Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande
Band: 99 (1973)
Heft: 11: SIA spécial, no 2, 1973

Artikel: Dimensionnement des canalisations
Autor: Bruschin, J.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-71673

Nutzungsbedingungen
Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation
L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use
The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 26.01.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

4.6.3 *Buts pédagogiques*

— démocratisation du processus de planification (Rittel) ;

— terminologie compatible avec celle des disciplines voisines (Archer).

5. Analyse critique

Les dérivés d'une compréhension méthodologique ou de planification se limitent souvent qu'à la préparation de décisions, contrairement à l'extension de la notion de planification et de méthodologie qui implique une intention de *changement social*. Cette première compréhension peut être comprise comme « technocratique ». Toute méthodologie ne devrait pas être éprouvée quant à son fonctionnement formel seulement, mais tout spécialement selon les idées sociales qui sont à la base de cette méthodologie.

« La planification en architecture ne peut se transformer que dans la mesure où la société se transforme, c'est-à-dire selon que les circonstances économiques se transforment, sinon elle se meut dans la direction d'une utopie technique et, en tant que telle, serait acceptée à cause de son caractère socio-politique inoffensif, ou alors serait contrainte à l'isolation. » [6]

Souvent le processus de planification ne s'arrête qu'à la forme (proposition). L'instance de décision n'est pas introduite, donc le contrôle se fait en dehors du processus. La planification est un *processus politique*, donc un sous-système d'un système global, dont l'élargissement se fait dans les deux sens :

— mise en question des données variables

— prolongement par la compréhension des conséquences du processus.

La formulation d'exigences reste souvent un phénomène subjectif dépendant de la capacité du designer et renforce le caractère empirique de la méthode. Souvent la méthode, s'inscrivant dans un contexte politique accepté, ne fait que renforcer la structure permettant l'augmentation du rendement, (fonction rationaliste de l'objectivité) les décisions et les choix demeurant du ressort de l'intuition. Chaque cas soulevé ci-dessus tend à ne pas survaloriser des procédés sans avoir admis préalablement les limites et les faiblesses de leurs concepts.

[6] F. Grazioli : *Analyse critique de la méthode d'Alexander.*

Bibliographies

C. Alexander : *De la synthèse de la forme*. Essai. Dunod.

C. Alexander, S. Chermayeff : *Community and Privacy*. Pelican Book.

G. Barbey, J.-C. Holy : *Systèmes méthodologiques*. EAUG, 1969.

G. Best : *Méthode et intention dans le design architectural.*

R. Caude, A. Moles : *Créativité et méthodes d'innovation*. Fayard, Mame.

EPFL, sem. 7 D.A., 1970-71 : *Méthodologie* (Aubaret, Barman, Ferrari, Huser, Martin, F. Grazioli).

C. Jones : *Design Methods.*

L. Humphries : *Architectural Association*. Paper 4, Londres, 1969.

A. Moles : *Méthodologie, vers une science de l'action.*

— *Organisationsmethodik*. Team-Brief 16.

— *La création scientifique*. Kister, Genève.

G. Polya : *Comment poser et résoudre un problème*. Dunod 1965.

H. Rittel : *Systematik des Planens.*

P. Valéry : *Introduction à la méthode de Léonard de Vinci*. Coll. Idées, NRF, Paris.

J. Piaget : *Introduction à l'épistémologie génétique*. PUF.

G. Latière : *Analyse de système et techniques décisionnelles.* Dunod, Economie.

Adresse de l'auteur :

C. Morel, architecte EAUG, SIA
Marignac 13
CH — 1206 Genève.

Communication du Laboratoire d'hydraulique de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne — LHYDREP

Dimensionnement des canalisations [1]

par J. BRUSCHIN [2]

Les travaux en cours dans le cadre d'une commission de la SIA ainsi que quelques prises de position plus ou moins récentes [1, 2] révèlent la confusion qui règne encore à ce sujet dans les milieux des ingénieurs civils. Cet état de choses, où se mêlent la méconnaissance des progrès fondamentaux accomplis depuis le début du siècle dans l'hydraulique des canalisations, l'absence d'une vue d'ensemble sur la nature physique des phénomènes de dissipation d'énergie dans les écoulements et, par conséquent, d'un jugement critique concernant les différentes lois de pertes de charge proposées, enfin, l'attachement aux habitudes, parfaitement justifié d'ailleurs devant l'incohérence, les erreurs, les réticences ou le silence des « spécialistes », montre que des efforts soutenus sont encore nécessaires pour apporter toute la clarté souhaitable dans ce domaine. Cet article, qui fait suite à une publication précédente [3], est, nous l'espérons, une contribution dans cette direction.

1. Pertes de charge dans les écoulements

S'il est peut-être superflu de rappeler que la perte de charge est synonyme de la dissipation d'énergie mécanique d'un écoulement, par contre, il est utile de reprendre succinctement ici la description du mécanisme physique de la dissipation, commun à toutes les formes d'écoulements.

Dans le cas le plus général, la perte de charge se produit :

— par frottement visqueux directement à la paroi dans une couche de fluide dont l'épaisseur reste, dans la règle, inférieure à une fraction de millimètre : la sous-couche laminaire,

[1] Cet article a été rédigé sur mandat du groupe « Calculs hydrauliques » dans le cadre du travail de la commission chargée de la rédaction du projet de norme SIA-E190 : « Canalisations/Kanalisationen ».

[2] Chargé de cours à l'EPFL, chef de section au LHYDREP.

— par frottements au sein même du fluide dans des tourbillons de toutes tailles mais principalement dans les plus petits, plus proches de la paroi. Cette structure tourbillonnaire des écoulements est appelée la turbulence.

Si ces deux types de dissipation coexistent pratiquement toujours, ce qui change est leur importance relative dans la perte de charge totale, qui se produit, comme nous l'avons dit (et si nous laissons pour l'instant de côté les pertes de charge dans les singularités), pour l'essentiel au voisinage immédiat de la paroi. Or, toute paroi physique comportant des aspérités, on peut imaginer les trois situations suivantes :

1. Les dimensions des aspérités sont telles que le contact fluide-paroi se fait entièrement dans la sous-couche laminaire. On parle alors de parois « lisses » et c'est le frottement visqueux qui est déterminant pour la perte de charge.
2. Les dimensions des aspérités sont grandes par rapport à l'épaisseur de la sous-couche laminaire qui traîne à la paroi comme une nappe basse de brouillard vue depuis les sommets des montagnes. On parle alors de parois « rugueuses » et c'est l'énergie dissipée dans les tourbillons qui est déterminante.
3. Une situation intermédiaire où chaque type de dissipation reste significatif dans la dissipation totale : la zone de transition.

Sachant que l'épaisseur de la sous-couche laminaire est, pour un fluide et une géométrie du support donnés (lit, canalisation), proportionnelle à la vitesse de l'écoulement, on peut, pour les mêmes dimensions des aspérités (même paroi) rencontrer les trois situations citées, le passage de l'une à l'autre se faisant dans l'ordre 1 - 3 - 2 lorsque la vitesse croît. Toutefois, dans la pratique de l'ingénieur civil, les canalisations industrielles se situent presque toujours dans le cas 3 alors que les écoulements dans les lits artificiels ou naturels (rivières) correspondent au deuxième cas.

2. Lois de pertes de charge

2.1 *Généralités*

Une loi de perte de charge est essentiellement une loi de comportement, du même type par exemple que celle bien connue de Hooke, liant un paramètre caractéristique de l'écoulement — vitesse moyenne ou débit — à la dissipation d'énergie dont l'écoulement est le siège, par l'intermédiaire d'une fonction définissant les frontières de l'écoulement (son support matériel — parois) et faisant état des constantes physiques du fluide : la masse spécifique et la viscosité.

Que doit-on exiger d'une loi de perte de charge pour qu'elle devienne un outil de travail pour les ingénieurs, comme l'est la loi de Hooke ? A notre avis :

1. Qu'elle dispose d'une base rationnelle, c'est-à-dire qu'elle découle de manière cohérente des lois fondamentales de l'hydraulique.
2. Qu'elle rende compte de manière claire et la plus générale possible des mécanismes de dissipation d'énergie.
3. Qu'elle fasse apparaître le rôle et le poids des divers paramètres et constantes caractérisant le phénomène les soumettant ainsi au jugement des ingénieurs.
4. Qu'elle soit vérifiée expérimentalement et que les paramètres qu'elle contient puissent être mesurés ou déterminés expérimentalement (comme le module d'élasticité par exemple).
5. Qu'elle soit facile à utiliser dans la résolution des problèmes de l'ingénieur. Cette dernière condition est, toutefois, la seule à avoir un caractère subjectif.

Il a fallu presque deux cents ans de recherches pour conduire de

$$V = C\sqrt{RJ} \quad \text{formule de Chézy (1765)} \tag{1}$$

satisfaisant à la seule première condition (et partiellement à la troisième) à

$$V = -2\sqrt{8g}\sqrt{RJ}\log\left[\frac{k}{14{,}8\,R} + \frac{2{,}51\,\nu}{4\sqrt{8g}\,R\sqrt{RJ}}\right] \tag{2}$$

formule dite de Colebrook-White (1940), avec :

V = vitesse moyenne de l'écoulement,
R = rayon hydraulique,
J = perte de charge par unité de longueur,
k = rugosité des parois,
ν = viscosité cinématique = μ/ρ,
μ = viscosité dynamique,
ρ = masse spécifique du fluide.

Il suffit d'un seul coup d'œil pour observer que la structure des deux lois est la même, le paramètre C étant toutefois explicité en (2). Si la loi de Colebrook-White satisfait aux quatre premières conditions pour le cas le plus général des parois techniques (à rugosité aléatoire)[3], chose dont aucun technicien bien informé et sérieux ne doute plus de nos jours, la résolution des problèmes de dimensionnement au moyen de la règle à calcul reste impossible. Quoique les ingénieurs ont depuis longtemps l'habitude d'utiliser tables et graphiques dans ces cas (et il y en a d'excellents [4, 5], même s'ils sont encore peu répandus en Suisse) alors que, pour les calculs à l'ordinateur, il n'y a pas plus de problèmes que pour toute autre formule, c'est là le seul argument valable de ceux qui s'opposent à sa diffusion en Suisse et lui préfèrent les lois empiriques de type exponentiel, plus particulièrement celle de Strickler (1923, [6, 7]).

2.2 *Lois de Colebrook-White (CW) et de Strickler (ST)*

La loi CW a son origine dans la loi de Chézy (1) ou, ce qui est pareil, dans celle de Darcy (1845) :

$$V = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}}\sqrt{RJ} \tag{3}$$

$$\text{où } C = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}} \tag{4}$$

La forme de la fonction λ (ou C) a été déterminée théoriquement par Prandtl, précisée et confirmée expérimentalement par Nikuradze dans des essais bien connus de tous avec des tuyaux à rugosité artificielle uniforme (grains de sable).

Les deux premiers types de perte de charge cités au paragraphe 1 conduisent à :

$$V = -2\sqrt{8g}\sqrt{RJ}\log\frac{2{,}51\,\nu}{4\sqrt{8g}\,R\sqrt{RJ}} \tag{5}$$

pour le cas des parois « lisses » où la dissipation visqueuse est significative, et à

$$V = -2\sqrt{8g}\sqrt{RJ}\log\frac{k}{14{,}8\,R} \tag{6}$$

pour le cas des parois « rugueuses ».

[3] Les parois des canalisations en béton centrifugé présentent toutefois des caractéristiques voisines de la rugosité uniforme (grains de sable calibrés) des expériences de Nikuradze [9].

Comme on pouvait s'y attendre, c'est dans la zone de transition — cas 3 — qu'il n'a pas été possible au début de trouver une formulation mathématique des courbes expérimentales. C'est à Colebrook et White que revient le mérite d'avoir montré expérimentalement que pour les parois techniques, la dissipation d'énergie suit, dans ce cas, une loi différente de celle correspondant à la rugosité uniforme — voir figures 1 et 2 — et de proposer l'équation (2) satisfaisant à la fois aux trois cas de dissipation cités. Les coefficients numériques de (2), (5) et (6) — 2,51 et 14,8 = 4×3,7 — déterminés par Nikuradze pour les sections circulaires en charge, varient de ± 30 % au maximum pour d'autres formes de sections, ce qui reste sans signification pratique sous l'opérateur log.

La loi CW ainsi que les tables et abaques qui en sont tirés ont pour le dimensionnement des canalisations en charge ou en nappe libre un caractère universel. k et ν sont connus ou peuvent être déterminés expérimentalement.

Pourquoi alors restreindre l'emploi de cette loi aux canalisations ?

Pour deux raisons :

1. La tabulation courante s'arrête à $D = 2{,}5$ m soit $R = 0{,}625$ m (D = diamètre intérieur des tuyaux).
2. Le cas des parois à différents types de rugosité (matériaux différents dans le même profil ou section) n'est pas résolu.

La loi ST est une loi purement empirique vérifiée par Strickler essentiellement dans les canaux et les rivières [6] et [7]. Les quelques résultats d'autres origines dont Strickler fait état montrent à l'évidence que son coefficient de rugosité K n'est pas une constante. Ainsi :

— dans la conduite forcée de Mühleberg $67 < K < 77$ lorsque $2{,}2 < V < 9{,}0$ m/s ;

— dans les caniveaux en ciment de Bazin $97 < K < 106$ lorsque $0{,}9 < V < 1{,}8$ m/s.

Or, les rivières sont, comme nous l'avons vu, un cas typique d'écoulement sur « parois rugueuses ». Alors, en écrivant la formule ST sous la forme

$$V = KR^{1/6}\sqrt{RJ} \tag{7}$$

et l'équation (6) $$V = \left[2\sqrt{8g}\,\log\frac{14{,}8\,R}{k}\right]\sqrt{RJ} \tag{8}$$

on constate entre ces deux formules une parfaite analogie. Si on y ajoute la relation trouvée par Strickler :

$$K = \frac{26}{k^{1/6}} \tag{9}$$

il devient évident que la formule (7) est une forme approchée de (8) là où

$$\alpha\left[\frac{R}{k}\right]^{1/6} = \beta\log\frac{R}{k} \tag{10}$$

α et β contenant les constantes des équations. Cela arrive en effet à ± 10 %, nous l'avons calculé, pour $k\sqrt{RJ} < 5$ [3] et

$$10^{-3} < \frac{k}{R} < 4\cdot 10^{-1}$$

Il en résulte que :

la formule ST est une approximation dans un domaine limité d'un cas particulier de la loi CW.

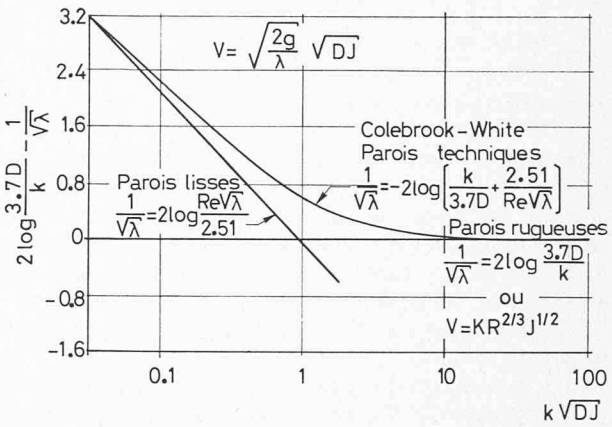


Fig. 1. — Lois de pertes de charge et domaines de validité. k et D en mm, J en %.

Qu'arrive-t-il en dehors de ce domaine ? Un seul exemple suffit pour montrer que les résultats obtenus peuvent devenir aberrants. Pour les tuyaux en PVC et amiante-ciment (Eternit), la rugosité déterminée par de nombreux essais est de l'ordre de

$$k \simeq 0{,}01 \text{ mm}$$

Introduisant en (9) avec k en m′ on obtient

$$K = 177$$

chiffre qu'aucun ingénieur ne pourrait considérer sérieusement. Si en prenant $K = 100$ à 120, on invoque prudemment des considérations de sécurité du dimensionnement, la formule (2) montre que tout simplement pour les très faibles rugosités ($k \to 0$) K n'est plus fonction de k !

Il apparaît alors que pour $k\sqrt{RJ} < 5$:

— le K de Strickler n'est pas une constante et perd toute relation physique directe avec la rugosité k ;

— le choix de K devient arbitraire ;

— il ne s'agit plus d'approximations nous laissant du côté de la sécurité, mais d'erreurs grossières pouvant conduire à un net sous-dimensionnement.

2.3 *Utilisation rationnelle de la formule de Strickler*

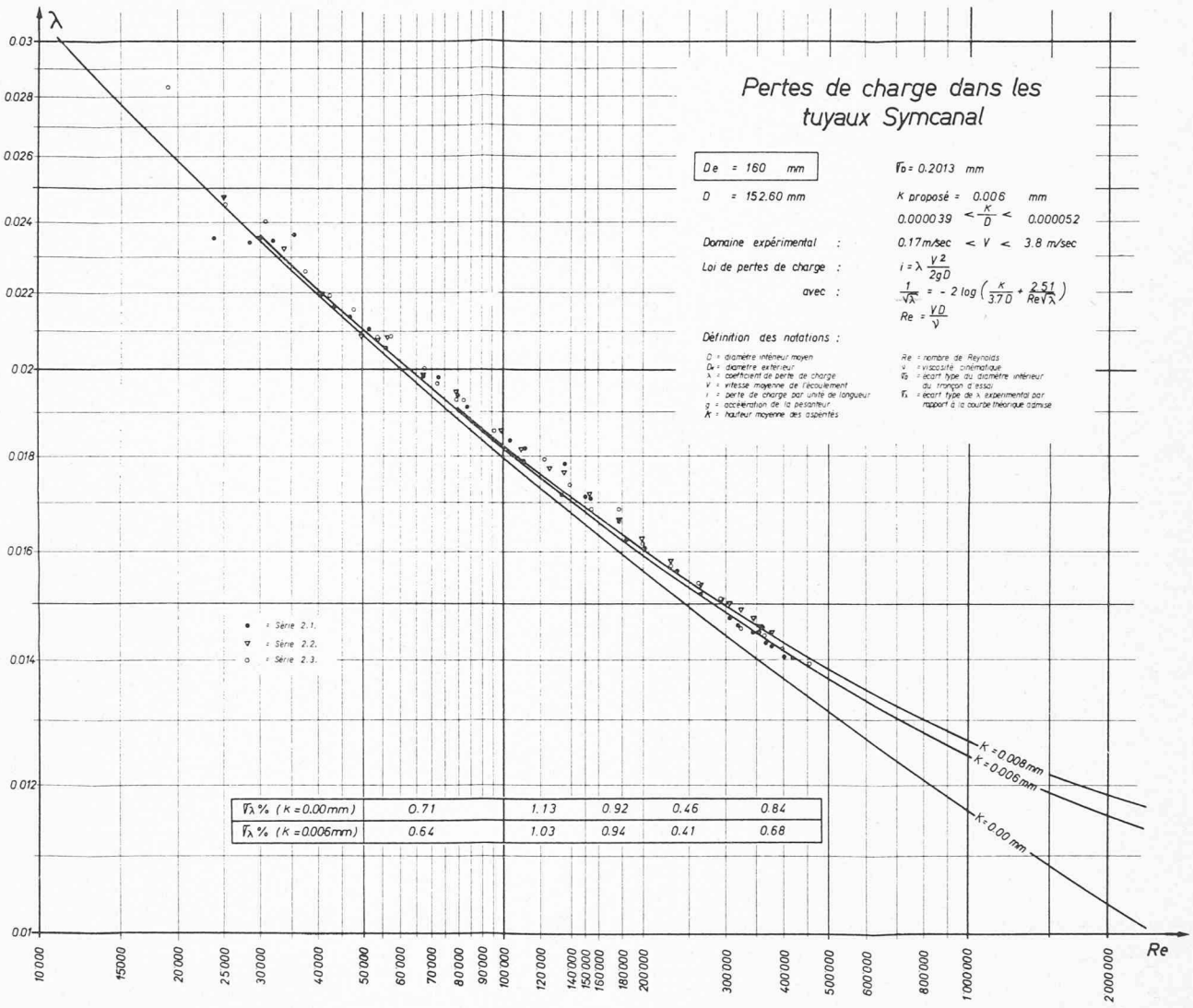
On peut se demander, cependant, si la formule de Strickler, avec l'avantage de sa simplicité et de sa popularité, ne pourrait pas être conservée comme outil de travail d'égale valeur en ce qui concerne les résultats à la formule de Colebrook-White. L'analyse à laquelle nous avons procédé montre que non seulement cela est possible, mais encore que c'est fort simple. En effet, en éliminant la vitesse entre les équations (2) et (7), on obtient la relation :

$$K = -2\sqrt{8g}\,R^{-1/6}\log\left[\frac{k}{14{,}8\,R} + \frac{2{,}51\,\nu}{4\sqrt{8g}\,R\sqrt{RJ}}\right] \tag{11}$$

que nous avons confiée à l'ordinateur pour obtenir les résultats montrés aux figures 3 à 5.

Il apparaît alors que, dans le domaine intéressant le plus les ingénieurs civils, K *est indépendant des dimensions des canalisations et peut être choisi avec une précision égale à celle de la règle à calcul, uniquement en fonction de la perte de charge par mètre (ou pente).*

Il est aussi facile d'observer — figure 3 — que plus la canalisation est rugueuse, moins K varie, ce qui justifie « a posteriori » le choix d'une valeur unique pour le coefficient de Strickler lorsque $k > 0{,}1$ mm. Cette pratique



σλ % (K = 0.00 mm)	0.71	1.13	0.92	0.46	0.84
σλ % (K = 0.006 mm)	0.64	1.03	0.94	0.41	0.68

Fig. 2. — Résultats des essais LHYDREP avec des canalisations en PVC et courbes de Colebrook-White.

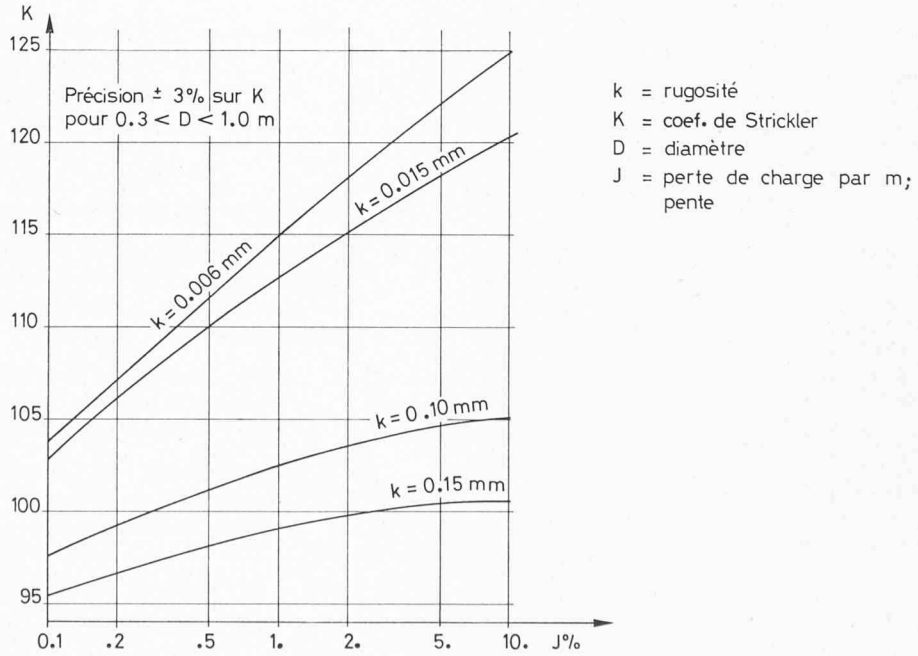


Fig. 3. — $K = f(J)$ pour différentes rugosités.

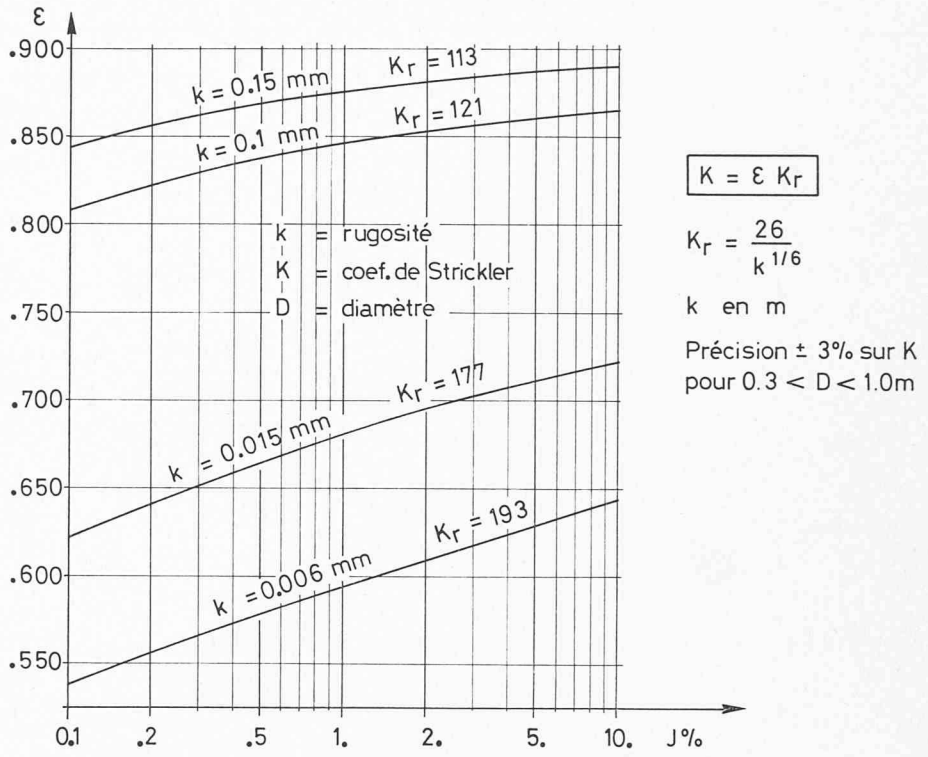


Fig. 4. — Le facteur de correction ε pour calculer K en dehors du domaine de validité de la formule de Strickler.

ne se justifie absolument pas — figure 5 — lorsqu'on veut l'étendre au-delà des dimensions courantes : pour $k = 0{,}1$ mm et $J = 10$ %, K passe de 95 pour $D = 2{,}5$ m à 113 pour $D = 0{,}1$ m, soit un écart d'environ 20 %.

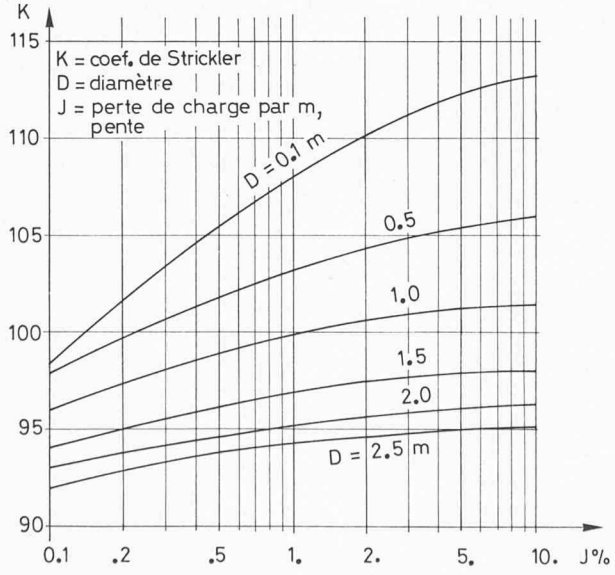


Fig. 5. — $K = f(J$ et $D)$ pour une rugosité $k = 0{,}1$ mm.

3. La sécurité du dimensionnement

Le but du dimensionnement des canalisations étant d'assurer le transport d'un certain débit dans des conditions déterminées, la notion de sécurité se rattache tout naturellement au débit. Ainsi

$$Q_{\text{proj}} = C_s \, Q_{\text{nom}} \tag{12}$$

avec Q_{proj} = débit de dimensionnement,
Q_{nom} = débit nominal,
C_s = coefficient de sécurité.

Reste encore à répondre aux trois questions suivantes :

Que doit couvrir le coefficient de sécurité ?

Les erreurs introduites par les hypothèses, les éléments délibérément négligés mais estimables en ordre de grandeur, les facteurs connus mais incontrôlables par le calcul. Essentiellement, il s'agit de :

— pertes de charges dans les joints, coudes, branchements, regards, etc. ou dues à une exécution imparfaite — déviations, décalages, déformations, etc. ;

— vieillissement des canalisations résultant en une modification de la rugosité des parois ou même de la section des canalisations.

Comment évaluer ou choisir le coefficient de sécurité ?

Ce choix restera toujours subjectif, mais subjectif n'est pas arbitraire. Il nous semble que les facteurs déterminants sont les suivants :

— la longueur relative des tronçons rectilignes, le nombre et les types de joints, de branchements, coudes, regards, etc. ;

— les tolérances de fabrication sur les dimensions de la section ;

— le mode d'exécution : déviations, décalages de joints, dangers de déformations, etc. ;

— le mode d'exploitation : vitesses (danger d'émulsionnement, de formation de dépôts, d'abrasion), nature et degré de pollution de l'eau (formations de croûtes, tubercules, etc.).

Quelle est la meilleure façon d'introduire le coefficient de sécurité dans les calculs ?

La plus simple et directe nous paraît être celle proposée par l'équation (12). Il est toutefois possible d'en user autrement :

— si la charge disponible est connue

$$J_{\text{proj}} = \frac{J_{\text{disp}}}{1 + 2\,(C_s - 1)} \qquad (13)$$

— si l'on désire introduire le coefficient de sécurité à la fin des calculs sur la section calculée (ou le diamètre D)

$$D_{\text{proj}} = \left[1 + \frac{C_s - 1}{2{,}5}\right] D_{\text{calc}} \qquad (14)$$

ce procédé a l'avantage de faciliter des petites adaptations du D_{proj} aux diamètres commerciaux;

— si l'on utilise la formule de Strickler

$$K_{\text{proj}} = \frac{K}{C_s} \qquad (15)$$

ce qui donne pour $k = 0{,}1$ mm et $0{,}3 < D < 1{,}0$ m, $90 < K_{\text{proj}} < 95$ pour $C_s = 1{,}1$ et $70 < K_{\text{proj}} < 75$ pour $C_s = 1{,}4$ chiffres auxquels tous les ingénieurs civils sont bien habitués.

Une tout autre méthode est proposée par les directives de l'ATV [8] qui introduit le concept de « rugosité d'exploitation » $-k_b$. Les canalisations sont groupées en quatre catégories qui se voient attribuer une rugosité k_b allant de 0,25 à 1,5 mm à utiliser pour le dimensionnement. Cette façon de faire doit être, à notre avis, rejetée pour les raisons suivantes :

— la sécurité, quand elle existe (voir tableau n° 1), n'a aucune définition claire et rationnelle. En choisissant le k_b, l'ingénieur ne détermine pas en même temps la sécurité du dimensionnement.

— lorsque $k > 0{,}25$ à 0,4 mm et pour l'immense majorité des cas courants, on se trouve dans le domaine de validité de la formule de Strickler. L'utilisation de la loi de Colebrook-White recommandée par les directives n'est plus qu'une vue de l'esprit et, de ce fait, injustifiée.

4. Conclusions

Nous pensons avoir proposé ici une méthode de dimensionnement des canalisations en charge ou non qui, tout en laissant aux ingénieurs la latitude d'utiliser la formule de leur choix (Colebrook-White ou Strickler), tient compte des progrès théoriques et expérimentaux accomplis dans l'hydraulique des canalisations, surtout depuis 1930. Les incertitudes qui subsistent, dans ce domaine, elles sont à la fois plus nombreuses et nettement moins bien étudiées et, par conséquent, moins bien évaluables qu'en résistance des matériaux, doivent être couvertes par un coefficient de sécurité dont le choix devrait, à notre avis, relever entre certaines limites, du jugement des ingénieurs.

TABLEAU NO 1

Coefficients de sécurité effectifs $C_s = Q_{\text{proj}}/Q_{\text{nom}}$

Rugosité k en mm	« Betriebliche Rauhigkeiten » k_b [1] mm	$Q = 10$ l/s $J = 0{,}5$ ‰	900 l/s 1 ‰	70 l/s 3 ‰	376 l/s 12 ‰	2000 l/s 20 ‰
k = 0,01	0,25	1,12	1,18	1,22	1,15	1,20
	0,40	1,14	1,20	1,28	1,20	1,28
	1,0	1,23	1,30	1,40	1,30	1,38
	1,5	1,29	1,38	1,46	1,35	1,43
$k = 0{,}15$	0,25	**1.0**	1,05	1,05	1,05	**1.0**
	0,40	**1.0**	1,10	1,10	1,10	1,05
	1,0	1,10	1,18	1,20	1,20	1,16
	1,5	1,15	1,25	1,25	1,25	1,21

[1] Voir directives de l'Abwassertechnische Vereinigung — RFA [8]

* * *

Nous traitons, en annexe, un certain nombre de questions nécessitant un développement mathématique plus important comme la justification des formules (13) et (14) ou d'importance secondaire pour les calculs : choix de la rugosité k à utiliser dans les calculs, évaluation globale des pertes de charge singulières et les conséquences d'une déformation de la section sous charge ou par un défaut de fabrication.

BIBLIOGRAPHIE

[1] W. Munz : *Die Formel von Prandtl — Colebrook und die Kanalisationstechnik*. SBZ Nr 8, 1973.

[2] A. Kropf : *Kritische Betrachtung zur Rohrhydraulik*. SBZ 23, 1966.

[3] J. Bruschin : *Calculs hydrauliques des canalisations dites « à parois lisses »*. BTSR n° 21, 1970.

[4] *** *Charts for the Hydraulic Design of Channels and Pipes*. Ministry of Technology, 3e édition (unités métriques), Londres, 1969.

[5] *** *Tables for the Hydraulic Design of Stormdrains, Sewers and Pipe-lines*. Ministry of Technology, 2e édition, Londres, 1969.

[6] A. Strickler : *Beiträge zur Frage der Geschwindigkeitsformel und der Rauhigkeitszahlen für Ströme, Kanäle und geschlossene Leitungen*. Mitteilungen des AW, Bern, 1923.

[7] A. Kropf : *Dimensionierung der Kanalisationen*. SBZ, mai 1945.

[8] *** *Richtlinien für die hydraulische Berechnung von Abwasserkanälen*. ATV, Arbeitsblatt A 110, octobre 1965.

[9] C. M. Schroeder, D. Knauf : *Über das hydraulische Widerstandsverhalten von Beton — und Stahlbetonrohren im Übergangsbereich*. gwf-wasser/abwasser Nr 113, 1972.

Annexe

1. Justification des formules (13) et (14)

Il s'agit de déterminer comment une variation du débit Q, qui devient dans les calculs $C_s Q$ avec $1{,}1 < C_s < 1{,}4$ influencera la perte de charge unitaire J et le diamètre de la canalisation.

En écoulement turbulent sur parois lisses :

$$Q = -2\,\frac{\pi D^2}{4}\,\sqrt{2g}\,\sqrt{DJ}\,\log\frac{2{,}51\,\nu}{\sqrt{2g}\,D\,\sqrt{DJ}}$$

après dérivations et réductions, on obtient

$$\frac{dQ}{Q} = 2{,}5\left(1 - \frac{0{,}26}{\log\dfrac{2{,}51\,\nu}{\sqrt{2g}\,D\,\sqrt{DJ}}}\right)\frac{dD}{D}$$

$$\frac{dQ}{Q} = 0{,}5\left(1 - \frac{0{,}43}{\log\dfrac{2{,}51}{\sqrt{2g}\,D\,\sqrt{DJ}}}\right)\frac{dJ}{J}$$

soit :

$$\frac{dQ}{Q} = (2{,}25 \text{ à } 2{,}33)\,\frac{dD}{D}$$

$$\frac{dQ}{Q} = (0{,}42 \text{ à } 0{,}445)\,\frac{dJ}{J}$$

lorsque $0{,}3 < D < 1{,}0$ m et $0{,}1 < J < 10$ % pour l'eau à 10°C.

En écoulement turbulent sur parois rugueuses :

$$\frac{dQ}{Q} = \left(2{,}5 + \frac{0{,}43}{\log\dfrac{3{,}7\,D}{k}}\right)\frac{dD}{D}$$

$$\frac{dQ}{Q} = 0{,}5\,\frac{dJ}{J}$$

soit :

$$\frac{dQ}{Q} = (2{,}5 \text{ à } 2{,}66)\,\frac{dD}{D}$$

$$\frac{dQ}{Q} = 0{,}5\,\frac{dJ}{J}$$

pour toutes valeurs de $k/D < 10^{-2}$ dans la première équation.

Dans la zone de transition correspondant au cas général d'utilisation des tuyaux industriels, les facteurs numériques prennent des valeurs intermédiaires et nous avons choisi comme une bonne approximation :

$$\frac{dQ}{Q} = 2{,}5\,\frac{dD}{D} \text{ et}$$

$$\frac{dQ}{Q} = 0{,}5\,\frac{dJ}{J}$$

correspondant à l'équation de Darcy (3) avec un coefficient de perte de charge pratiquement constant. Les formules (13) et (14) résultent de la division du terme $(C_s - 1)$ par les facteurs ci-dessus.

2. Choix de la rugosité k

Les essais de laboratoire, les différentes directives plus ou moins officielles, les fabricants, etc. donnent pour un même type de paroi (même matériau) des valeurs de la rugosité souvent assez différentes. Cette dispersion, normale d'ailleurs, est dépourvue, dans certaines limites bien entendu, d'importance pratique. En effet, comme nous l'avons déjà montré en [3] :

$$\frac{dQ}{Q} = -\left(\frac{1}{6} \text{ à } \frac{1}{12}\right)\frac{dk}{k}$$

en écoulement turbulent sur parois rugueuses et un même diamètre, pour $10^{-5} < k/D < 10^{-2}$. Ceci veut dire qu'une augmentation de la rugosité des parois ne produira qu'une diminution dix fois plus petite en moyenne de la capacité de transport de la canalisation (si k devient $2\,k$ alors Q devient $0{,}9\,Q$).

Dans la zone de transition, les facteurs numériques sont encore plus petits, soit de :

$$\frac{dQ}{Q} = \frac{0{,}43}{\left(1 + \dfrac{9{,}3\,\nu}{\sqrt{2g\,DJ}}\right)\log\left[\dfrac{k}{3{,}7\,D} + \dfrac{2{,}51\,\nu}{\sqrt{2g}\,D\,\sqrt{DJ}}\right]}\,\frac{d\,(k/D)}{k/D}$$

on obtient pour $k = 0{,}1$ mm, $0{,}3 < D < 1{,}0$ m, $0{,}1 < J < 10$ % et l'eau à 10°C, pour un même diamètre

$$\frac{dQ}{Q} = -\left(\frac{1}{7} \text{ à } \frac{1}{22}\right)\frac{dk}{k}$$

Dans les mêmes conditions, mais $k = 0{,}01$ mm

$$\frac{dQ}{Q} = -\left(\frac{1}{12} \text{ à } \frac{1}{142}\right)\frac{dk}{k}$$

où les facteurs les plus grands correspondent à la plus grande perte de charge (pente). L'utilisateur peut donc évaluer facilement la portée, sur les résultats de ses calculs, du choix d'une valeur de la rugosité plutôt que d'une autre.

3. Evaluation globale des pertes de charge dans les singularités

Les raccords et les pièces spéciales (coudes, tés, cônes, joints, etc.) sont au point de vue hydraulique des « singularités » — les pertes de charge correspondantes « h_s » sont qualifiées de « singulières » et évaluées comme une fraction ou multiple « ζ » de l'energie cinétique :

$$h_s = \zeta \frac{V^2}{2g}$$

La perte de charge ainsi calculée est la perte de charge totale produite par l'insertion de la singularité dans un long tronçon rectiligne et pas seulement celle ayant lieu dans la singularité même. Cela fait que, lorsque deux ou plusieurs singularités se trouvent très rapprochées les unes des autres, elles ne peuvent plus être considérées séparément.

Le coefficient ζ ne peut être déterminé théoriquement que dans quelques cas particuliers (par exemple : élargissement brusque — Borda), tous les autres, et il y en a une infinité, relèvent du domaine expérimental. Les multiples essais en laboratoire déjà exécutés ont confirmé ce que la théorie laisse entrevoir, que :

$$\zeta = f \left| \begin{array}{c} \text{paramètres caractérisant} \\ \text{la géométrie} \\ Re \end{array} \right|$$ [4]

Dans le cas des embranchements (T, Y), s'ajoutent encore les paramètres relatifs à la partition du débit.

Avec la grande diversité de formes disponibles couramment sur le marché, il n'est pas imaginable de trouver dans des formulaires des fonctions « ζ » caractéristiques pour chaque type de singularité et toutes conditions particulières d'insertion le long d'une canalisation. Il reste donc aux ingénieurs le soin d'évaluer ces pertes de charge au jugé, soit globalement, soit individuellement et par analogie avec les formes les plus courantes déjà étudiées expérimentalement.

Pour simplifier les calculs, les pertes de charge singulières seront évaluées comme une fraction des pertes de charge linéaires. Ainsi avec :

$$h_r = \lambda \frac{L}{D}\frac{V^2}{2g} \text{ et } h_r = \frac{V^2 L}{K^2 R^{4/3}}$$

[4] Nombre de Reynolds égal à VD/ν.

on aura :

$$\eta = \frac{h_s}{h_r} = \frac{D\Sigma\zeta}{\lambda L} \text{ ou } \frac{K^2 R^{4/3} \Sigma\zeta}{2g\, L}$$

En ordre de grandeur avec D et L en m et η en % :

$$\eta = 10^4 \frac{\Sigma\zeta}{L} \text{ ou } K^2 D^{4/3} \frac{\Sigma\zeta}{L}$$

D'ici, la perte de charge totale :

$$h_r + \Sigma h_s = \left(1 + \frac{\eta}{100}\right) h_r$$

et

$$C_s > 1 + \frac{\eta}{200}$$

4. Déformation de la section

Si les dimensions de la section ont une influence déterminante sur la capacité de transport d'une canalisation, une déformation de celle-ci ne produit, comme nous le montrerons, que peu d'effet.

Nous n'examinerons ici que le cas le plus courant, celui d'une ovalisation de 5 et 10 % (la section circulaire devient elliptique).

$$S_c = \frac{\pi D^2}{4} \qquad S_e = \pi ab$$

$$P_c = \pi D \qquad P_e = \pi\,(a + b) = \pi D$$

$$R_c = \frac{D}{4} \qquad R_e < R_c$$

$$5\ \%: \quad S = \frac{\pi}{4}\, 0{,}95 \times 1{,}05 D^2 \quad R = \frac{1}{4}\, 0{,}997 D$$

$$10\ \%: \quad S = \frac{\pi}{4}\, 0{,}9 \times 1{,}1 D^2 \quad R = \frac{1}{4}\, 0{,}99 D$$

La section ovalisée peut être calculée comme une section circulaire réduite avec $D = 4\,R$. Il s'en suit :

Ovalisation %	$\frac{dD}{D}$ %	$\frac{dQ}{Q}$ %	$\frac{dJ}{J}$ %
5	−0,3	−0,75	1,5
10	−1,0	−2,9	5

Adresse de l'auteur :
J. Bruschin, LHYDREP
67, rue de Genève
1004 Lausanne