4. HYDRAULIQUE

4.1. PERTES DE CHARGE PAR FROTTEMENT DANS LES TUYAUX POUR L'EAU

4.1.1. Formules empiriques

De nombreux auteurs, dont Prony, Flamant, Darcy et Lévy, ont proposé pour le calcul de ces pertes de charge des formules empiriques basées sur un certain nombre d'essais pratiques avec des types de tuyauteries et de joints ne correspondant plus aux fabrications modernes. D'autre part ces formules, d'application limitée, ne reflétaient pas la réalité physique des phénomènes et les résultats obtenus étaient parfois très approximatifs. Pour ces diverses raisons, elles ne sont plus guère utilisées.

La formule empirique de Williams et Hazen, bien que déjà ancienne, reste néanmoins en usage aux U.S.A. Elle est de la forme (en unités métriques)

$$J = 6{,}815 \left(\frac{V}{C_{wh}}\right)^{1{,}852} D^{-1{,}167}$$

le coefficient Cwh variant avec le diamètre des conduites et l'état de leur surface intérieure.

4.1.2. Formule de Colebrook résultant des expériences de Nikuradzé

avec:

$$J = \frac{\lambda}{D} \cdot \frac{V^2}{2\,g}$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -\,2 \log \left(\frac{k}{3{,}7\,D} + \frac{2{,}51}{Re\sqrt{\lambda}}\right)$$

J = perte de charge par frottement, en m de CE par m de tuyau.

? = coefficient de perte de charge.

D = diamètre du tuyau, ou diamètre hydraulique (voir § 4.5.B) pour les conduites non cylindriques, en m.

V = vitesse d'écoulement, en $m.s^{-1}$

g = accélération de la pesanteur, en $m.s^{-2}$ (= 9,81 à paris).

k = coefficient de rugosité équivalente de la paroi, en m.

Re = nombre de Reynolds = $\frac{VD}{\nu}$,

où la viscosité cinématique v de l'eau en $m^2.s^{-1}$ a pour valeur, à la pression normale

t °C	0	5	10	15	20	30	40	50	60	70	80	90	100
v x10^6	1,792	1,52	1,31	1,14	1,006	0,80	0,66	0,56	0,48	0,41	0,36	0,33	0,30

- **Choix du coefficient de rugosité**

Ce choix préalable conditionne la précision du calcul des pertes de charge par frottement Pour les conduites véhiculant de l'eau, il est lié à la fois à la nature des parois, à leur évolution dans le temps, et aux caractéristiques physico-chimiques de l'eau véhiculée.

- **tuyauteries lisses** non corrodables et dépôts improbables.

Ces conditions sont réunies avec des eaux non chargées parcourant des tuyauteries en matière plastique, fibro-ciment, ciment centrifugé ou tout matériau non corrodable ou pourvu d'un revêtement lisse de parfaite qualité. Le coefficient de rugosité à retenir dans la pratique est k = 0,1 mm, du fait des altérations minimes inévitables à terme, bien qu'on admette théoriquement k = 0,03 mm à l'état neuf. Pour l'ensemble des matériaux usuels, les coefficients de rugosité k sont les suivants, en conditions moyennes d'utilisation, joints compris

Matériau	**k (mm)**	**Matériau**	**k (mm)**
Acier neuf	0,1	Laiton-Cuivre-Plomb neufs	0,01
revêtement plastique revêtement lisse non poreux	0,03	Aluminium neuf	0,015-0,06
Fonte neuve	0,1-1	Béton neuf centrifugé	0,03
revêtement bitume	0,03-0,2	neuf/moules lisses	0,2-0,5
revêtement ciment	0,03-0,1	neuf/moules grossiers	1,0-2,0
Plastiques	0,03-0,1	Fibro-ciment neuf	0,03-0,1
		Grès vernissé	0,1-1

- **tuyauteries corrodables et dépôts probables**

Lorsque de telles tuyauteries sont parcourues par des eaux relativement agressives, corrosives, entartrantes ou chargées, on admet que le coefficient moyen de rugosité atteindra environ k = 2mm. Pour des eaux brutes non chlorées peu agressives et peu entartrantes, il devient k = 1 mm. Avec des eaux brutes peu chargées et des eaux filtrées qui ne sont ni agressives ni entartrantes et qui ont subi un traitement anti-algues, on peut admettre k = 0,5 mm.

Dans des conditions moyennes de qualité de l'eau, on peut également, en première approximation, adopter pour valeur J de la perte de charge dans les tables qui suivent, la moyenne arithmétique de celles trouvées dans les colonnes "tuyauterie neuve" et "tuyauterie encrassée".

- **Calcul suivant l'abaque universel**

Cet abaque (figure 247), valable pour les conduites industrielles à parois de rugosité hétérogène, donne les valeurs du coefficient ? à utiliser dans la formule de Colebrook en fonction du nombre de Reynolds Re correspondant aux conditions réelles de l'écoulement, et de la rugosité relative $\frac{k}{D}$ des parois.

Le tableau 58 donne les valeurs du rapport $\frac{\lambda}{D}$ tirées de l'abaque universel pour quelques valeurs usuelles du coefficient k.

Il permet de faciliter les calculs en déterminant globalement l'ensemble des pertes de charge par frottement et singulières ?h, exprimé en m de colonne d'eau,

$$\Delta h = JL + K\frac{V^2}{2g} = \left(\frac{\lambda}{D}L + K\right)\frac{V^2}{2g}$$

où:

L = longueur totale du tronçon, en m, à écoulement de vitesse V en $m.s^{-1}$..

K = somme des coefficients élémentaires de perte de charge dans les singularités successives de ce tronçon (voir § 4.2.).

Nota : si on appelle Le la longueur de conduite rectiligne équivalente aux singularités successives du tronçon, on a les relations suivantes

$$Le = \frac{K}{\frac{\lambda}{D}} \qquad \Delta h = \frac{\lambda}{D}(L + Le)\frac{V^2}{2g}$$

4.1.3. Canalisation déforme quelconque

Pour utiliser les formules précédentes, on utilise la notion de diamètre hydraulique Dh qui correspond au diamètre du tuyau cylindrique équivalent.

Si S est la section de la canalisation, p son périmètre :

$$Dh = \frac{4S}{p}$$

Pour une canalisation de section rectangulaire de cotes a et b

$$Dh = \frac{2\,ab}{a + b}$$

4.1.4. Canalisations circulaires non pleines

Soient

- q ($l.s^{-1}$) le débit évacué par une canalisation de diamètre D de pente p ($mm.m^{-1}$) et remplie à X % de son diamètre,
- Q ($l.s^{-1}$) le débit évacué par une canalisation de diamètre D débitant à pleine section avec une perte de charge p ($mm.m^{-1}$) égale à la pente.

Connaissant D et p (donc Q) le débit cherché q est donné par la relation

$$Q = mQ$$

m étant donné par le tableau ci-dessous en fonction de X.

X (%)	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75
m	0.08	0.13	0.185	0.25	0.32	0.40	0.50	0.58	0.67	0.74	0.82	0.89

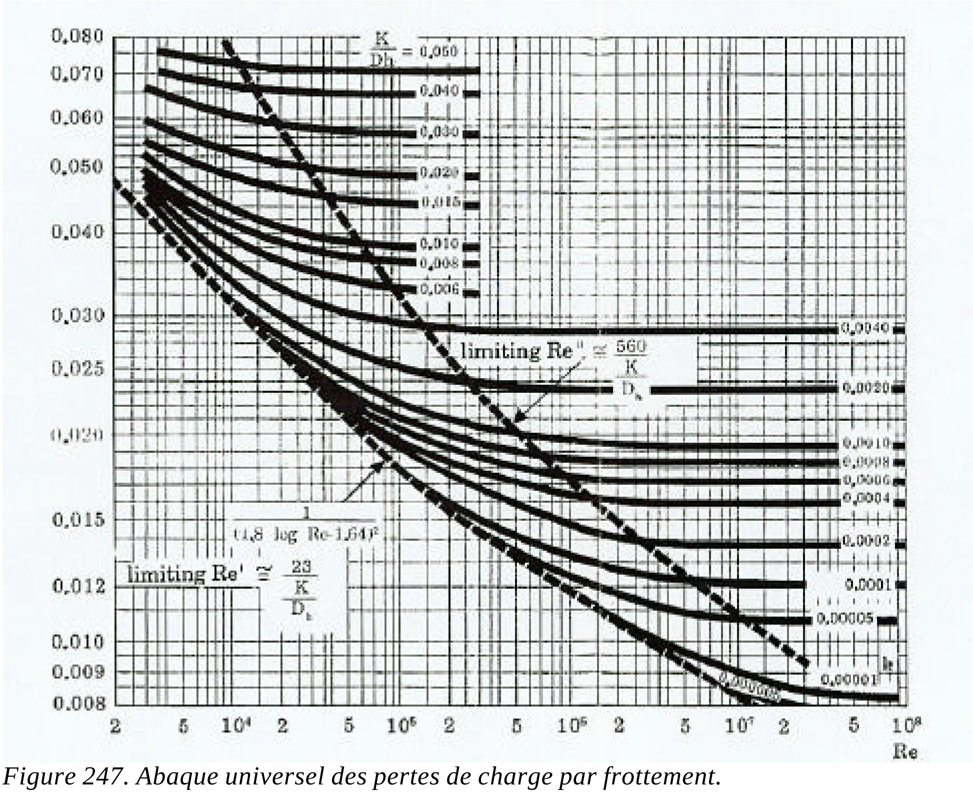


Figure 247. Abaque universel des pertes de charge par frottement.

Tableau 58. Variation du rapport $\frac{\lambda}{D}$

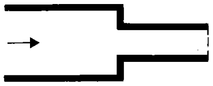
Diamètre mm	**Coefficient $\frac{\lambda}{D}$ pour une rugosité égale à :**			
	k= 0,1 mm	**k=0,5 mm**	**km = 1 mm**	**k=2mm**
0,025	1,26	2	2,84	
0,030	1,02	1,54	2,00	2,71
0,040	0,700	1,04	1,34	1,80
0,050	0,528	0,78	0,985	1,30
0,065	0,35	0,500	0,615	0,80
0,080	0,290	0,413	0,512	0,660
0,100	0,222	0,310	0,380	0,490
0,125	0,168	0,232	0,284	0,360
0,150	0,133	0,182	0,223	0,280
0,200	0,0935	0,128	0,153	0,190
0,250	0,0710	0,096	0,114	0,141
0,300	0,0573	0,076	0,090	0,110
0,350	0,0475	0,0625	0,0735	0,0900
0,400	0,0400	0,0530	0,0625	0,0758
0,450	0,0351	0,0460	0,0538	0,0650
0,500	0,0308	0,040	0,047	0,0566
0,600	0,0245	0,0322	0,0371	0,0477
0,700	0,0206	0,0266	0,0307	0,0368
0,800	0,0175	0,0225	0,0260	0,0310
0,900	0,0151	0,0194	0,0225	0,0267
1,000	0,0134	0,0170	0,0197	0,0234
1,100	0,01163	0,015	0,01754	0,0209
1,200	0,0104	0,01358	0,01583	0,01875
1,250	0,0102	0,0130	0,0150	0,0177
1,300	0,00946	0,0123	0,0142	0,01676
1,400	0,00878	0,01128	0,01307	0,01535
1,500	0,00827	0,104	0,0120	0,0140
1,600	0,00737	0,00956	0,01106	0,0131
1,700	0,00694	0,00882	0,0103	0,01235
1,800	0,00655	0,00833	0,00966	0,0111
1,900	0,00605	0,00773	0,00894	0,0104
2,000	0,00586	0,00735	0,0084	0,00980
2,100	0,00538	0,00690	0,00785	0,00928
2,200	0,00513	0,0065	0,00740	0,00881
2,300	0,00491	0,00621	0,00708	0,00834
2,400	0,00466	0,00591	0,00675	0,00791
2,500	0,00453	0,0056	0,0064	0,00745
Gamme des vitesses avec bonne approximation	1 à 3 $m.s^{-1}$	1 à 3 $m.s^{-1}$	= lm.s 1	= 0,5 $m.s^{-1}$

4.2. PERTES DE CHARGE SINGULIÈRES DANS LES TUYAUTERIES, RACCORDS, VANNES, ETC., POUR L'EAU

A. Rétrécissement brusque.

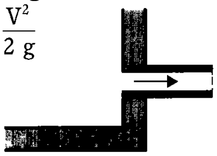
$$\Delta h = \frac{1}{2}\left(1 - \frac{D_2^2}{D_1^2}\right)\frac{V^2}{2\,g}$$

?h = perte de charge, en mètres d'eau.
V = vitesse moyenne après rétrécissement, en $m.s^{-1}$,
g = accélération de la pesanteur = 9,81 $m.s^{-2}$,
D_1= diamètre du tuyau avant rétrécissement, en m
D_2= diamètre du tuyau après rétrécissement, en m.



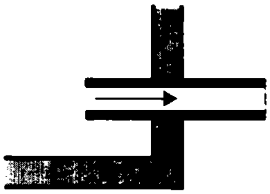
- **Cas particulier: départ d'une conduite**
à partir d'un grand réservoir

a) $\Delta h = \frac{1}{2}\,\frac{V^2}{2\,g}$



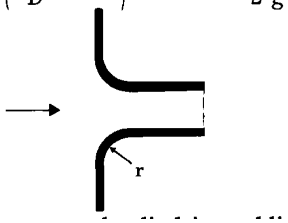
b) Avec saillie à l'intérieur du réservoir (saillie supérieure au 1/2 diamètre)
Ah = V

$$\Delta h = \frac{V^2}{2\,g}$$



c) Avec raccord à bords arrondis

$$\left(\text{si}\,\frac{r}{D} > 0{,}18\right)\ \Delta h = 0{,}05\,\frac{V^2}{2\,g}$$

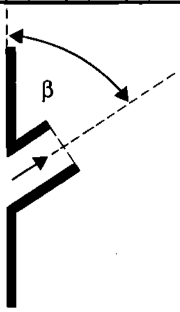


d) Avec raccord cylindrique oblique

$$\Delta h = K\,\frac{V^2}{2\,g}$$

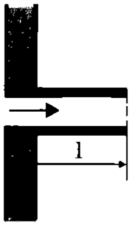
avec K = 0,5 + 0,3 cos ß + 0,2 $\cos^2$ß

ß	20°	30°	45°	60°	70°	80°	90°
K	0,96	0,91	0,81	0,70	0,63	0,56	0,50



e) Avec ajustage débitant à gueule bée

$$\Delta h = 1{,}5\,\frac{V^2}{2\,g}$$

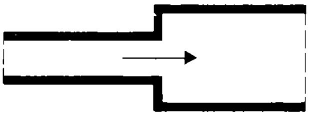


pour 2 D < I < 5 D

B. Élargissement brusque

$$\Delta h = \frac{(V_1 - V_2)^2}{2\,g} = \frac{V_1^2}{2\,g}\left(1 - \frac{D_1^2}{D_2^2}\right)^2$$

V1 = vitesse moyenne avant élargissement, en m.s^{-1}.
V_2 = vitesse moyenne après élargissement, en m.s^{-1}
D1 = diamètre du tuyau avant élargissement, en m.
D2 = diamètre du tuyau après élargissement, en m.

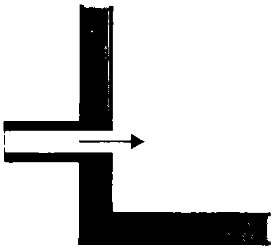


- **Cas particulier: arrivée d'une conduite dans un grand réservoir.**

$$\Delta h = \frac{V^2}{2\,g}$$

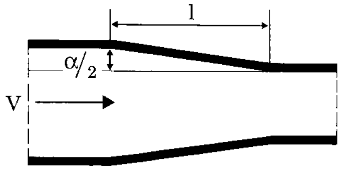
En général on a même davantage

$$\Delta h = \alpha\,\frac{V^2}{2\,g} \text{ avec } 1{,}06 < \alpha < 1{,}1$$



C. Cône convergent

$$\Delta h = \Delta h_1 + \Delta h_2$$



a) Perte par frottement (?h_l)

Évaluer la perte de charge Ah',, dans un tuyau cylindrique de même longueur et de section égale à la grande section;

$$\Delta h_1 = x\,\Delta h'_1$$

$$\text{avec } x = \frac{n(n^4 - 1)}{4(n-1)}$$

$$\text{où } n = \frac{D}{d}$$

D : diamètre d'entrée. d : diamètre de sortie.

b) Perte par décollement (?h_2)

$$\Delta h_2 = K\,\frac{V^2}{2\,g}$$

V= vitesse calculée dans la grande section, en m.s^{-1}

Valeurs de K :

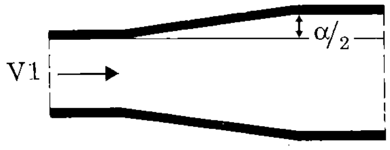
$n = \frac{D}{d}$	1,15	1,25	1,50	1,75	2	2,5
Angle au sommet						
6^0	0,006	0,018	0,085	0,23	0,5	1,5
8^0	0,009	0,028	0,138	0,373	0,791	2,42
10^0	0,012	0,04	0,2	0,53	1,05	3,4
15^0,	0,022	0,07	0,344	0,934	1,98	6,07
20^0	0,045	0,12	0,6	1,73	3,5	11
30^0	0,28	0,25	1,25	3,4	7	

D. Cône divergent

Formule de Lorenz:

$$\Delta h = \left(\frac{4}{3} \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}\right) \frac{V_1^2}{2\,g}$$

avec:
a = angle au sommet du divergent.
V1 = vitesse dans le tuyau avant le divergent.

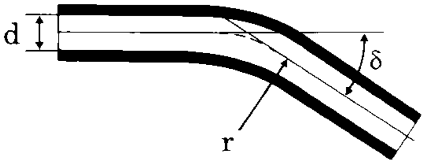


E. Coudes

a) Coudes arrondis:

$$\Delta h = K \frac{V^2}{2\,g}$$

Valeurs de K r= rayon de courbure du coude, en mètres. d= diamètre du tuyau, en mètres.



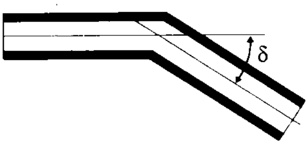
$\frac{r}{d}$	1	1,5	2	3	4
d= 22°5	0,11	0,10	0,09	0,08	0,08
d = 45°	0,19	0,17	0,16	0,15	0,15
d = 60°	0,25	0,22	0,21	0,20	0,19
d = 90°	0,33	0,29	0,27	0,26	0,26
d = 135°	0,41	0,36	0,35	0,35	0,35
d = 180°	0,48	0,43	0,42	0,42	0,42

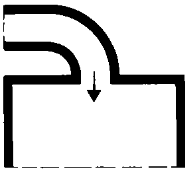
Coude débouchant dans un réservoir plein (K total)

d = 90°	0.68	1.64	1.62	1.61	1.61

Pour une « courbe 3 d »

$$2\ r = 3\ d, \text{ soit } \frac{r}{d} = 1{,}5$$





b) Coudes brusques

$$\Delta h = K \frac{V^2}{2\,g}$$

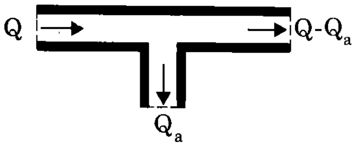
d	22° 5	30°	45°	601)	75°	90°
K	0,17	0,20	0,40 I	0,70	1,00	1,50

F. Pièces en T

On suppose que
- les branchements ont le même diamètre que le tuyau principal;
- les raccords sont à angles vifs.

a) Branchement de départ

$$\Delta h = K \frac{V^2}{2\,g}$$

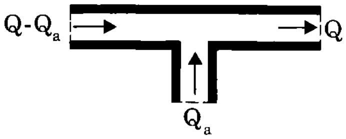


Q = débit total en $m^3.s^{-1}$
Q_a = débit dans le branchement de départ en $m^3.s^{-1}$.
V = vitesse du courant total en $m.s^{-1}$
Kb = coefficient relatif au branchement.
Kr = coefficient relatif à la partie rectiligne.

$\frac{Qa}{Q}$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
Kb Kr	(1,0) 0	1,0 0,004	1,01 0,02	1,03 0,04	1,05 0,06	1,09 0,10	1,15 0,15	1,22 0,20	1,32 0,26	1,38 0,32	1,45 (0,40)

b) Branchement d'amenée

$$\Delta h = K \frac{V^2}{2\,g}$$



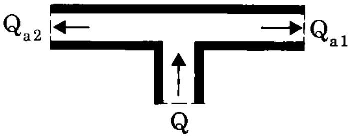
Q = débit total en mètres cubes par seconde.
Q_a = débit dans le branchement d'amenée, en $m^3.s^{-1}$.

$\frac{Qa}{Q}$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
Kb Kr	(-0,60) 0	- 0,37 0,16	- 0,18 0,27	- 0,07 0,38	+ 0,26 0,46	0,46 0,53	0,62 0,57	0,78 0,59	0,94 0,60	1,08 0,59	1,20 0,55

c) T symétrique, séparation des courants: (T en acier soudé)

$$Kr_1 = 1 + 0{,}3 \left(\frac{Qa_1}{Q}\right)^2$$

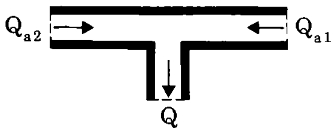
$$Kr_2 = 1 + 0{,}3 \left(\frac{Qa_2}{Q}\right)^2$$



d) T symétrique, réunion des courants

$$Kr_1 = 2 + 3\left[\left(\frac{Qa_1}{Q}\right)^2 - \frac{Qa_2}{Q}\right]$$

$$Kr_2 = 2 + 3\left[\left(\frac{Qa_2}{Q}\right)^2 - \frac{Qa_1}{Q}\right]$$

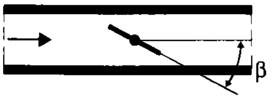


G. Vannes et robinets.

$$\Delta h = K\,\frac{V^2}{2\,g}$$

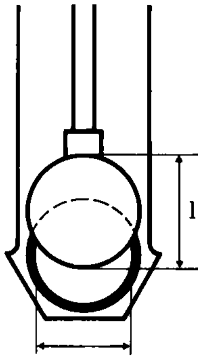
a) Vannes tournantes ou papillons

Le coefficient de perte de charge suivant le degré d'ouverture de la vanne dépend du profil hydrodynamique du papillon: le tableau ci-après donne, à titre indicatif, quelques valeurs usuelles, mais il est bon de se reporter aux tables des fabricants pour plus de précision.



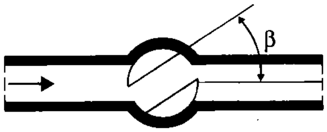
ß	0° - 5°	10°	20°	30°	40°	45°	50°	60°	70°
K	0,25à 0,30	0 52	1,54	3,91	10,8	18,7	32,6	118	751

b) Robinets vannes



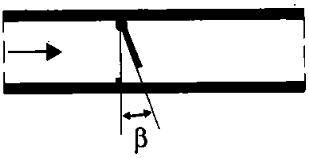
Valeur de l'abaissement de l'opercule $\frac{1}{d}$	0	$\frac{1}{8}$	$\frac{2}{8}$	$\frac{3}{8}$	$\frac{4}{8}$	$\frac{5}{8}$	$\frac{6}{8}$	$\frac{7}{8}$
K	0,12	0,15	0,26	0,81	2,06	5,52	17	98

c) Robinets à boisseau



(3	10°	20°	30°	401,	45°	501,	55°
K	0,31	1,84	6,15	20,7	41	95,3	275

d) Clapets à battant



	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°	60°	70°
K	90	62	42	30	20	14	9,5	6,6	3,2	1,7

H. Vannes ouvertes et raccords.

$$\Delta h = K \frac{V^2}{2g}$$

	K usuel	Variations de K
Vanne à sièges parallèles	0,12	0,08 à 0,2
Vanne à sièges obliques		0,15 à 0,19
Vanne d'angle		2,1 à 3,1
Vanne à pointeau		7,2 à 10,3
Robinet à soupape droit	6	4 à 10
Robinet à soupape d'équerre		2 à 5
Robinet à flotteur	6	
Robinet à boisseau		0,15 à 1,5
Clapet de retenue à battant	2 à 2,5	1,3 à 2,9
Clapet de pied (crépine exclue)	0,8	
Raccordement par manchon		0,02 à 0,07

Coefficients C_v d'une vanne

Pour certaines vannes et en particulier les vannes de régulation, la tendance est actuellement de donner, non plus la perte de charge sous cette forme, mais le œefficient de débit C_v pour les différentes ouvertures. Par définition, C_v est le débit d'eau de densité 1 exprimé en U.S. g.p.m, qui s'écoule au travers de la section contractée pour une perte de charge de 1 p.s.i., ce qui correspond sensiblement au débit d'eau en litres par min créant une perte de charge de 5 mbar, soit 0,05 m de CE.

Pour de l'eau on a donc

$$C_v = \frac{Q}{\sqrt{\Delta h}}$$

avec Q = débit en U.S. gpm,
?h = perte de charge p.s.i.

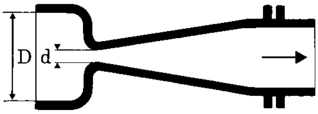
soit en unités décimales

$$C_v = 13{,}3\,\frac{Q}{\sqrt{\Delta h}}$$

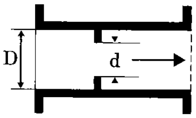
avec Q = débit en $l.s^{-1}$
?h = perte de charge en m de CE.

4.3. CALCUL DES SYSTÈMES DEPRIMOGENES

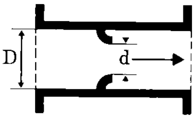
Tubes de Venturi



Diaphragmes



Tuyères



A. Calcul approché

$$h = K\frac{Q}{1000}\,\frac{V^2}{2\,g}\,(m^2 - 1),$$

soit

$$\frac{D^2}{d^2} = m = \sqrt{\frac{1000\;2\,gh}{K\rho V^2} + 1}$$

avec:
h = dépression créée par le dispositif, en mètres d'eau à 4 °C (masse volumique 1000 $kg.m^{-3}$).

K = coefficient expérimental (voisin de 1).
? = masse volumique du fluide dans les conditions réelles d'écoulement, en $kg.m^{-3}$
V = vitesse du fluide à l'entrée du dispositif en $m.s^{-1}$
g =accélération de la pesanteur, 9,81 $m.s^{-2}$.
D = diamètre du tuyau, en mètre.
d = diamètre de la veine liquide à son étranglement maximal, en mètre.
m = rapport de la section du tuyau à la section de la veine liquide à son étranglement maximal.

- **Calcul de l'ouverture d'un diaphragme:** le diamètre réel d_o de l'orifice d'un diaphragme est égal à = $\frac{d}{0{,}8}$.
- **Perte de charge d'un diaphragme** (pour Re > 10^5)

$$h = \frac{K}{1000}\,\frac{V^2}{2\,g}$$

avec

$$K = \left(1 + 0{,}707\sqrt{1 - \frac{d_0^2}{D^2}} - \frac{d_0^2}{D^2}\right)^2 \left(\frac{D^2}{d_0^2}\right)^2$$

pour un diagramme à bords effilés dont le diamètre d'orifice est d_0 exprimé avec la même unité que le diamètre intérieur de conduite D.

B. Calcul précis d'un système déprimogène de mesure: voir normes françaises NF X-10.101, NF X-10.102 et NF X-10.110.

Conditions d'installation: les diaphragmes, tuyères et venturi tuyères doivent être placés sur une canalisation droite, la portion amont ayant une longueur au moins égale à 10 D et la portion aval une longueur supérieure à 5 D, ces minima étant encore accrus pour les faibles étranglements. Pour les venturi classiques la longueur droite amont minimale n'est que de 1,5 à 6 D suivant le degré d'étranglement (norme X 10.102 p. 9 et 10).

La longueur d'un tube venturi est déterminée par les coefficients de forme normalisés (norme ci-dessus) et par le choix de l'étranglement D -d.

4.4. DÉBIT DES ORIFICES ET AJUTAGES

Débit $Q = kS\sqrt{2\,gh}$ ($m^3.s^{-1}$).

Vitesse moyenne $V = k\sqrt{2\,gh}$ ($m.s^{-1}$).

Avec

S = surface de l'orifice mesurée à sa section extrême extérieure (en m2).

g = accélération de lapesanteur 9,81 ms Z.

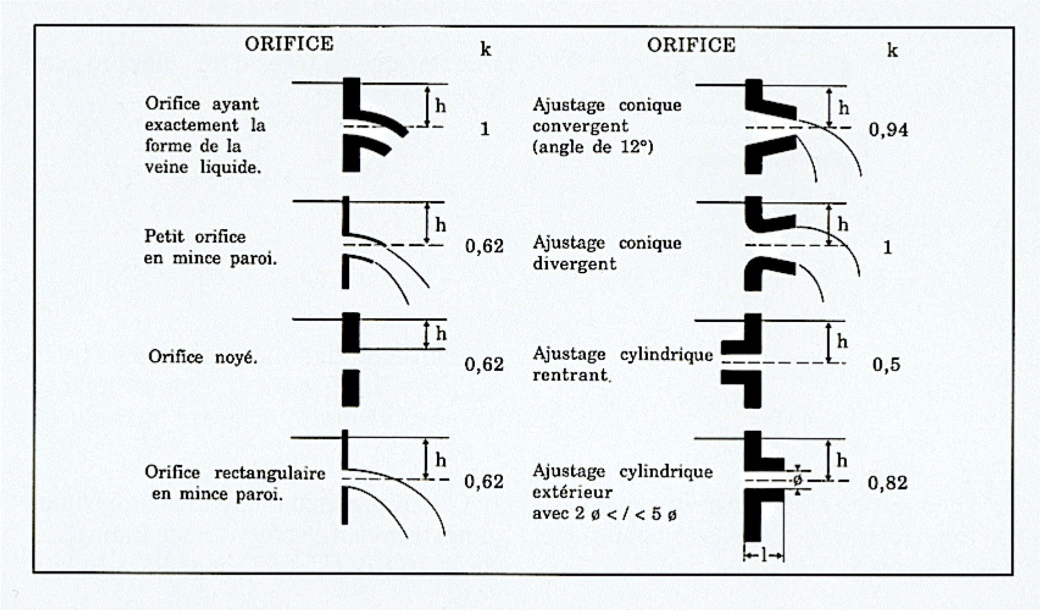
h = charge sur l'orifice mesurée du niveau amont du liquide jusqu'au centre de gravité de l'orifice (en m).

Entre le coefficient k utilisé ici et le coefficient K défini au § 4.2 existe la relation $k = k^{-2}$

Formule simplifiée pour k = 0,62 :

$$\underset{(m^3.h^{-1})}{Q} \simeq \underset{(cm^2)}{S} \; \underset{(m)}{\sqrt{h}}$$

- **Tube de Pitot:** ce mode de mesure des débits, bien qu'il ne soit pas normalisé, est fréquemment utilisé chaque fois que la construction ou la mise en place d'un organe déprimogène est difficile. Pour les mesures en conduite, l'extrémité recourbée du tube de Pitot réalisant les prises de pression est généralement placée suivant l'axe de la conduite.



La pression différentielle h_c obtenue représente la différence entre la pression statique et la pression totale, donc la pression dynamique vraie au point de prise de pression. Si V_c est la vitesse ponctuelle d'écoulement suivant l'axe, en ms' et V_m la vitesse moyenne d'écoulement, en $m.s^{-1}$ dans la section de diamètre D, en m, pour le débit Q en $m^3.s^{-1}$ d'un fluide de masse volumique p, en $kg.m^{-3}$, la pression différentielle a pour valeur, en mm de colonne d'eau :

$$h_c = \rho \frac{V_c^2}{2\,g} = \rho \left[\frac{0{,}2874\ Q}{D^2 \dfrac{V_m}{V_c}} \right]^2$$

où la masse volumique, dans les conditions de température absolue T, et de pression absoolue P d'écoulement, se déduit de ?*o* dans les conditions normales par la formule

$$\rho = \rho_0 \cdot \frac{P}{P_0} \cdot \frac{T_0}{T}$$

Lorsque l'écoulement est symétriquement réparti dans la section grâce à des longueurs droites suffisantes, le diagramme de la figure 248 donne les valeurs de Vm/Vcen fonction du nombre de Reynolds Re.

Pour les faibles valeurs de Re, une vitesse moyenne doit être recherchée en déplaçant le tube de Pitot dans la section d'écoulement.

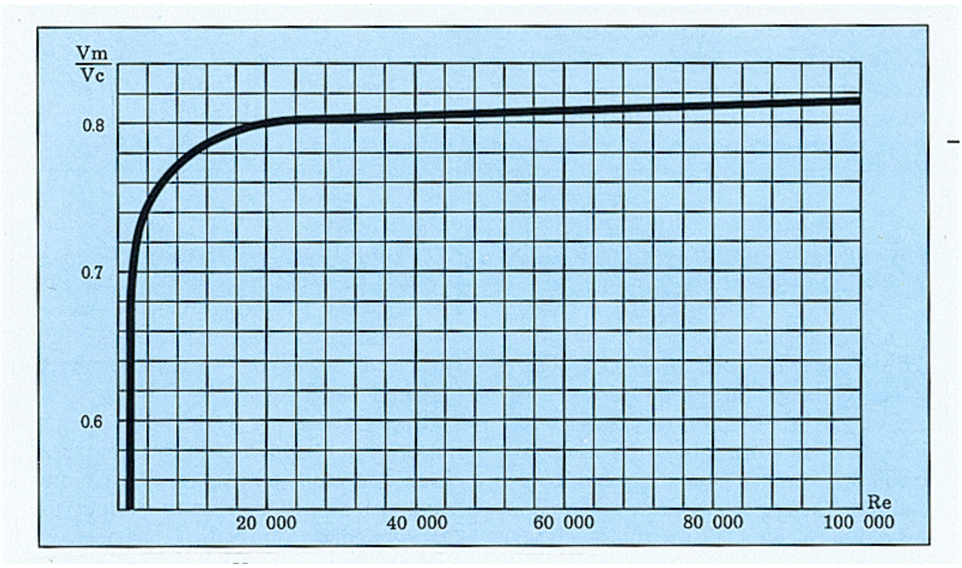


Figure 248. Valeurs de Vm/Vc pour les mesures au tube de Pitot

4.5.
ÉCOULEMENT DE L'EAU DANS LES CANAUX

A. Formules empiriques de calcul des pertes de charge par frottement.

Seules les formules suivantes restent encore d'un usage courant pour le calcul des pertes de charges par frottement, la formule de Manning-Strickler tendant à se généraliser en raison de sa simplicité et de son application générale à toutes les formes d'écoulement uniforme en canaux ou rivières

Formule de Bazin

$$V = \frac{87\sqrt{RI}}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$$

Formule de Manning-Strickler

$V = K_s R^{2/3} I^{1/2}$

où:

V = vitesse moyenne de l'écoulement dans la section, en $m.s^{-1}$;

R = rayon hydraulique ou rayon moyen, en m, égal au rapport de la section liquide dans le canal (m^2) au périmètre mouillé (m) ;

I = pente du canal, en mètre par mètre;

y et K_S = constantes de rugosité des parois.

Nature des parois	?	K_s
Parois très unies (enduit de ciment lissé, bois raboté)	0,06	100
Parois avec enduit de ciment ordinaire	-	90
Parois unies (briques, pierre de taille, béton brut)	0,16	70-80
Parois peu unies (moellons)	0,46	60-70
Parois de nature mixte (talus dressés ou perreyés)	0,85	50-60
Canaux en terre (talus ordinaires)	1,30	40
Canaux en terre avec fond de galets et parois herbeuses	1,75	25-35

La nature et la consistance des parois peuvent limiter la vitesse maximale admissible à proximité de celles-ci.

Le régime critique est atteint en canal de section rectangulaire de largeur I pour une hauteur d'eau H_c telle que $Q^2 = gl^2H^3_c$ au débit Q (soit une vitesse critique $V_c = \sqrt{gH_c}$).

Aux vitesses supérieures, l'écoulement est torrentiel: il obéit à des lois complexes et doit faire l'objet d'études spéciales (modèles mathématiques, maquettes, etc.). En-deçà, l'écoulement est dit fluvial avec $H > H_c$ et $V < V_c$ Dans les ouvrages de traitement d'eau, l'écoulement est le plus souvent de type fluvial; ces deux inégalités précédentes doivent donc être vérifiées.

En écoulement fluvial uniforme, la section mouillée et la vitesse sont constantes dans les profils successifs, les pertes de charge par frottement étant exactement compensées par la pente. L'application de la formule de Bazin ou de Manning-Strickler reliant la vitesse, le rayon hydraulique et la pente, permet de calculer l'une de ces valeurs connaissant les deux autres, c'est-à-dire trois des quatre paramètres suivants: débit, section mouillée, périmètre mouillé et pente.

A partir du niveau normal d'équilibre ainsi précisé, les surélévations locales du niveau, ou ressauts, résultants soit de mises en vitesse soit de restitutions d'énergie du fait de singularités, doivent être calculées comme indiqué au paragraphe C ci-dessous.

Dans les ouvrages de traitement d'eau où les longueurs droites sont généralement faibles, les variations de niveau dans les singularités ont une grande importance relative.

B. Emploi de l'abaque universel

Cet abaque (figure 247) donnant ? coefficient de perte de charge par frottements, s'applique également aux canaux à parois de rugosité hétérogène. Pour les canaux en béton, le coefficient de rugosité k est en moyenne de 0,5 mm (enduit lisse) à 2 mm (béton brut en conditions moyennes). La méthode de calcul est la même qu'en conduites (§ 4.1.2) en utilisant le diamètre hydraulique :

$$Dh = \frac{4\ S}{p_m}$$

S étant la section de canal occupée par l'eau et p_m le périmètre mouillé, exprimés m^2 où m

C. Calcul des pertes de charges singulières

Le calcul se conduit comme pour les tuyaux (§ 4.2), à partir de l'aval et pour la vitesse de l'écoulement fluvial uniforme obtenu. Les ressauts locaux amont traduisent les pertes de charge dans les singularités.

D. Perte de charge à travers une grille

$$\Delta h = K_1.K_2.K_3.\ \frac{V^2}{2\ g}$$

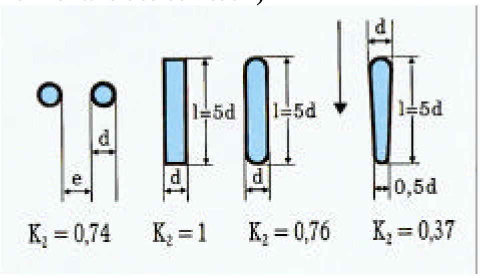
V = vitesse d'approche dans le canal, en $m.s^{-1}$

- Valeur de K_1 (encrassement).

- grille propre $K_1 = 1.$
- grille encrassée $K_1 = \left(\frac{100}{m}\right)^2$

Où m est le pourcentage de section de passage subsistant à l'encrassement maximal toléré.

- Valeurs de K2 (forme de la section horizontale des barreaux)



- Valeurs de K3 (section de passage entre barreaux).

$\frac{1}{4}\left(\frac{2}{e}+\frac{1}{h}\right)$	$\frac{e}{e+d}$									
4 e h	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0	245	51,5	18,2	8,25	4,0	2,0	0,97	0,42	0,13	0
0,2	230	48	17,4	7,70	3,75	1,87	0,91	0,40	0,13	0,01
0,4	221	46	16,6	7,40	3,60	1,80	0,88	0,39	0,13	0,01
0,6	199	42	15	6,60	3,20	1,60	0,80	0,36	0,13	0,01
0,8	164	34	12,2	5,50	2,70	1,34	0,66	0,31	0,12	0,02
1	149	31	11,1	5,00	2,40	1,20	0,61	0,29	0,11	0,02
1,4	137	28,4	10,3	4,60	2,25	1,15	0,58	0,28	0,11	0,03
2	134	27,4	9,9	4,40	2,20	1,13	0,58	0,28	0,12	0,04
3	132	27,5	10,0	4,50	2,24	1,17	0,61	0,31	0,15	0,05

e = espacement entre barreaux.
d = largeur des barreaux.
1 = épaisseur des barreaux.
h = hauteur immergée des barreaux, verticale ou oblique.

Ces différentes valeurs sont à exprimer avec la même unité.

E. Vitesse d'entraînement de quelques matériaux
- Profondeur d'eau 1 m, canaux rectilignes

	Diamètre en mm			Vitesse moyenne ms^{-1}		
Vase	0,005	-	0,05	0,15	-	0,20
Sable fin	0,050	-	0,25	0,20	-	0,30
Sable moyen	25	-	1,00	0,30	-	0,55
Argiles non compactées	--	-		0,30	-	0,40
Sable gros	1,00	-	2,5	0,55	-	0,65
Gravier fin	2,5	-	5	0,65	-	0,80
Gravier moyen	5	-	10	0,80	-	1,00
Gravier gros	10	-	15	1,00	-	1,20

- Corrections pour autres profondeurs d'eau

H (m)	0,3	0,5	0,75	1,0	1,5	2,5
k	0,8	0,9	0,95	1,0	1,1	1,2

4.6. DÉVERSOIRS

Le débit des déversoirs est donné par la formule générale :

$$Q = \mu l h \sqrt{2gh}$$

où:
Q = débit, en $m^3.s^{-1}$ (ou $l.s^{-1}$)
μ = coefficient de débit du déversoir
1 = longueur du seuil déversant, en m
h = hauteur de lame, en m (ou cm)
g = accélération de la pesanteur, en $m.s^{-2}$ (= 9,81 à Paris).

On désigne par ailleurs par P, la "pelle" ou hauteur du seuil au-dessus du fond amont, et par L la largeur du canal à l'amont du déversoir.

A. Déversoir rectangulaire en mince paroi avec vitesse d'approche faible

$\mu \simeq 0.40$

dans le cas d'une sortie de réservoir par exemple.

- Cas particulier du déversoir de trop-plein circulaire

$\mu \simeq 0{,}34$

pour un trop-plein de diamètre 0,20 m < Ø < 0,70 m avec entonnement
suffisant pour éviter toute réaction de l'aval.

B. Déversoir rectangulaire en mince paroi sur un canal

- **Déversoir sans contraction latérale** (1 = L), avec écoulement à nappe libre (figure 249)

Un déversoir est ainsi défini quand l'épaisseur e du seuil est moindre que la moitié de la charge h, quand l'écoulement est tel qu'il laisse un espace ? rempli d'air à pression atmosphérique entre la lame et la paroi aval du seuil, et quand la largeur de la lame déversante est exactement la même que celle du canal.

Le coefficient de débit μ est donné par l'une des formules suivantes

- Formule de BAZIN (1898), d'un emploi général en France:

$$\mu_1 = 0{,}405 + \frac{0{,}003}{h}\left[1 + 0{,}55\ \frac{h^2}{(h+P)^2}\right]$$

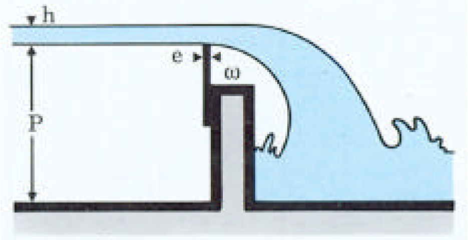


Figure 249.

-Formule proposée par la Société des Ingénieurs et Architectes Suisses (S.I.A.) :

$$\mu_2 = 0{,}410\left[1 + \frac{1}{1000\,h + 1{,}6}\right]\left[1 + 0{,}5\ \frac{h^2}{(h+P)^2}\right]$$

Ces formules, avec h et P exprimées en m, sont utilisables pour des hauteurs de lame h comprises entre 0,10 m et 0,60 m pour la formule de Bazin, et entre 0,025 m et 0,80 m pour celle de la S.I.A., cette dernière donnant des résultats légèrement inférieurs à ceux obtenus par la formule de Bazin.

Autres conditions d'application

- pour Bazin :P compris entre 0,20 et 2 m
- pour S.I.A : P supérieur à h.

Enfin, la mesure de h se fera à une distance du seuil au moins égale à cinq fois la hauteur maximale de lame. Si l'aération sous la nappe est insuffisante (nappe déprimée), le débit est accru et sa loi mal définie, ce qui n'est pas admissible pour un déversoir de mesure.

Débit en $l.s^{-1}$ par m de longueur de seuil selon Bazin(1)

Hauteur lame h (m)	**Hauteur de pelle P en mètres**								
	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,80	1,00	1,50	2,00
0,10	64,7	63,0	62,3	61,9	61,6	61,3	61,2	61,1	61,0
0,12	85,3	82,7	81,5	80,8	80,4	79,9	79,7	79,4	79,3
0,14	108,2	104,4	102,6	101,5	100,9	100,1	99,8	99,3	99,2
0,16	133,2	128,1	125,5	124,0	123,0	122,0	121,4	120,7	120,5
0,18	160,2	153,7	150,2	148,1	146,8	145,3	144,5	143,5	143,2
0,20	189,3	181,0	176,6	173,9	172,1	170,0	168,9	167,7	167,1
0,22	220,2	210,2	204,6	201,2	198,9	196,2	194,8	193,1	192,4
0,24	253,0	241,0	234,2	230,0	227,2	223,8	221,9	219,7	218,8
0,26	287,6	273,6	265,5	260,3	256,9	252,7	250,3	247,5	246,4
0,28	323,9	307,8	298,2	292,1	288,0	282,9	280,0	276,5	275,1
0,30	361,8	343,6	332,5	325,4	320,5	314,4	310,9	306,6	304,9
0,32		380,9	368,3	360,1	345,3	347,2	343,0	337,9	335,7
0,34		419,8	405,6	396,1	389,5	381,2	376,2	370,2	367,2
0,36		460,1	444,2	433,5	426,0	416,4	410,7	403,6	400,5
0,38		502,0	484,3	472,3	463,8	452,8	446,3	438,0	434,4
0,40		545,2	525,8	512,4	502,9	490,5	483,0	473,5	469,3
0,45		659,4	635,3	618,3	606,0	589,6	579,6	566,5	560,6
0,50			752,9	732,1	716,7	696,0	682,9	665,7	657,8
0,55			878,2	853,4	834,8	809,2	792,9	770,9	760,5
0,60			1011,1	982,1	960,0	929,2	909,3	881,9	868,7

1. Déversoirs rectangulaires en mince paroi sans contraction latérale.

Débit en $l.s^{-1}$ par m de longueur de seuil selon la S.I.A. (1)

Hauteur lame h (m)	**Hauteur de pelle P en mètres**									
	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,80	1,00	2,00	3,00
0,02	5,4	5,4	5,4	5,4	5,4	5,4	5,4	5,4	5,4	5,4
0,04	15,5	15,1	15,0	14,9	14,9	14,9	14,9	14,9	14,9	14,9
0,06	29,0	27,8	27,5	27,4	27,3	27,2	27,2	27,2	27,1	27,1
0,08	45,7	43,3	42,5	42,2	42,0	41,9	41,8	41,7	41,6	41,6
0,10		61,2	59,8	59,2	58,8	58,6	58,3	58,2	58,1	58,0
0,12		81,5	79,2	78,1	77,5	77,2	76,8	76,5	76,2	76,2
0,14		103,9	100,6	99,0	98,1	97,5	96,9	96,5	96,0	95,9
0,16		128,5	124,0	121,7	120,4	119,5	118,6	118,1	117,3	117,1
0,18		155,1	149,2	146,2	144,3	143,2	141,8	141,1	139,9	139,7
0,20			176,3	172,3	169,9	168,3	166,5	165,5	163,9	163,5
0,22			205,1	200,1	197,0	195,0	192,6	191,3	189,2	188,7
0,24			235,6	229,5	225,7	223,1	220,1	218,4	215,6	215,0
0,26			267,7	260,4	255,8	252,7	248,9	246,3	243,3	242,4
0,28			301,5	292,9	287,4	283,7	279,1	276,5	272,0	271,0
0,30				326,9	320,4	316,0	310,5	307,4	301,9	300,6
0,32				362,3	354,9	349,7	343,2	339,4	332,9	331,3
0,34				399,2	390,7	384,7	377,1	372,1	364,9	362,9
0,36				437,5	427,8	421,0	412,3	407,1	397,9	395,6
0,38				477,1	466,3	458,6	448,6	442,7	431,9	429,2
0,40					506,0	497,4	486,1	479,3	466,9	463,7
0,45					611,0	599,9	585,0	575,9	558,7	554,1
0,50						709,8	690,9	679,1	656,2	649,9
0,55						826,9	803,6	788,8	759,3	751,0
0,60							923,0	904,8	867,9	857,1
0,65							1048,9	1027,1	981,8	968,2
0,70							1181,0	1155,4	1100,9	1084,1
0,75							1319,3	1289,5	1225,0	1204,7
0,80								1429,5	1354,1	1329,9

1. Déversoirs rectangulaires en mince paroi sans contraction latérale.

- **Déversoir avec contraction latérale**

La S.I.A. a proposé pour μ la formule suivante

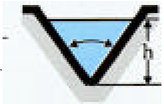
$$\mu = \left[0{,}385 + 0{,}025\left(\frac{l}{L}\right)^2 + \frac{2{,}410 - 2\left(\frac{l}{L}\right)^2}{1000\,h + 1{,}6}\right] \times \left[1 + 0{,}5\left(\frac{l}{L}\right)^4\left(\frac{h}{h+P}\right)^2\right]$$

lorsque $P \geqslant 0{,}30$ m ; $l > 0{,}31\,L$;
$0{,}025\,\frac{L}{l} \leqslant h \leqslant 0{,}80$ m ; $h \leqslant P$.

A signaler la formule simplifiée de Francis
$Q = 1{,}83\,(1 - 0{,}2\,h)\,h^{3/2}$
pour laquelle la surlargeur de part et d'autre du seuil doit être au moins égale à 3 h, la hauteur de lame étant mesurée à 2 m au moins vers l'amont.

C. Déversoir triangulaire en mince paroi

$$Q = \frac{4}{5} \mu \, h^2 \sqrt{2 \, gh.} \, tg \frac{\Theta}{2}$$



où:
Q = débit, en $m^3.s^{-1}$
µ = coefficient de débit du déversoir rectangulaire de Bazin en mince paroi sans contraction latérale (voir § 4.6.B)
h = hauteur de lame, en m
? = angle au sommet du déversoir.

Le débit d'un déversoir triangulaire peut se déduire du débit du déversoir rectangulaire sans contraction latérale, à hauteur de lame et pelle identique, en multipliant ce débit par

$$\frac{4}{5} h \, tg \frac{\Theta}{2}$$

Pour ? = 90 °, la formule de Thompson est parfois utilisée :

$$Q = 1{,}42 \, h^{\frac{5}{2}}$$

Cette formule est très approximative car elle ne tient pas compte de l'incidence de la pelle
.

4.7. PERTES DE CHARGE POUR UN FLUIDE QUELCONQUE

La formule générale des pertes de charge, en conduites de section quelconque comme en canaux, est de la forme:

$$?h = ?h_0 + ?h_1 + ...$$

En écoulement turbulent

$$\underbrace{\Delta h_0 = J_0 \, L_0}_{\text{(frottements)}} \quad + \quad \underbrace{10^{-5} \, K_o \, \rho \frac{v_0^2}{2}}_{\text{(singularités)}}$$

$$\text{avec } J_0 = 10^{-5} \, \rho \, \frac{\lambda}{D_h} \, \frac{v_0^2}{2}$$

En écoulement laminaire, la formule donnant $?h_0$ est la même avec

$$J_0 = 10^{-5} \, \frac{64}{Re \, D_h} \, \rho \frac{v_0^2}{2}, \, K_0$$

ayant alors des valeurs particulières à calculer à l'aide d'ouvrages spécialisés

Signification des symboles :
?h = perte de charge totale, en bars
$?h_1$, $?h_2$, etc. = pertes de charge élémentaires par tronçons de vitesse respective constante v_0, v_1, etc.
J_0 = coefficient de perte de charge par frottement, en bais par mètre de longueur de conduite (ou canal) à la vitesse v_0
L_0 = longueur de conduite (ou canal), en m, à vitesse v_0
K_0 = somme des coefficients de perte de charge des singularités à la vitesse v_0
? = masse volumique du fluide dans les conditions réelles de température et de pression de l'écoulement, en $kg.m^{-3}$
v_0, et v_1, etc. = vitesses du fluide dans les conditions réelles d'écoulement, en $m.s^{-1}$
? = coefficient donné par l'abaque universel (voir figure 247) en fonction du nombre de Reynolds

$$Re = \frac{v_o \, D_h}{\nu}$$

(ν = viscosité cinématique du fluide en $m^2.s^{-1}$ dans les conditions d'écoulement
- voir § 3.2.3, 3.3.3, 4.1.2 et en fonction de la rugosité relative

$$\frac{k}{D_h}$$

(k = coefficient de rugosité de la paroi, en m, donné .§ 4.1.2)

D_h = diamètre hydraulique de la conduite (ou du canal) en mètre $D_h = \frac{4\,S}{p_m}$ où S est la section de conduite (ou canal) occupée par le fluide, en m^2, et p_m le "périmètre mouillé" par le fluide dans cette section, en m. D_h est le quadruple du rayon hydraulique ou rayon moyen usuel. En conduite circulaire de diamètre D, D_h = D. Le calcul se conduit pour les pertes de charge par frottement comme indiqué § 4.1.2 (tuyauteries) et § 4.5 (canaux), et pour les pertes de charge singulières §4.2 et §4.5 Il est souvent d'usage de donner les valeurs des pertes de charge en mètres de CE (de masse volumique de l'eau1000 $kg.m^{-3}$ à 4 °C). Les formules précédentes deviennent alors

- en écoulement turbulent

$$\Delta h_0 = \frac{\varrho}{1000}\,\frac{\lambda}{D_h}\,\frac{v_0^2}{2\,g}\,L_0 + \frac{\varrho}{1000}\,K_0\,\frac{v_0^2}{2\,g}$$

$$= \frac{\varrho}{1000}\left(\frac{\lambda}{D_h}\,L_0 + K_0\right)\frac{v_0^2}{2\,g}$$

- en écoulement laminaire

$$\Delta h_0 = \frac{\varrho}{1000}\left(\frac{64}{Re\,D_h}\,L_0 + K_0\right)\frac{v_0^2}{2\,g},$$

où K_0 a des valeurs particulières à calcu1er à l'aide d'ouvrages spécialisés.

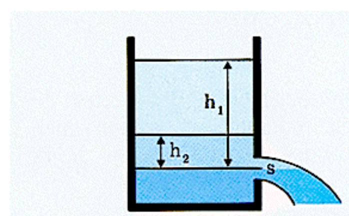
4.8 RENSEIGNEMENTS DIVERS

- **Temps de vidange d'un bac à section horizontale constante percé à sa base d'un orifice**

La durée de la vidange en secondes est

$$t = \frac{2\,S\,(\sqrt{h_1} - \sqrt{h_2})}{ks\,\sqrt{2g}}$$

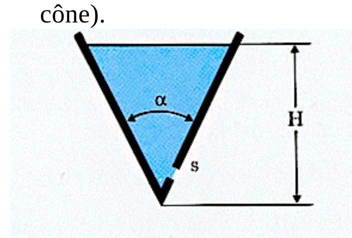
S = surface du bac en cm^2.
s = surface de l'orifice en cm^2.
k = coefficient de contraction de l'orifice (voir § 4.4).
g = accélération de la pesanteur: 981 $cm.s^{-2}$.
h_1 = hauteur initiale d'eau au-dessus de l'orifice en cm.
h_2 = hauteur finale d'eau au-dessus de l'orifice en cm.
(h_2 = 0 pour une vidange totale).



- **Temps de vidange d'un bac conique**

$$t = \frac{2\pi}{5}\cdot\frac{tg^2\,\frac{\alpha}{2}}{ks\,\sqrt{2g}}\cdot (H)^{5/2}$$

(en supposant que l'orifice est à la base du cône).



- **Pompes**

La puissance à fournir, en kW, est

$$P = \frac{Q(H + h)}{r \times 366}$$ pour de l'eau.

Q = débit à fournir, en $m^3.h^{-1}$
H = hauteur totale d'élévation statique (mètres de CE).
h = perte de charge dans les tuyaux (mètres de CE).
r =Rendement de la pompe (de 0,6 à 0,9).
En principe, on doit avoir

$$h < \frac{H}{10}.$$

Lorsque la vitesse de rotation N devient N' = kN, les caractéristiques des pompes centrifuges suivent les relations:

$Q' = kQ$; $H' = k^2H$; $P'=k^3P$
Le rendement est pratiquement indépendant des vitesses de rotation.

- **Moteurs hydrauliques**

La puissance fournie, en kW, est

$$P = \frac{QHr}{366}.$$

Q = débit en $m^3.h^{-1}$.
H = hauteur de la chute d'eau en mètres.
r = rendement de la turbine.

	Valeurs de r
Roue hydraulique	0,70 à 0,75
Turbine hélice et turbine Francis	0,70 à 0,88
Turbines Kaplan et Pelton	0,70 à 0,92