est inférieur à la condition de remplissage $Y=0.85$ considérée pour de dimensionnement.

Il s'avère que même un diamètre de $D=0.45$ m est insuffisant, car $Y=0.64$ dans ce cas alors que l'entraînement d'air génère une hauteur relative $Y_b=0.71$ pour l'écoulement bi-phasique (Tableau 2, calcul 1).

Il apparaît dès lors opportun de choisir un diamètre $D=0.50$ m au minimum (Tableau 2, calcul 2), de façon à ce que $Y=0.53$ et $Y_b=0.58$ soient proches de Y_C .

Tableau 2. Paramètres et calculs liés à l'exemple 2 de dimensionnement préliminaire.

| débit | paramètre | unité | équation | calcul 1 | calcul 2 |
|-------|-----------|-------------------|----------|--------------|--------------|
| Q_M | D | m | | 0.450 | 0.500 |
| | Q_C | m ³ /s | 6 | 1.339 | 1.773 |
| | q | - | 14 | 0.232 | 0.175 |
| | Y | - | 13 | 0.635 | 0.527 |
| | h | m | 12 | 0.286 | 0.264 |
| | F | - | 18 | 5.821 | 6.491 |
| | A | m ² | 15 | 0.106 | 0.105 |
| | V | m/s | 1 | 9.418 | 9.510 |
| | Y_C | - | 17 | 0.550 | 0.550 |
| | χ | - | 22 | 10.152 | 10.331 |
| | h_b | m | 23 | 0.319 | 0.291 |
| | Y_b | - | 12 | 0.708 | 0.583 |

6 SYNTHÈSE

Le présent article se concentre sur le dimensionnement hydraulique de canalisations à section circulaire, dans le cas d'un écoulement à surface libre. L'approche présentée considère une condition d'écoulement uniforme caractérisée par l'équilibre des forces d'inertie, relatives à la vitesse de l'écoulement, et des forces de gravité, moteur du mouvement.

La formule de Manning-Strickler est utilisée en première approximation et dans les limites de l'écoulement « turbulent rugueux ». Cette approche, appréciée des ingénieurs en raison de sa simplicité de calcul, n'est toutefois pas adaptée au dimensionnement définitif d'un réseau. Celui-ci doit s'appuyer sur des formules plus précises, comme celles complémentaires de Darcy-Weisbach et Colebrook-White. Ces dernières sont présentées au chapitre 3 et la comparaison avec l'approximation de Strickler est discutée.

Toutes les formules précitées sont applicables à des écoulements purement hydrauliques et stables en surface, susceptibles de maintenir une circulation d'air dans la partie supérieure de la conduite. Une telle situation n'est cependant plus garantie lorsque la vitesse augmente et que la turbulence favorise la mise en charge ponctuelle du réseau, sous l'effet de l'agitation de surface et de l'apparition d'un mélange eau-air. Le taux remplissage maximal fixé à 85% par la norme SIA 190 n'est alors plus satisfait par le dimensionnement hydraulique de base, si ce n'est pour les canalisations à faibles pentes. Les phénomènes de « choking » et d'émulsionnement relatifs à cette problématique sont décrits au chapitre 4 ainsi que les bases de calcul permettant d'ajuster le diamètre pour maintenir un taux de remplissage admissible.

La mise en pratique des diverses étapes de dimensionnement est illustrée au chapitre 5 au travers de deux exemples. Ceux-ci présentent la résolution numérique d'un dimensionnement préliminaire de canalisations à faible et à forte pentes.

7 SYMBOLES

| | | |
|---------------|--|-------------------|
| <i>A</i> | surface de la section mouillée | [m ²] |
| <i>B</i> | nombre de Boussinesq | [-] |
| <i>C</i> | concentration moyenne d'air dans la section | [-] |
| <i>C</i> | nombre de choking | [-] |
| <i>D</i> | diamètre de la conduite circulaire | [m] |
| ε | rugosité relative de la conduite | [-] |
| <i>F</i> | nombre de Froude | [-] |
| <i>f</i> | coefficient de perte de charge de Darcy-Weisbach | [-] |

| | | |
|--------|--------------------------------------|-----------------------------|
| g | accélération gravitaire | $[\text{m/s}^2]$ |
| h_b | hauteur d'écoulement bi-phasique | $[\text{m}]$ |
| h_o | hauteur d'eau en écoulement uniforme | $[\text{m}]$ |
| J | pente de la ligne d'énergie | $[-]$ |
| J_o | pente de la conduite | $[-]$ |
| K | coefficient de Strickler | $[\text{m}^{1/3}/\text{s}]$ |
| k_s | rugosité de sable équivalente | $[\text{m}]$ |
| L | longueur de conduite | $[\text{m}]$ |
| Q | débit | $[\text{m}^3/\text{s}]$ |
| q | coefficient adimensionnel de débit | $[-]$ |
| R | nombre de Reynolds | $[-]$ |
| R_h | rayon hydraulique | $[\text{m}]$ |
| P | périmètre mouillé | $[\text{m}]$ |
| V | vitesse moyenne | $[\text{m/s}]$ |
| Y | taux de remplissage | $[-]$ |
| χ | coefficient d'aération | $[-]$ |

8 RÉFÉRENCES

- ATV (2001). Hydraulische Dimensionierung und Leistungsnachweis von Abwasserkanälen und -leitungen. *Arbeitsblatt A 110*. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall, Hennef D.
- Dubois J. (1998). Comportement hydraulique et modélisation des écoulements de surface. *Communication N 8*, Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH), EPFL, Lausanne CH.
- Gargano, R., Hager, W.H. (2002). Undular hydraulic jumps in circular conduits. *Journal of Hydraulic Engineering* 128(11), 1008-1013.
- Hager, W.H. (1985). Abflusseigenschaften in offenen Kanälen. *Schweizer Ingenieur und Architekt* 103(13), 252-264.
- Hager, W.H. (1991). Teilfüllung in geschlossenen Kanälen. *GWF Wasser Abwasser*, 132(10) und (11), 558-565 und 641-647.
- Hager, W.H. (2010). *Wastewater hydraulics - Theory and practice*. Springer, Berlin D.
- Sauerbrey, M. (1969). Abfluss in Entwässerungsleitungen unter besonderer Berücksichtigung der Fliessvorgänge in teilgefüllten Rohren. *Wasser und Abwasser in Forschung und Praxis*, Band 1, Erich Schmidt Verlag, Bielefeld D.
- SIA (2000). Canalisations. *Norme 190*. Société suisse des ingénieurs et des architectes (SIA), Zurich CH.
- Strickler, A. (1923). Beiträge zur Frage der Geschwindigkeitsformel und der Rauheitszahlen für Ströme, Kanäle und geschlossene Leitungen. *Mitteilungen* 16, Amt für Wasserwirtschaft, Bern CH.
- Volkart, P. (1978). Hydraulische Bemessung steiler Kanalisationsleitungen unter Berücksichtigung der Luftaufnahme. *Mitteilungen* 30, VAW, ETH Zurich CH.

VSA (1990). *Plan général d'évacuation des eaux* (PGEE). Directives concernant l'élaboration et les honoraires. Association suisse des professionnels de la protection des eaux, Glattbrugg CH.

