

Aide-mémoire d'hydraulique générale

Outils et méthodes de calcul

Régis Bourrier

EXPERTISE
TECHNIQUE
EDITIONS
LE MONITEUR



Table des matières

Sommaire	5
Avant-propos	7
Liste des sigles.....	9
CHAPITRE 1 Hydrosphère et hydraulité.....	11
Fiche 1.01 Bilan hydrique du cycle de l'eau.....	12
Fiche 1.02 Quantification des flux d'eau en France.....	14
Fiche 1.03 Caractérisation hydraulique des milieux et des écoulements.....	15
Fiche 1.04 Typologie des usages de l'eau	18
Fiche 1.05 Interface d'hydrologie et d'hydraulique	20
CHAPITRE 2 Écoulements naturels et superficiels.....	23
Fiche 2.01 Pluviométrie et données hydrologiques	24
Fiche 2.02 Évaporation et évapotranspiration	26
Fiche 2.03 Capacité d'infiltration	28
Fiche 2.04 Intensité, durée, fréquence (IDF).....	31
Fiche 2.05 Formules IDF.....	32
Fiche 2.06 Construction des hyétogrammes.....	38
Fiche 2.07 Génération des débits <i>maxima</i>	39
Fiche 2.08 Méthode rationnelle des écoulements	41
Fiche 2.09 Méthode superficielle des écoulements	44
Fiche 2.10 Méthode du <i>curve number</i> (SCS-CN ou NRC)	46
Fiche 2.11 Exemple réel de calculs comparatifs	51
CHAPITRE 3 Rétention et maîtrise des écoulements	55
Fiche 3.01 Méthode « des pluies ».....	56
Fiche 3.02 Méthode des volumes.....	58

Fiche 3.03	Dispositions conceptuelles des systèmes de rétention	61
Fiche 3.04	Calcul des forces de pression d'un réservoir	66
CHAPITRE 4	Écoulements en milieux poreux	69
Fiche 4.01	Nappes souterraines et sources	70
Fiche 4.02	Porosité et perméabilité	71
Fiche 4.03	Expérience de Darcy	74
Fiche 4.04	Mesures de la perméabilité	79
Fiche 4.05	Écoulement à travers les terrains perméables	82
Fiche 4.06	Condition d'écoulement des nappes en surface	87
Fiche 4.07	Conditions de captage des eaux souterraines	88
Fiche 4.08	Débitance d'un puits captant	91
Fiche 4.09	Débitance d'un captage à drains rayonnants	94
Fiche 4.10	Appréciation de la puissance d'une nappe	96
Fiche 4.11	Protections des nappes	98
Fiche 4.12	Ouvrages de captage	102
CHAPITRE 5	Écoulement à surface libre	105
Fiche 5.01	Caractéristiques physiques des cours d'eau	106
Fiche 5.02	Caractéristiques hydrologiques et hydrographiques	111
Fiche 5.03	Caractéristiques hydrauliques des régimes d'écoulements	113
Fiche 5.04	Régime uniforme et permanent d'écoulements	118
Fiche 5.05	Régime d'écoulement varié	123
Fiche 5.06	Régime d'écoulement non uniforme et permanent	130
Fiche 5.07	Régime d'écoulement dynamique non uniforme	138
Fiche 5.08	Régime d'écoulement brusquement varié (EBV)	143
Fiche 5.09	Régime d'écoulement varié espace-temps (de Muskingum)	149
CHAPITRE 6	Écoulements sur obstacles ou aménagements	153
Fiche 6.01	Méandres de rivière	154
Fiche 6.02	Écoulement oscillatoire naturel	156

Fiche 6.03	Écoulements d'étiages et de montée de crue sur lit de dunes	157
Fiche 6.04	Écoulement à travers un rétrécissement	159
Fiche 6.05	Écoulement au-dessus d'une marche-seuil	160
Fiche 6.06	Écoulement au-dessus d'un obstacle bas	163
Fiche 6.07	Torrent en escalier hydraulique	164
Fiche 6.08	Vannes de fond ou de demi-fond	165
CHAPITRE 7	Ouvrages d'art et aménagements hydrauliques	167
Fiche 7.01	Canaux de navigation et ouvrages connexes	168
Fiche 7.02	Barrages et digues	171
Fiche 7.03	Quais et appontements	173
Fiche 7.04	Traversées et passages hydrauliques	174
CHAPITRE 8	Écoulements des débits solides et décantation	177
Fiche 8.01	Décantation statique	178
Fiche 8.02	Décanteur longitudinal en sortie de milieu agraire	182
Fiche 8.03	Décantation lamellaire	185
CHAPITRE 9	Amenées d'eaux gravitaires	189
Fiche 9.01	Perte de charge, débit et vitesse	190
Fiche 9.02	Conception d'un canal	194
CHAPITRE 10	Écoulements en canalisations	199
Fiche 10.01	Charge, ligne de charge et perte de charge	200
Fiche 10.02	Conduites en parallèle	207
Fiche 10.03	Écoulement libre uniforme en canalisation	209
Fiche 10.04	Écoulement en charge normalisé	217
Fiche 10.05	Paramètres du diagramme de Moody	218
Fiche 10.06	Écoulements transitoires en canalisation	220
Fiche 10.07	Écoulement dans les siphons	223
Fiche 10.08	Écoulement à travers les grilles	227

Fiche 10.09	Écoulement à travers les orifices	228
Fiche 10.10	Écoulement sur les seuils déversoirs	229
Fiche 10.11	Déversement dans l'ouverture de radier	233
Fiche 10.12	Déversoir à orifice parabolique dit « Leaping Weir »	234
Fiche 10.13	Déversement siphonide	236
CHAPITRE 11	Éléments constitutifs des réseaux et des ouvrages	237
Fiche 11.01	Canalisations et accessoires	238
Fiche 11.02	Appareillages connexes	242
Fiche 11.03	Ouvrages d'assainissement	245
Fiche 11.04	Rétention des flottants et protections	247
Fiche 11.05	Réservoirs et châteaux d'eau	248
Fiche 11.06	Fontaines et bassins d'agrément	250
CHAPITRE 12	Conception des réseaux d'assainissement	253
Fiche 12.01	Réseaux d'eaux usées	254
Fiche 12.02	Réseaux d'eaux pluviales	256
Fiche 12.03	Réseaux équipés d'aéro-éjecteurs	263
Fiche 12.04	Réseaux sous vide	266
CHAPITRE 13	Distribution en réseaux sous pression	271
Fiche 13.01	Pressions admissives et de service	272
Fiche 13.02	Configuration des réseaux, ouvrages et organes associés	273
Fiche 13.03	Mode de calcul d'un réseau ramifié	276
Fiche 13.04	Méthodes de calcul des réseaux maillés	279
Fiche 13.05	Service en route avec réservoirs	286
Fiche 13.06	Liaisons entre réservoirs	287
CHAPITRE 14	Stations de pompage et équipements associés	291
Fiche 14.01	Constituants des stations de pompage	292
Fiche 14.02	Typologie des pompes	294

Fiche 14.03	Méthodologie de conception ou de contrôle fonctionnel	298
Fiche 14.04	Stations de pompage particulières.....	311
Fiche 14.05	Pompages à énergie durable.....	316
Fiche 14.06	Énergie hydroélectrique.....	321
Fiche 14.07	Énergie hydrolienne.....	323
CHAPITRE 15	Coup de bélier dans les conduites.....	325
Fiche 15.01	Description du phénomène	326
Fiche 15.02	Protection contre le coup de bélier	328
Fiche 15.03	Estimations des surpressions, dépressions	332
CHAPITRE 16	Métriologie des écoulements à surface libre	335
Fiche 16.01	Mesures des vitesses d'écoulements.....	336
Fiche 16.02	Mesures des hauteurs-vitesse par faisceau Doppler	338
Fiche 16.03	Mesures sur canal Venturi	339
Fiche 16.04	Mesures à travers un orifice	340
Fiche 16.05	Mesures de pression : pression absolue et pression relative	341
Fiche 16.06	Mesures de niveau par effet de la pression.....	342
Fiche 16.07	Débitmètre à ultrasons au-dessus de l'écoulement	348
Fiche 16.08	Débitmètre à canaux et seuils jaugeurs.....	349
Fiche 16.09	Mesures sur cordes de vitesses par ultrasons.....	350
Fiche 16.10	Mesures par organe déprimogène	351
Fiche 16.11	Mesures du débit par rotamètre	355
	Annexes.....	357
ANNEXE A1	Coefficients de rugosité K_s	359
ANNEXE A2	Tables de pertes de charge dans les conduites d'eau	361
	Index	371

Rétention et maîtrise des écoulements

Les écrêtements de flots (non maîtrisés) résultent des limites de capacités hydrauliques en aval, qui ne peuvent être évacuées instantanément (fig. 3.1).

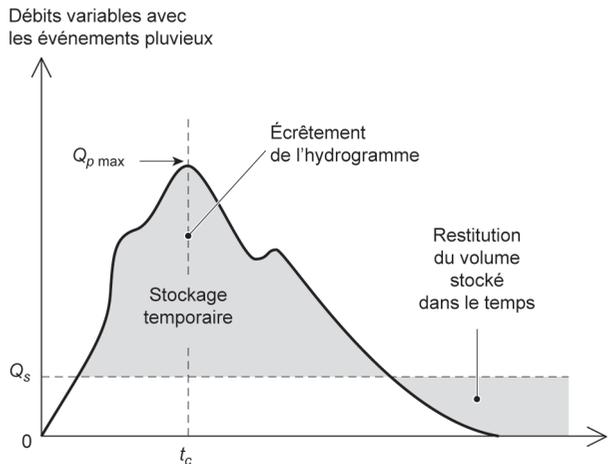


Fig. 3.1 Mécanisme d'une retenue : écrêtement de l'hydrogramme d'entrée et restitution en aval à débit Q_s constant dans le temps

Lors d'une précipitation, si l'on admet que le volume d'eau apporté par une pluie de hauteur h est une fraction C du volume d'eau tombé sur l'ensemble du bassin-versant de superficie S , ce volume V est traduit par l'expression simple :

$$V = C \cdot S \cdot h$$

où le produit $C \cdot S$ est la surface active du bassin-versant considéré, ou la surface potentielle S (en m^2) de production d'une hauteur de pluie h (en m) générant le volume écoulé V (en m^3).

FICHE
3.01

Rétention et maîtrise des écoulements

Méthode « des pluies »

La hauteur vidangée (en mm) au temps t (en min) est $h(t)$, soit une hauteur maximum stockée :

$$\Delta h_{\max}(t) = H(F,t) - h(t)$$

La détermination du volume utile de stockage V (en m^3) est (voir fiche 3.03, fig. 3.2) :

$$V = 10 \Delta h_{\max}(t) \cdot S_a$$

avec :

10 : l'homogénéité des unités (1 mm = 10 m^3/ha) ;

S_a : la surface active (en ha).

Pour déterminer le temps d'équilibre t entre les temps de remplissage et de vidange, on fait intervenir l'intensité durée fréquence (IDF) sur 24 heures du type exponentiel, par exemple :

$$I_m(t,F) = A_{(F)} \cdot t^{B(F)}$$

d'où l'équation de la lame d'eau spécifique de débit q_s (en mm/min) :

$$A_{(F)} \cdot t^{(1-B(F))} = q_s \cdot t$$

et on peut extraire :

$$t = t_{\max} = \left(\frac{60\,000 \cdot q_s}{A^{(1-B)} \cdot S_a} \right)^{\frac{1}{B}}$$

alors le terme Δh peut être déterminé analytiquement et le volume devient :

$$V_{(h,t,T)} = 10 \left[\frac{-B \cdot q_s}{1+B} \right] \left[\frac{q_s}{A(1+B)} \right]^{\frac{1}{B}} \cdot S_a$$

où q_s est le débit spécifique d'évacuation de la retenue exprimé dans la même unité que l'intensité déterminée par les paramètres A et B en mm/min.

IMPORTANT

La méthode des pluies est applicable uniquement aux petits bassins versants.

Le dimensionnement d'un bassin de rétention de zone relatif à une superficie de 20 ha, générant une surface drainée de 10 ha (coef. $C = 0,50$) doit satisfaire aux caractéristiques suivantes :

- le débit de fuite supposé constant est de 0,05 m^3/s , (approximativement la pluie mensuelle) ;
- la formule d'intensité d'une pluie d'une durée t (en min) pour un temps de retour $T = 10$ ans a une expression mieux adaptée avec la formule homographique (voir fiche 2.06, § 2) ;
- la lame d'eau précipitée h (en mm) est :

$$h(t, T) = t \cdot i(t, T)$$

– le volume ruisselé V_r (en mm) entrant dans l'ouvrage sur une durée de pluie t (en min) égal à :

$$V_r(t, T) = h(t, T) = \frac{43t}{t+10} \text{ (à Paris)}$$

Méthode « des pluies »

– le calcul du volume évacué V_e (en mm) par la vidange au temps d'équilibre au bout d'une durée t (en min) est :

$$V_e(q_S, t) = t \cdot q_S$$

– le volume à stocker de chaque élément de pluie V_{stock} (en mm) de durée t (en min), comprise entre 1 min et 1 440 min est :

$$V_{stock}(q_S, t, T) = V_e(T, t) - V_e(q_S, t)$$

– le volume maximum stocké dans l'ouvrage résultant après vidange est (en m³) :

$$V_{stock\ max}(q_S, t, T) = 10 \cdot S_C \cdot V_{stock}(q_S, T)$$

– les volumes ruisselés et évacués, avec un débit de vidange de 0,05 m³/s, soit $q_S = \frac{50 \text{ l} \times 60 \text{ min}}{10 \cdot 10^4 \text{ ha}} = 0,3 \text{ mm / min}$, sont incrémentés selon la durée des pluies (tab. 3.1).

Tab. 3.1 Évolution des volumes selon la durée des pluies (60 min)

Durée de l'averse t (min)	Lame d'eau précipitée $V_r(t, T)^{(1)}$ (mm)	Volume d'eau évacuée $V_e(q_S, t)^{(2)}$ (mm)	Volume d'eau à stocker $V_{stock}(q_S, t, T)^{(3)}$ (m ³)
1	2	3	4
10	21,50	3,0	1 850
15	25,80	4,5	2 130
20	28,67	6,0	2 267
30	32,25	9,0	2 325*
45	35,18	13,5	2 168
60	36,86	18,0	1 886

(1) $V_r(t, T) = (43 \times t) / (t + 10)$
(2) $V_e(q_S, t) = 0,3 \times V_r(t, T)$
(3) $V_{stock}(q_S, t, T) = (V_r(t, T) - V_e(q_S, t)) \times 10 \times \frac{10^4}{10^3}$

– les valeurs résultantes de dimensionnement sont donc :

$$V_{stock}(T) = \max[V_r(t, T) - V_e(q_S, t) \cdot S_C]$$

– la durée critique de la pluie :

$$\theta = 30 \text{ min}$$

– le volume maximum à stocker $V_{stock} = 2\ 325 \text{ m}^3$ (voir * tab. 3.1, à porter à 2 500 m³ pour tenir compte d'un volume mort au fond pour décantation...).

Méthode des volumes

L'application de cette méthode revient à calculer un volume V en fonction du temps t , le volume stocké sera maximal quand :

$$\frac{dV}{dt} = 0 \Leftrightarrow \frac{dV_1}{dt} = \frac{dV_2}{dt}$$

Le temps t ainsi calculé, correspond à l'instant où le débit d'apport devient égal (puis supérieur et inférieur) au débit de fuite.

À l'instant t , le volume d'apport de la superficie active S_a est :

$$V_1 = h(t) \cdot S_a = i(t) \cdot t \cdot S_a$$

Le volume sorti (débit Q_f) jusqu'au temps t d'équilibre est :

$$V_2 = Q_f \cdot t$$

Le volume à stocker est :

$$V = V_1 - V_2$$

Pour une période de retour F , l'intensité d'une pluie de durée t est du type (voir fiche 2.06) :

$$i(F) = \frac{a(F)}{t + b(F)} \quad \text{ou} \quad i(F) = A(F) \cdot t^{-B(F)}$$

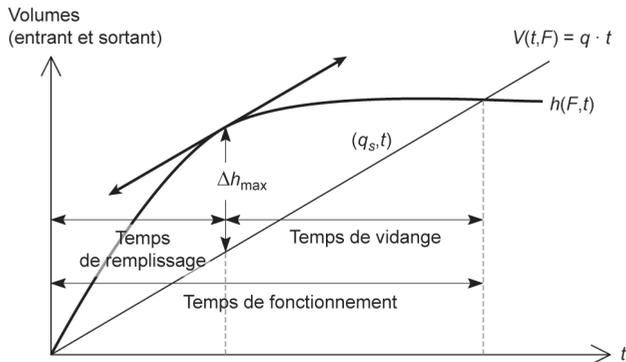


Fig. 3.2 Temps de fonctionnement, de remplissage et de vidange

Avec une fonction homographique d'intensité $i(F)$ (voir fiche 2.06, § 2), on obtient :

$$t = \left(\frac{a(F) \cdot C \cdot S \cdot b(F)}{Q_f} \right)^{\frac{1}{2}} - b(F)$$

$$V = h \cdot C \cdot S - Q_f \cdot t = \left(\frac{a(F) \cdot C \cdot S \cdot t}{t + b(F)} \right) - Q_f \cdot t$$

Méthode des volumes

Avec la fonction exponentielle d'intensité $i(F)$ (voir fiche 2.06, § 1), on notera les limites lorsqu'on a de très petits débits de fuite, et on obtient :

$$t = \left(\frac{C \cdot S \cdot A(F)(1 - B(F))}{Q_f} \right)^{\frac{1}{B(F)}}$$

$$V = C \cdot S \cdot A(F) \cdot t^{1-B(F)} - Q_f \cdot t$$

avec :

a, b et A, B : les paramètres d'intensité de fréquence F (en m) ;

Q_f : le débit de vidange (et de fuite d'infiltration) (en m^3/min) ;

S : la surface active (en m^2) ;

C : le coefficient de ruissellement ;

t : le temps (en min).

EXEMPLE**Application et démonstration**

Considérons une intensité des pluies i de fréquence décennale en région parisienne (voir fiche 2.05, fig. 2.4) – formules Météo-C. Calvet ④ ⑤ et Setra ③, soit :

$$i = \frac{51,5}{t+15} \text{ ④ ou } i = 5,15 \cdot t^{-0,523} \text{ ⑤ ou } i = 20,5 \cdot t^{-0,875} \text{ ③}$$

sur un bassin-versant de 200 ha canalisé, soit 2 millions de m^2 , avec un coefficient d'apport de 0,50 et un débit de vidange de $1 \text{ m}^3/\text{s}$, soit $60 \text{ m}^3/\text{min}$.

Le volume V à partir de la formule d'intensité ④ est obtenu au temps t :

$$t = \left(\frac{0,0515 \times 2\,000\,000 \times 0,5 \times 15}{60} \right)^{0,5} - 15 = 98 \text{ min}$$

$$V = \frac{0,0515 \times 2\,000\,000 \times 0,5 \times 98}{98 + 15} - 60 \times 98 = 38\,784 \text{ m}^3$$

Le volume à partir de la formule ⑤ n'est pas applicable. En effet, on a constaté sur les résultats obtenus des écarts, entre les temps et les volumes, beaucoup trop importants, portant la hauteur de pluie décennale recueillie à 79,56 mm.

Également peu satisfaisante la formule ① de la circulaire.

En revanche, le volume à partir de la formule ③ donnerait :

$$t = \left(\frac{0,5 \times 2\,000\,000 \times 0,0205 \times (1 - 0,875)}{60} \right)^{\frac{1}{0,875}} = 73 \text{ min}$$

$$V = 0,5 \times 2\,000\,000 \times 0,0205 \times 73^{(1 - 0,875)} - 60 \times 73 = 30\,668 \text{ m}^3$$

Ce résultat est à l'évidence plus satisfaisant et démontrerait, s'il le fallait encore, la nécessité de mener des calculs comparatifs lorsque l'on dispose de valeurs d'intensité incertaines situées aux limites de l'extrapolation de la courbe.

Par exemple, si on compare les deux courbes ④ et ⑤ (voir fig. 2.4), de même source, on constate pour un temps « infini » (24 heures = 1 440 min) une hauteur d'eau h :

– dans le cas ① : $h = i \cdot t = a = 51,5 \text{ mm}$;

– dans le cas ② : $h = i \cdot t = 5,15 \times 1\,440^{(1 - 0,523)} = 165 \text{ mm}$.

Par conséquent, la courbe ⑤ n'est pas adaptée à un intervalle de temps supérieur à 2 heures, et aussi lorsque l'on a un débit de vidange faible.

Méthode des volumes

EXEMPLE

Estimation d'un volume de stockage à l'échelle parcellaire

Si on se base sur une pluie décennale de 45 mm (Nord-Ouest de la France), on a :

$$\frac{45 \text{ L}}{86\,400 \text{ s}} = 0,0005 \text{ L/s/m}^2$$

Pour une parcelle non bâtie de 1 000 m² de coefficient de ruissellement C de 0,10 en terrain plat et léger avant urbanisation, on a une production minimum de :

$$1\,000 \text{ m}^2 \times 0,1 \times 0,0005 \text{ L/s/m}^2 = 0,05 \text{ L/s}$$

Soit 0,00005 m³/s restitué que l'on peut considérer comme le débit d'évacuation naturel, accepté par le système de drainage en aval.

Pour cette parcelle à bâtir, de 1 000 m², on peut tabler, compte tenu des diverses surfaces imperméabilisées (toitures, accès...) sur un coefficient de :

$$C_{\text{pondéré}} = \frac{(150 \text{ m}^2 \times 0,9) + (850 \text{ m}^2 \times 0,1)}{1000 \text{ m}^2} = 0,22$$

$$S_{\text{active}} = 1\,000 \text{ m}^2 \times 0,22 = 220 \text{ m}^2$$

$$\text{Volume} = 45 \text{ mm} \times 10^{-3} \times 220 \text{ m}^2 = 10 \text{ m}^3$$

Si l'on considère que le débit de fuite admis du dispositif de rétention est au maximum égal au débit initial avant construction, on a au temps t , le volume net de stockage résiduel à la parcelle suivant :

$$t = \left(\frac{0,045 \text{ m} \times 220 \text{ m}^2 \times 15}{0,00005 \text{ m}^3/\text{s} \times 60} \right)^{0,5} - 15 = 207 \text{ min}$$

$$V_{\text{stock net}} = \frac{0,045 \text{ m} \times 220 \text{ m}^2 \times 207 \text{ min}}{207 \text{ min} + 15} - (0,00005 \times 60 \times 207) = 8,6 \text{ m}^3$$

avec une hauteur de pluie $h = i \cdot t = \frac{45}{t+15} t \approx 0,045 \text{ m}$.

Ce volume pourrait être réduit si on tenait compte de la perméabilité potentielle du dispositif de stockage-restitution-infiltration.

1 Rétentions diffuses

Les rétentions diffuses, partielles ou totales sont liées aux nouveaux concepts d'aménagement des espaces, des lotissements, des zones industrielles... et aux réglementations locales, limitant les quantités et qualités des rejets pluviaux. Elles constituent le moyen le plus efficace pour résoudre les problèmes d'insuffisances des voies d'eau ou collecteurs existants, et d'abattement à la source de la pollution rejetée dans les milieux récepteurs.

Le dimensionnement réduit des émissaires (voire leur suppression) produit des effets retardateurs, régulateurs des flux, entraînant une retenue généralisée sur des espaces drainés.

La conception de ces rétentions se prête bien aux aménagements paysagers des modelés des terrains en terrasses, des boulingrins, cuvettes, noues, fossés disposés en série, des débordements contrôlés dans les espaces verts en dépression (fig. 3.3), convertissables en « jardin d'eau », « jardin de pluie », etc.

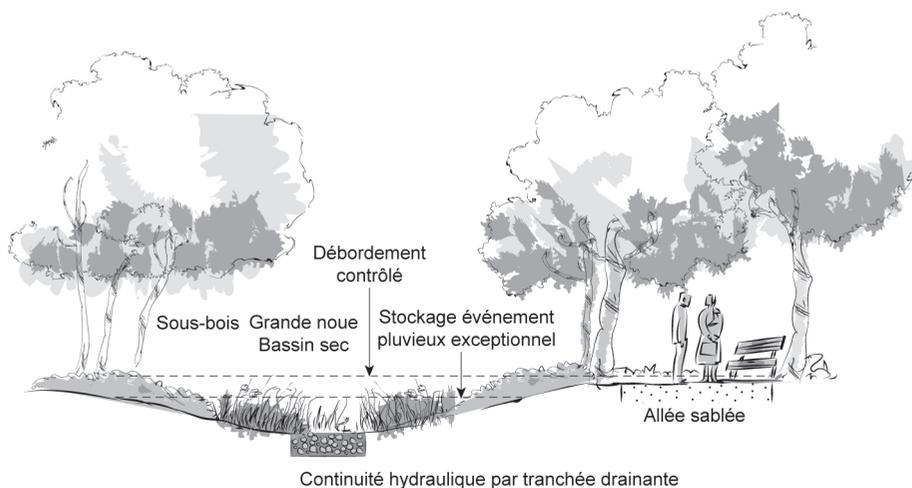


Fig. 3.3 Stockage événementiel et débordement contrôlé (source : D. Larue, Atelier LD)

2 Rétentions diffuses généralisées

Le concept de rétention diffuse généralisée est illustré par la réalisation significative suivante dans la ZAC des Grands-Champs à Limeil-Brévannes (fig. 3.4), où un ensemble de dispositions conjuguées ont porté sur :

- l'infiltration des eaux de toiture des immeubles ;
- le stockage dans des micro-bassins aux abords des constructions ;
- les espaces drainants dans les accotements des voiries sans bordures et des accès ;

Dispositions conceptuelles des systèmes de rétention

– la collecte des trop-pleins et raccordements du système de rétention généralisé au plan d'eau central.



- 1 - Bassin de stockage et d'infiltration
- 2 - Espace drainant
- 3 - Voirie sans bordure

Fig. 3.4 ZAC des Grands-Champs à Limeil-Brévannes, système de rétention généralisée
(source : Grain. BET : Sétegue. MO : Sci Declos)

3 Noues, fossés et jardins d'eau

Des noues ou des fossés placés dans les espaces verts peuvent remplacer avantageusement un réseau pluvial. Les noues sont plutôt des ouvrages peu profonds. À l'inverse, les fossés présentent une profondeur notable, des profils en travers plus accentués : de ce fait, ils prennent moins de place.

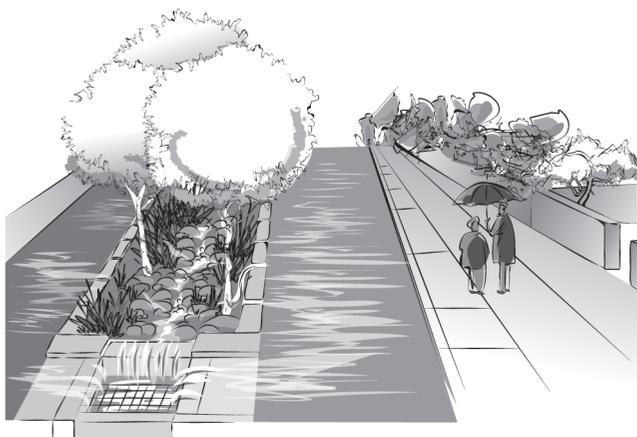


Fig. 3.5 Aperçu et schéma de fonctionnement de jardins d'eau

Dispositions conceptuelles des systèmes de rétention

Les dispositions de drainage et de rétention sur les écoulements dans les jardins d'eau (fig. 3.5) noues et fossés larges comportent de multiples solutions techniques avec des avantages économiques certains, qui s'adaptent aussi bien à l'entre-stalles de stationnement qu'en périphérie des parkings, raccordés à une grande noue d'évacuation.

4 Toitures stockantes et toitures végétalisées

Il s'agit de retenir en pourtour d'une toiture plate, un volume, à restituer selon le débit de fuite à respecter. La rétention sur toiture nécessite la mise en place d'un dispositif d'évacuation, constitué d'une « ogive centrale » évacuant vers la gouttière, et d'un anneau extérieur, percé de rangées de trous, dont le nombre et la répartition conditionnent le débit de fuite (fig. 3.6), avec zone stérile sur une toiture végétalisée.

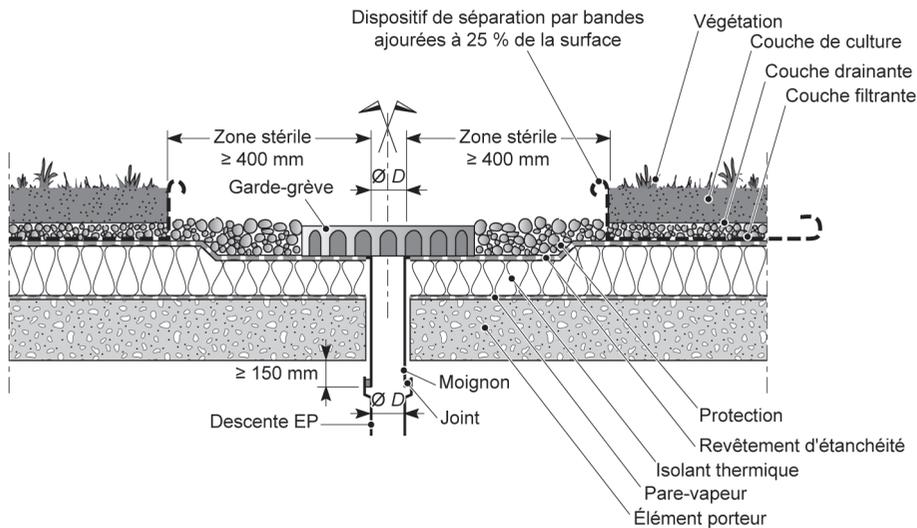


Fig. 3.6 Exemple d'évacuation d'eaux pluviales avec zone stérile sur une toiture végétalisée extensive (source : Adivet)

Des études menées par le CSTB et le Cerema ont montré que les panneaux végétalisés (mode extensif) retiennent plus de 65 % de la hauteur de pluie annuellement précipitée.

5 Structures réservoirs sous voiries et aux abords

Les chaussées poreuses urbaines ou CPU (fig. 3.7) reposent sur la porosité des matériaux constitutifs, permettant principalement :

- l'infiltration des eaux par temps de pluie, la réduction des ruissellements et de la pollution ;
- le drainage et stockage temporaire, pour limiter dans le temps l'évacuation de précipitations exceptionnelles.

Dispositions conceptuelles des systèmes de rétention

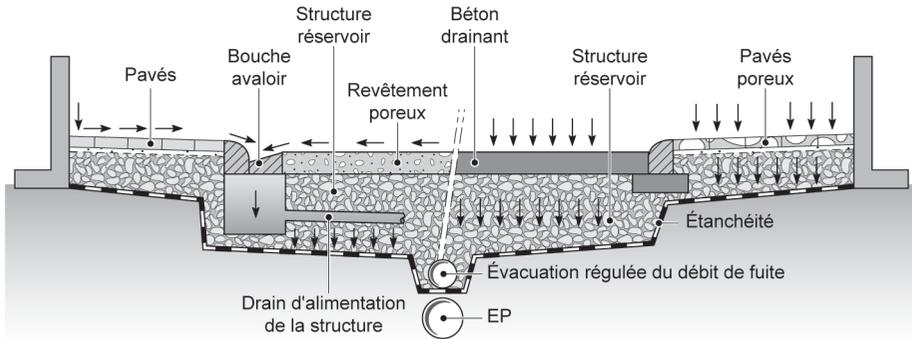


Fig. 3.7 Exemples de chaussées réservoirs

Le calcul du volume de stockage dans les espaces et les porosités des matériaux s'établit comme celui du volume d'un bassin de retenue (voir les fiches 3.01 et 3.02), en fonction des apports et des débits de fuite admissibles par les évacuateurs en aval ou par la perméabilité du substratum, mais doit prendre en compte la porosité du massif stockant. Le volume V de la structure-réservoir (en m^3) est égal à :

$$V = \frac{h \cdot S \cdot C}{p} - Q \cdot t$$

avec :

h : la hauteur de pluie de fréquence décennale (en m) ;

$S \cdot C$: la surface d'impluvium corrigée par le coefficient d'apport C (en m^2) ;

p : le pourcentage de porosité (divisé par 100) ;

Q : le débit de fuite admis en aval (en m^3/h) ;

t : le temps d'équilibre (en h).

6 Dispositif tampon de rétention au passage sous voirie

Il existe des matériaux ou produits industrialisés qui permettent la réalisation d'un réservoir sous chaussée, tels que :

- les structures sous voiries constituées de grave non traitée poreuse, ou un concassé de granulométrie comprise entre 20 et 80 ($D/d > 3$), assurant un indice de vide au moins égal à 30 % ;

- les produits creux préfabriqués en béton pour constituer les structures réservoirs de chaussée (fig. 3.8). Ils permettent de stocker 600 l d'eau pluviale par mètre cube (une couche de grave n'offre qu'une capacité de stockage maximale de 350 l/m^3) ;

Dispositions conceptuelles des systèmes de rétention

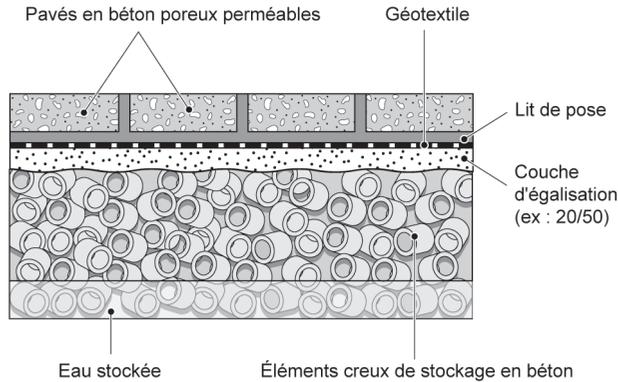


Fig. 3.8 Structures réservoir en éléments creux de stockage
(source : aménagements urbains T54, CiBéton)

– le stockage-restitution-infiltration combiné à une structure réservoir alvéolaire ultralégère (SAUL) type NidaPlast, Géolight... permet d'obtenir 95 % (indice de vide) de stockage, avec un débit de fuite par infiltration ou drain d'évacuation (fig. 3.9).

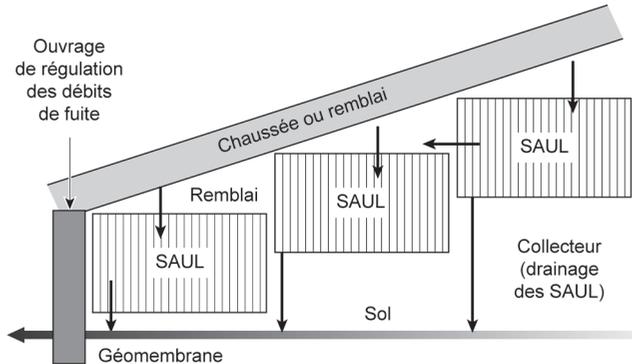


Fig. 3.9 Modules alvéolaires (configuration en pente)

FICHE
3.04

**Calcul des forces de pression
d'un réservoir**

La force de pression F exercée par l'eau sur une paroi de surface S est :

$$F = \int_S^0 (-p \cdot n) \cdot dS$$

avec :

- n : la normale à la surface élémentaire dS , orientée de l'intérieur vers l'extérieur de la paroi ;
- $-p$: la force de pression externe.

Le calcul de la force consiste à :

- calculer la pression ;
- identifier les surfaces où la pression p est constante (en général, surface à altitude constante) ;
- déterminer la surface infinitésimale dS compte tenu de la géométrie de la surface S ;
- calculer les composantes de n (axe éventuellement oblique de projection de la résultante p des forces) ;
- intégrer $F = \int_S^0 (-p \cdot n) \cdot dS$ (force surfacique externe).

EXEMPLE

Calcul de pression pour un réservoir

Considérons un réservoir rempli d'eau, avec une hauteur h et une largeur l (fig. 3.10).

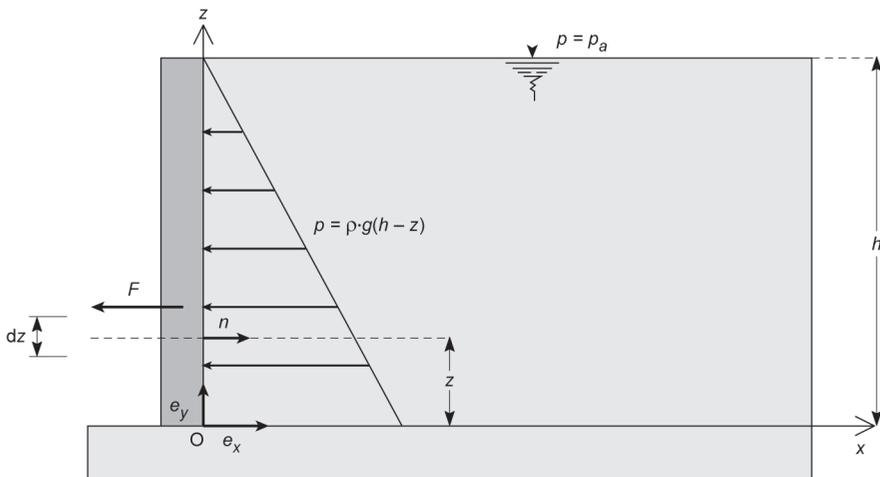


Fig. 3.10 Barrage de hauteur h retenant un volume d'eau

La force totale de pression F (par unité de largeur) qui s'exerce sur le mur du barrage dS s'intègre :

$$p_l(z) = -\rho \cdot g \quad \text{soit} \quad p_l(z) = p_a + \rho \cdot g \cdot (h - z)$$

Calcul des forces de pression d'un réservoir

La distribution hydrostatique est linéaire avec la profondeur. Pour simplifier, on pose $p_a = 0$. La surface infinitésimale est $d \cdot S = l \cdot dz$. La normale à cette surface est $n = (1,0)$. La force de pression est donc :

$$F = \int_S^0 (-p \cdot n) \cdot dS = -l \int_0^h \rho \cdot g \cdot (h - z) dz = -\rho \cdot g \cdot l \cdot \frac{h^2}{2}$$

Le montant de force en O, avec $r = z \cdot e_z$, est :

$$M = \int_S^0 (-p \cdot r \cdot n) dS = -l \cdot e_y \int_0^h \rho \cdot g \cdot z \cdot (h - z) dz = -\rho \cdot g \cdot l \cdot \frac{h^3}{6} e_y$$

En résumé, on trouve que la distribution de pression est linéaire (distribution hydrostatique).

Comme $M = F \cdot h/3$, le point d'application de la force est situé au tiers de la hauteur du barrage (depuis O).

Calcul de pression pour un barrage

Un barrage (fig. 3.11) retient de l'eau sur une hauteur de 6 m.

Le poids volumique du béton est de 24 kN/m^3 .

Le sol des fondations est imperméable.

Le coefficient de frottement entre la base du barrage et le sol des fondations vaut 0,5.

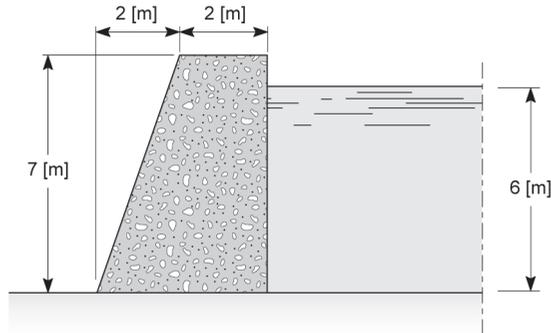


Fig. 3.11 Barrage poids en maçonnerie

Le poids propre du barrage est :

$$P_{p1} = \gamma_b \cdot V_1 = 24 \times \frac{2 \times 7 \times 1}{2} = 168 \text{ kN}$$

appliquée à 1,33 m de O :

$$P_{p2} = \gamma_b \cdot V_2 = 24 \times 2 \times 7 = 336 \text{ kN}$$

appliquée à 3 m de O :

$$P_{p1} + P_{p2} = 504 \text{ kN}$$

La force hydraulique est :

$$F = \int dF = \int \rho \cdot g \cdot x \cdot z \cdot x \cdot dz = \rho \cdot g \cdot \left[\frac{z^2}{3} \right]_0^6 = 176\,580 \text{ N}$$

appliquée à :

$$z_p = \frac{\int z \cdot dF}{F} = \frac{\int z \cdot \rho \cdot g \cdot z \cdot x \cdot dz}{F} = \frac{\rho \cdot g}{F} \cdot \left[\frac{z^3}{3} \right]_0^6 = \frac{1\,000 \times 9,81}{176\,580} \times \left[\frac{6^3}{3} \right] = 4 \text{ m}$$

La condition de non-glissement est :

$$C_{ng} = \frac{\alpha \cdot P_p}{F_H} = \frac{0,5 \times (168 + 336)}{176,58} = 1,427 \text{ kN}$$

Calcul des forces de pression d'un réservoir

La condition de non-basculement est :

$$C_{nb} = \frac{1,33P_{P1} + 3P_{P2}}{2 \cdot F_H} = 3,48 \text{ kN}$$

Le calcul de la résultante à la base du barrage donne :

– un bilan des forces (fig. 3.12) :

$$\left| \vec{R} \right|_{P_{P1}+P_{P2}} \text{ et } \left| \vec{R} \right| = \sqrt{504^2 + 176,6^2} = 534 \text{ kN}$$

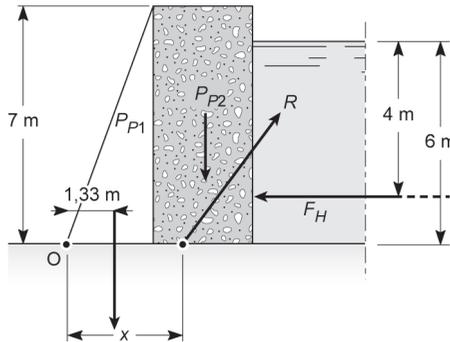


Fig. 3.12 Force hydraulique appliquée et conditions résultantes

Pour déterminer le point d'application de ces forces résultantes, on utilise le moment par rapport au point O.

$$\begin{aligned} M_{P_{P1}O} + M_{R_{V}O} &= 0 \\ -P_{P1} \times 1,33 - P_{P2} \times 3 + R_V \cdot x + R_H \times 2 &= 0 \\ x = \frac{P_{P1} \times 1,33 + P_{P2} \times 3 - R_H \cdot 2}{R_V} &= \frac{168 \times 1,33 + 336 \times 3 - 176,6 \times 2}{504} \\ x &= 1,74 \text{ m} \end{aligned}$$

– L'excentricité e est égale à :

$$e = \frac{4}{2} - 1,74 = 0,26 \text{ m}$$

La force exercée est donc :

$$\begin{aligned} P &= \frac{F}{A} \pm \frac{M_y \cdot x}{I_y} \pm \frac{M_z \cdot y}{I_x} \\ P &= \frac{504}{4} \pm \frac{504 \times 0,26 \times 2}{\frac{1 \times 4^3}{12}} \end{aligned}$$

En A, $P = 175 \text{ kPa}$, et en B, $P = 77 \text{ kPa}$.

CHAPITRE 10

Écoulements en canalisations

Charge, ligne de charge et perte de charge

1 Principes et définitions

Dans une adduction, l'énergie d'une particule d'eau est une combinaison stricte d'énergie potentielle, d'énergie cinétique et d'énergie de pression.

Le théorème de Bernoulli a pour expression :

$$z + \frac{P}{\rho \cdot g} + \frac{V^2}{2g} = \text{constante}$$

avec :

z : la cote d'élévation de la particule liquide par rapport à un plan horizontal de référence (en m) ;

P : la pression à laquelle la particule liquide est soumise (en Pa ou N/m^2) ;

ρ : la masse volumique de l'eau (en kg/m^3) ;

g : l'accélération de la pesanteur, soit $9,81 \text{ m/s}^2$;

$\rho \cdot g$: la force de gravité (en kN/m^3) ;

V : la vitesse de l'élément liquide (en m/s).

Cette « constante » s'appelle la *charge*. Elle est exprimée en mètres de hauteur totale du liquide considéré. La figure 10.1 montre que la cote du point 1 est constante et que la *ligne de charge* se trouve dans un plan horizontal. Dans les écoulements réels, les frottements ont pour effet de donner à cette ligne une allure descendante ; la différence des cotes de la ligne de charge entre deux points du liquide est appelée *perte de charge entre ces deux points*.

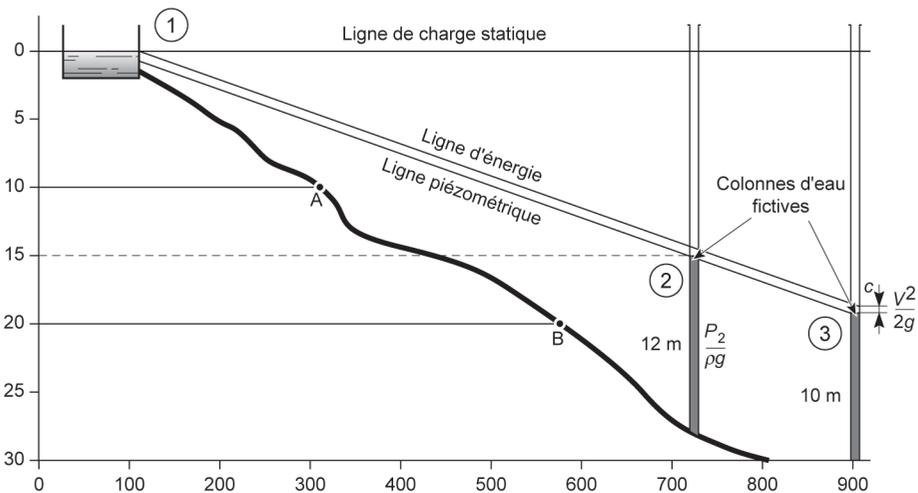


Fig. 10.1 Représentation schématique d'une adduction
Longueur : 710 m ; Ø : 200 mm ; vitesse maximale : 2 m/s

Charge, ligne de charge et perte de charge

Dans l'écoulement d'un liquide, si l'on fait correspondre à chaque position d'une particule liquide un point p placé à sa verticale, à une cote augmentée algébriquement de $\frac{P}{\rho \cdot g}$ la cote du point p est appelée *hauteur piézométrique* ; quand la particule se déplace le lieu des points p est la *ligne piézométrique*.

Une nouvelle augmentation de cote, faite à partir du point p et égale à $\frac{V^2}{2g}$, donne un point c , dont la cote est la charge au point considéré du liquide ; le lieu des points c' est la ligne de charge de l'écoulement ou ligne d'énergie cinématique.

L'application de l'équation entre deux points quelconques (tronçons 1 et 2) d'une adduction (fig. 10.1), en tenant compte de la perte d'énergie des particules d'eau sur les parois de la canalisation, s'écrit :

$$h_1 + \frac{P_1}{\rho} + \frac{V_1^2}{2g} = h_2 + \frac{P_2}{\rho} + \frac{V_2^2}{2g} + J$$

avec J : la perte d'énergie ou perte de charge (en mCE).

Au point 2, l'équation devient :

$$h_1 - h_2 = \frac{V_2^2}{2g} + J$$

En pratique, sur une adduction, on constate que la ligne d'énergie $\frac{V^2}{2g}$ a une influence apparemment faible ($\leq 0,20$ m), qui devient plus conséquente sur la longueur en tenant compte du frottement dans la canalisation avec de nombreux points singuliers tels que des coudes, etc.

En effet, cet exemple d'un tronçon de canalisation de 710 m, de \varnothing 200 mm et ayant une vitesse maximale de 2 m/s montre une perte de charge unitaire j dans la conduite et les accessoires égale à 0,02 mCE/m (voir formulations, calculs ci-après et tab. A2.3 en Annexe A2), donc une perte de charge :

$$h_1 - h_2 = \frac{2^2}{2 \times 9,81} + (710 \times 0,02) = 15 \text{ m}$$

L'application de l'équation à l'écoulement d'un liquide contenu dans un réservoir démontre le théorème de Torricelli.

Si l'on considère un réservoir percé à sa base d'un petit orifice de section S , et une ligne de courant partant de la surface au point z_1 et arrivant à l'orifice au point z_2 (fig. 10.2), en appliquant le théorème de Bernoulli entre les points 1 et 2 on obtient :

$$\rho \frac{V_1^2}{2} + \rho \cdot g \cdot z_1 + P_1 = \rho \frac{V_2^2}{2} + \rho \cdot g \cdot z_2 + P_2$$

or $P_1 = P_2 =$ pression atmosphérique et $V_1 \ll V_2$ d'où $V_2 = \sqrt{2g \cdot H}$.

Charge, ligne de charge et perte de charge

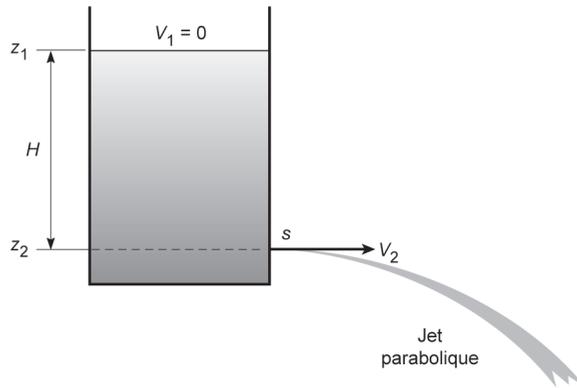


Fig. 10.2 Charge du point 1 au point 2 sur l'orifice s où résulte la vitesse V_2

La vitesse d'écoulement est la même que la vitesse de chute libre entre la surface libre et l'orifice, quelle que soit la masse volumique du liquide.

En fait, puisque l'écoulement n'est pas parfait, on a un facteur f qui dépend en l'occurrence essentiellement de l'orifice S .

Le résultat expérimental est :

$$V_2 = f \sqrt{2g \cdot H}$$

La charge est le moteur de l'écoulement :

$$\Delta P = \rho \cdot g \cdot z \cdot s$$

Si le réservoir est un cylindre vertical de section S , on montre facilement que le débit Q à la sortie dépend de H , de S et de s selon la relation de Torricelli :

$$Q = s \sqrt{\frac{2g \cdot H}{1 - \left(\frac{s}{S}\right)^2}}$$

2 Pertes de charge en conduites

Les pertes de charge sont dues au frottement des écoulements sur les micro-aspérités des parois de la canalisation et à la dissipation d'énergie relative à la viscosité du fluide, en l'occurrence l'eau. Dans un réseau de canalisations, on distingue les pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières.

Pertes de charge linéaires

Les pertes de charge linéaires sont représentées par la pente motrice de la ligne de charge. Par principe, il est admis que cette pente est proportionnelle au carré de la vitesse d'écoulement V , et inversement proportionnelle au rayon hydraulique R_h de la conduite $\left(\frac{D}{4}\right)$. On a donc la perte de charge j (en mCE) :

$$j = \lambda \frac{V^2}{2g} \cdot \frac{1}{4R_h}$$

Charge, ligne de charge et perte de charge

La différence de pression (en Pa) est :

$$\Delta p = f \frac{P \cdot V^2}{2} \cdot \frac{1}{4R_h}$$

où λ et f sont les coefficients équivalents de friction ou de perte de charge.

Exprimée par la formule universelle de Darcy pour une longueur donnée de conduite, la différence d'énergie potentielle Δh est :

$$\Delta h = \frac{\lambda \cdot V^2 \cdot L}{2g \cdot D_h} = \frac{8\lambda \cdot L \cdot Q^2}{\pi^2 g \cdot D^5} = 0,0826\lambda \cdot \frac{L}{D^5} \cdot Q^2$$

avec :

Δh : la perte de charge pour un tronçon de longueur L (en mCE) ;

λ : le coefficient de perte de charge qui, pour des conduites en service, vaut approximativement :

$$\lambda = \alpha + \frac{0,001}{D_h}$$

avec α variant de 0,01 à 0,04 selon le très bon ou le très mauvais état de la conduite et des accessoires.

La vitesse d'écoulement est donc égale à :

$$V = \sqrt{\frac{1}{\lambda} 2g \cdot D_h \cdot I} = \sqrt{\frac{8g \cdot R_h \cdot I}{\lambda}} = C \sqrt{R_h \cdot I}$$

avec $I = J$, la pente du tronçon (en m/m), on retrouve ainsi la formule de Chézy.

EXEMPLE

Avec la canalisation $\varnothing 200$ mm ; $K_s = 90$; $R_h = 0,2/4$ et $\lambda = 0,02 + (0,001/0,2) = 0,025$.

On aurait le coefficient de Chézy :

$$C = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}} = \left(\frac{8 \times 9,81}{0,025} \right)^{1/2} \approx 90 \times (0,05)^{1/6}$$

En vertu de la formule de Manning-Strickler :

$$C = K_s \cdot R_h^{1/6}$$

laquelle est à adapter aux conduites en charge soumises au coefficient de rugosité de Hazen-Williams, qui s'écrit C_{HW} .

La perte de charge Δh à partir de la formulation de Manning-Strickler a pour expression :

$$\Delta h = \frac{6,35(n \cdot V)^2 \cdot L}{D^{4/3}}$$

où $n = \frac{1}{0,75C_{HW}} = \frac{1}{K_s}$ soit usuellement $n = \frac{1}{0,75 \times 130} = \frac{1}{100}$ et $I = \frac{\Delta h}{L}$.

On peut établir une relation entre le coefficient de rugosité $K_s = \frac{1}{n}$ et le coefficient de résistance λ du diagramme de Moody (voir fig. 12.10), où :

$$\lambda = \frac{124,6}{K_s^2} \cdot D^{-1/3}$$

On peut établir également une relation entre le coefficient de résistance λ et les coefficients de Chézy et de Manning-Strickler par les expressions :

$$\lambda = \frac{8g}{C^2} \text{ ou } C = K_s \cdot R^{1/6}$$

ou encore le rapport k/K_s : $\frac{(1/n)k^{1/6}}{\sqrt{g}} = 8,2$ soit $K_s = \frac{8,2}{k^{1/6}\sqrt{g}}$ ou $k = \left(\frac{8,2}{K_s\sqrt{g}} \right)^6$.

Charge, ligne de charge et perte de charge

La vitesse et le débit calculés par la formule de Hazen-Williams s'expriment en fonction du coefficient C_{HW} de la manière suivante :

$$V = 0,849 C_{HW} \cdot R_h^{0,63} \cdot I^{0,54}$$

soit :

$$Q = 0,2785 C_{HW} \cdot D^{2,63} \cdot I^{0,54}$$

avec :

$C_{HW} = 140$ à 150 pour les conduites lisses sans singularités ;

$C_{HW} = 120$ à 130 pour les canalisations neuves ;

$C_{HW} = 90$ à 110 pour les canalisations anciennes, incrustées, etc. (équivalent à $K_s \approx 80$).

Avec la formulation de Hazen-Williams, on a :

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

EXEMPLE

Avec une canalisation $\varnothing 200$ mm (0,2 m), une vitesse de 1 m/s, un coefficient $C_{HW} = 120$ et $n = 1/(0,75 \times 120) = 0,011$ sur un tronçon de 1 m, on obtient comparativement :

$$\Delta h = \frac{6,35 \times (0,011 \times 1)^2 \times 1}{0,2^{4/3}} = 0,0065 \text{ mCE/m}$$

$$j = 6,815 \times \left(\frac{1}{120} \right)^{1,852} \times 0,2^{-1,167} = 0,0063 \text{ mCE/m}$$

La formule universelle de Colebrook apporte une précision plus grande dans le calcul des pertes de charge puisqu'elle s'applique à des fluides quelconques et prend en compte le régime d'écoulement (voir tables en Annexe A2).

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left(\frac{k}{3,71D} + \frac{2,51}{Re\sqrt{\lambda}} \right)$$

L'application de Swamee et Jain de l'équation de Colebrook, si $Re > 4\,000$ (approprié au domaine), est donnée par la formule :

$$\lambda = \frac{0,25}{\left[\log_{10} \left(\frac{k}{3,71D} + \frac{5,74}{Re^{0,9}} \right) \right]^2}$$

avec :

$k = 3 \cdot 10^{-5}$ m = 0,03 mm pour le tube seul à l'état neuf ;

$k = 1 \cdot 10^{-4}$ m = 0,1 mm pour les conduites en service ;

$k = 1 \cdot 10^{-3}$ m = 1 mm pour les conduites en mauvais état ;

Re : le nombre de Reynolds tel que :

$$Re = \frac{\text{forces d'inertie}}{\text{forces de viscosité}} = \frac{VD}{\nu} \text{ avec } Re > 3\,000 \text{ en régime turbulent}$$

V : la vitesse moyenne de l'eau (en m/s) ;

D : le diamètre de la conduite ou la hauteur d'eau du canal (en m) ;

ν : la viscosité cinématique ($1,3 \cdot 10^{-6}$ m²/s pour l'eau à 10 °C et $1 \cdot 10^{-6}$ pour l'eau à 20 °C).

Charge, ligne de charge et perte de charge

En intégrant les formulations de Darcy-Colebrook on obtient :

– la perte de charge linéaire h_L :

$$h_L = 1,07 \frac{Q^2 \cdot L}{g \cdot D^5} \left[\ln \left(\frac{k}{3,71D} + 4,62 \left(\frac{V \cdot D}{Q} \right)^{0,9} \right) \right]^2$$

– le débit Q :

$$Q = -0,965 \left(\frac{g \cdot D^5 \cdot h_L}{L} \right)^{0,5} \cdot \ln \left(\frac{k}{3,71D} + \left(\frac{3,17V^2 \cdot L}{g \cdot D^3 \cdot h_L} \right)^{0,5} \right)$$

– le diamètre D :

$$D = 0,66 \left[k^{1,25} \left(\frac{L \cdot Q^2}{g \cdot h_L} \right)^{4,75} + V \cdot Q^{9,4} \left(\frac{L}{g \cdot h_L} \right)^{5,2} \right]^{0,04}$$

La perte de charge est donc liée au débit par la relation :

$$\Delta h = L \cdot J = R \cdot Q^m \text{ avec } m = 2$$

Avec la formule de Hazen-Williams, on a $m = 1,852$ et la résistance vaut :

$$R = \left(\frac{1}{0,278C_{HW}} \right)^{1,852} \cdot \frac{L}{D^{4,87}}$$

donc :

$$J = R \cdot Q^{1,852}$$

Soit la perte de charge linéaire de Hazen-Williams :

$$\Delta H = 10,675 Q^{1,852} \cdot C_{HW}^{-1,852} \cdot D^{-4,87} \cdot L$$

dans lesquelles :

Δh : la perte de charge linéique (en m) ;

C_{HW} : le coefficient de rugosité ($100 \leq C_{HW} \leq 150$) ;

D : le diamètre de la conduite (en m) ;

Q : le débit (en m³/s) ;

L : la longueur homogène de la conduite (en m).

Pertes de charge singulières

Les pertes de charge singulières sont dues à la dissipation de l'énergie en certains points du réseau, notamment sur les coudes, les tés de raccordement ou de branchement, les cônes, rétrécissements, élargissements... et les appareillages (robinets, vannes...).

La perte de charge singulière des accessoires est généralement prise en compte par une valeur d'équivalence de longueur de conduite qui s'ajoute au tronçon de canalisation concerné (fig. 10.3).

Charge, ligne de charge et perte de charge

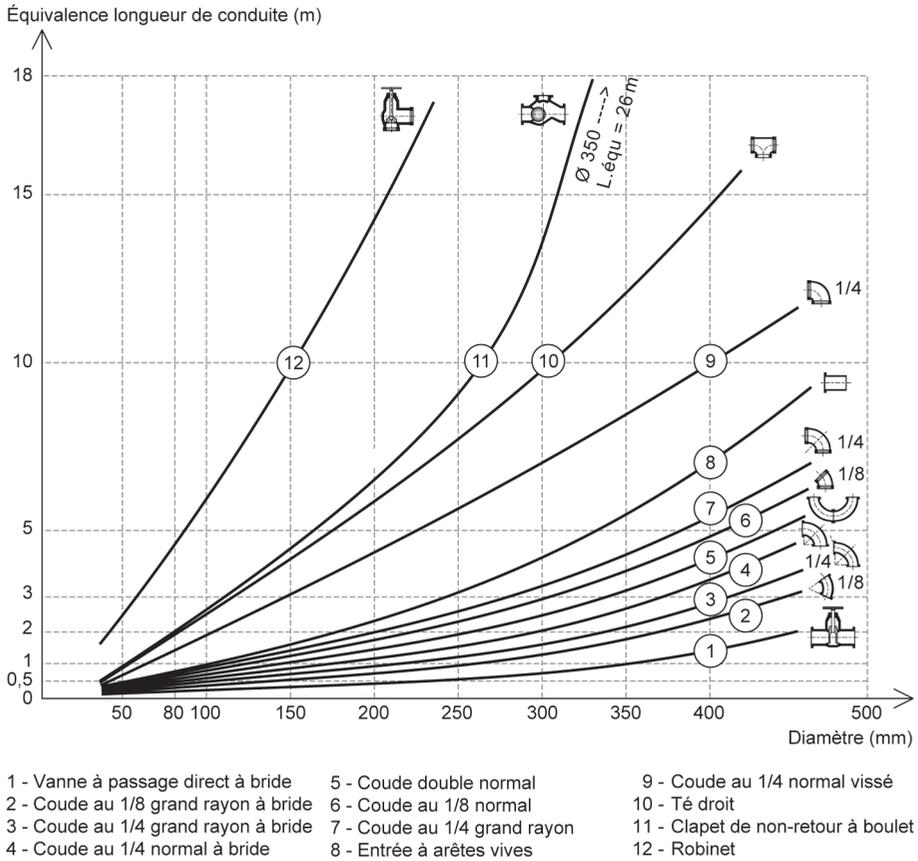


Fig. 10.3 Pertes de charge des accessoires de tuyauterie (longueurs équivalentes de conduite)

Les pertes de charge ne peut être qu'approximative. On se limite donc aux singularités les plus conséquentes selon l'expression fondamentale suivante :

$$J = k_i \frac{V^2}{2g}$$

avec :

J : la perte de charge (en mCE) ;

V : la vitesse moyenne dans la section d'arrivée (en m/s) ;

k_i : le coefficient dépendant du point singulier i qui varie de $k = 0,01$ au passage du joint simple d'un tuyau à $k \approx 0,5$ en coude ou rétrécissement jusqu'à 1 au point de branchement en T d'une conduite, voire ≥ 100 pour l'occlusion d'une vanne et à 60 de fermeture partielle.

La notion de valeur équivalente s'exprime au moyen de la relation :

$$J = \Delta h \Rightarrow 0,0826 \frac{k}{D^4} \cdot Q^2 = 0,0826 \frac{\lambda L_e}{D^5} \cdot Q^2$$

L'écoulement en charge se produit quand le débit imposé est maximal admissible, alors la charge piézométrique amont est égale à :

$$P_{\text{am}} = P_{\text{av}} + L \left(\frac{Q}{K_s \cdot S \cdot R_h \frac{2}{3}} \right)^2$$

avec :

$P_{\text{av}} = R_{\text{av}}$ (cote radier en aval) + H (niveau d'eau) s'il n'y a pas de contrainte à l'aval.

Les formulations le plus généralement appliquées aux conduites en charge ou sous-pression sont présentées ci-avant, exceptée la formulation de Chézy-Colebrook (préconisée par la norme NF EN 752-4). Cette formulation est néanmoins à utiliser dans des cas particuliers d'écoulements dont on appréhende correctement :

- les caractéristiques des tuyaux en service (k) ;
- les régimes et natures d'effluents (viscosité ν) ;
- les points de singularités à linéariser.

La vitesse d'écoulement a pour expression :

$$V = -4 \log_{10} \left(\frac{k}{14,84 R_h} + \frac{2,5\nu}{8 R_h \sqrt{2g \cdot R_h \cdot I}} \sqrt{2g \cdot R_h \cdot I} \right)$$

avec :

V : la vitesse de l'effluent (en m/s) ;

g : l'accélération terrestre ($9,81 \text{ m/s}^2$) ;

R_h : le rayon hydraulique (en m), rapport de la section d'écoulement au périmètre mouillé ;

I : la pente de la canalisation (en m/m) ;

k : la rugosité équivalente de la canalisation (en m) ou absolue ($70 \leq K_s \leq 90$) :

– $k = 0,0001 \text{ m}$ pour une canalisation lisse sans singularité ($K_s \approx 120$) ;

– $k = 0,0005 \text{ m}$ pour un collecteur avec peu de branchements et de singularités ($K_s \approx 90$) ;

– $k = 0,001 \text{ m}$ pour un collecteur de conditions courantes ($K_s \approx 80$) ;

– $k = 0,003 \text{ m}$ pour un collecteur avec de nombreuses singularités ou en état médiocre ;

ν : la viscosité cinématique de l'effluent (en m^2/s) ; $\nu = 1,30 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ pour l'eau à $10 \text{ }^\circ\text{C}$, $1 \cdot 10^{-6}$ à $20 \text{ }^\circ\text{C}$ et admettre $\nu \geq 5 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ pour l'eau chargée.

FICHE
10.05

Paramètres du diagramme de Moody

Le diagramme de Moody (fig. 10.7) permet la détermination des relations entre les paramètres, que l'écoulement soit laminaire ou turbulent, et ainsi de déterminer la perte de charge unitaire λ (ou coefficient de frottement f) dans une conduite dépendante des données suivantes :

- k : l'aspérités du conduit ($k = 0,0001 \text{ m}$) ;
- D : le diamètre hydraulique ($D = 1 \text{ m}$) ;
- rugosité relative $k/D = \varepsilon : \varepsilon \approx \frac{0,0001 \text{ m}}{1 \text{ m}} = 0,0001$;
- débit et vitesse $V = \frac{Q}{S} = \frac{1 \text{ m}^3/\text{s}}{0,785 \text{ m}^2} = 1,27 \text{ m/s}$;
- $Re : \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{1,27 \times 1}{10^{-6}} = 1,27 \cdot 10^6$.

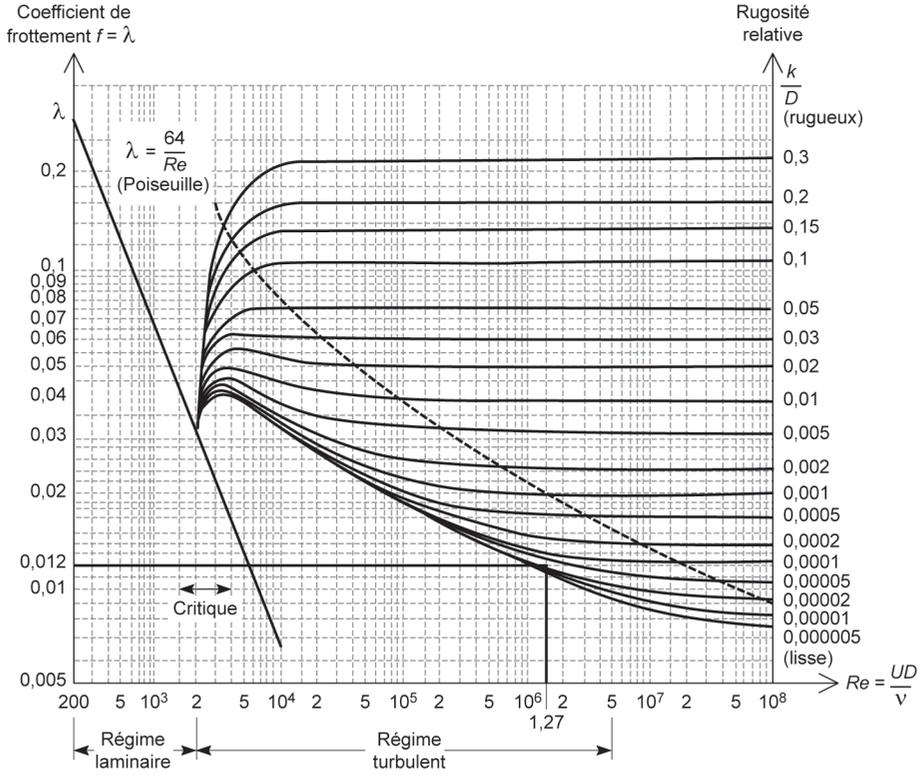
Il résulte sur le diagramme (fig. 10.7) :

$$\lambda \approx 0,012$$

Soit une perte de charge unitaire :

$$j = 0,012 \times \frac{1,27^2}{2g} \times \frac{1}{D} = 0,001 \text{ m/m}$$

Si on s'en réfère à la table des pertes de charge en Annexe A2, j se situe entre 0,00099 et 0,00116 m/m ce qui est équivalent compte tenu de la précision graphique du diagramme.

Paramètres du diagramme de Moody**Fig. 10.7** Diagramme de Moody

FICHE
10.06

Écoulements en canalisations

**Écoulements transitoires
en canalisation**

C'est la situation que l'on rencontre dans la réalité, où les apports de débits s'effectuent en fonction du temps. La résolution nécessite donc une variable de plus par rapport au régime permanent : le temps.

1 Méthode de Muskingum appliquées aux canalisations

Pour effectuer un calcul pas à pas dans le temps et étudier l'évolution des débits au cours d'un événement, on est amené à prendre en compte l'effet de stockage à l'intérieur des tronçons. Le débit de sortie d'un tronçon n'est donc plus nécessairement égal au débit d'entrée, et en considérant un tronçon de longueur L , on a à l'instant t_1 et t_2 :

- Q_{e1}, Q_{e2} : le débit d'entrée ;
- Q_{s1}, Q_{s2} : le débit de sortie ;
- V_1, V_2 : le volume stocké.

L'équation de continuité s'écrit, après discrétisation :

$$\frac{Q_{e1} + Q_{e2}}{2} - \frac{Q_{s1} + Q_{s2}}{2} = \frac{V_2 - V_1}{t_2 - t_1}$$

La méthode de Muskingum admet l'existence d'une relation entre $V_s(t)$, Q_e et Q_s , du type :

$$V = k[x \cdot Q_e + (1 - x) \cdot Q_s(t)]$$

k et x étant des coefficients dépendant de Q .

L'équation de continuité devient alors :

$$\frac{Q_{e1} + Q_{e2}}{2} - \frac{Q_{s1} + Q_{s2}}{2} = \frac{K}{t_2 - t_1} \cdot [x(Q_{e2} - Q_{e1}) + (1 - x) \cdot (Q_{s2} - Q_{s1})]$$

où $Q_{s2} = a Q_{e2} + b Q_{e1} + c Q_{s1}$

avec :

$$a = \frac{0,5dt - k \cdot x}{k - k \cdot x + 0,5dt}$$

$$b = \frac{0,5dt + k \cdot x}{k - k \cdot x + 0,5dt}$$

$$c = \frac{k - k \cdot x - 0,5dt}{k - k \cdot x + 0,5dt}$$

d'où $dt = t_2 - t_1$ et :

$$k = \frac{L}{C} = \frac{dS}{dQ} = L \left(\frac{S_A - S_B}{Q_A - Q_B} \right)$$

Écoulements transitoires en canalisation

Le coefficient k (fig. 10.8) représente, pour un débit Q , le temps de propagation de ce débit selon la célérité C le long du tronçon L (ou décalage temporel des centres de gravité des hydrogrammes d'entrée et de sortie).

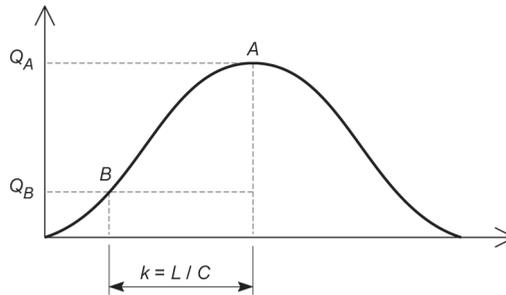


Fig. 10.8 Propagation du débit le long des tronçons

Lorsqu'on ne dispose pas de mesures en collecteur, on peut déduire, à partir des équations du régime uniforme, les sections mouillées S_A et S_B des vitesses et hauteurs d'eau correspondantes, ou encore considérer des « tranches » d'eau h comme dans une section rectangulaire, et alors :

$$k = \frac{L}{K_s \cdot I_m^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{5}{3} h^{\frac{2}{3}}}$$

avec :

K_s : le coefficient de rugosité du collecteur ($70 \leq K_s \leq 90$) ;

x : le facteur de proportionnalité ($x = 0,2$).

On peut en effet négliger les segments circulaires inférieur et supérieur de collecteur, et préciser que la célérité c est théoriquement égale à la vitesse d'écoulement à mi-remplissage. Donc, on peut considérer des variations de vitesse V_h en fonction des tranches de hauteur h dans le diamètre D , telles que présentées dans le tableau 10.4.

Tab. 10.4 Variation de la vitesse selon le remplissage

Remplissage	Vitesse
0,1D	0,4V
0,2D	0,6V
0,3D	0,8V
0,4D	0,85V
0,5D	V

Écoulements transitoires en canalisation

2 Application des équations de Barré de Saint-Venant

L'application des équations complètes de Barré de Saint-Venant est relative aux écoulements complexes en régime transitoire ou dans les émissaires à très faibles pentes, avec contraintes de niveaux en aval, où les écoulements peuvent s'inverser. Ces équations sont les suivantes.

Équation de continuité

Elle exprime la conservation de la masse de fluide en intégrant un volume, soit :

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q = 0$$

Équation dynamique

Elle exprime le bilan énergétique.

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{S} \right) + g \cdot A \left(\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\lambda}{8g} \cdot \frac{Q^2}{S^2 \cdot R_h} \right) = 0$$

avec :

S : la section mouillée (en m^2) ;

g : l'accélération ($9,81 \text{ m/s}^2$) ;

h : la hauteur d'eau (en m) ;

q : le débit entrant (en m^3/s) ;

Q : le débit total (en m^3/s) ;

R_h : le rayon hydraulique (en m) ;

t : le temps (en s) ;

λ : le coefficient de perte de charge (en m) ;

x : l'abscisse d'un point d'un tronçon (en m).

D'où l'équation qui peut également s'écrire :

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(I - J)$$

dont la signification des termes est :

$\frac{\partial V}{\partial t}$: le terme d'inertie dépendant du temps, donc de la vitesse de montée de l'onde ;

$V \frac{\partial V}{\partial x}$: le terme d'accélération convective dépendant de la géométrie du tronçon ;

$g \frac{\partial h}{\partial x}$: le terme prépondérant dépendant de la pente de la ligne d'eau ;

$g(I - J)$: les termes dépendant de la pente et des frottements ;

I : la pente du canal ou de la canalisation (en m/m) ;

J : la pente de la ligne d'énergie ou pente de charge par unité de longueur (en m/m).

Écoulement dans les siphons

La perte de charge totale J sur la longueur L d'un (ou deux) passage en siphon (fig. 10.9) à pleine section de diamètre D s'écrit entre autres formules :

$$J = \frac{6,35L(n \cdot V)^2}{D^{\frac{4}{3}}}$$

avec $0,011 \leq n = \frac{1}{K} \leq 0,015$, coefficient de rugosité ($70 \leq K_s \leq 90$).

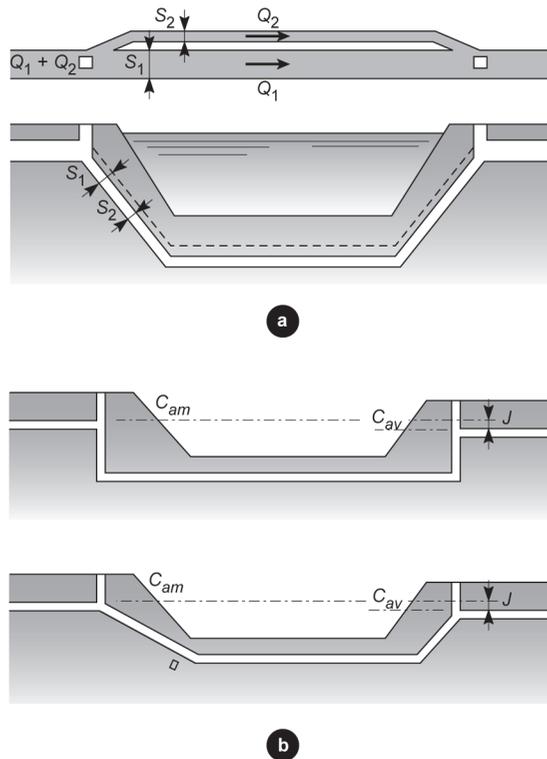


Fig. 10.9 Passage inversé en siphon :
a) de deux conduites ; b) d'une conduite

La cote amont C_{am} de la hauteur d'eau d'arrivée étant connue (fig. 10.9), il suffit de calculer la cote à l'aval C_{av} par la relation :

$$C_{av} = C_{am} - J$$

Écoulement dans les siphons

Le coefficient de perte de charge singulière de la tête des deux passages en siphons (fig. 10.10) est égal à :

$$k = \left(1 + \frac{S}{S_t}\right)^2 + \frac{1}{9} \left(\frac{S}{S_t}\right)^2$$

avec :

S : section de l'arrivée ;

S_t : sections des deux passages en siphon auquel s'ajoutent les autres pertes de charge singulières relation aux coudes, passages des regards..., avec ressaut éventuel.

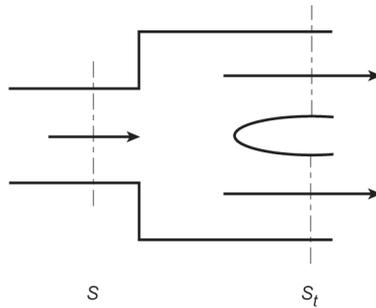


Fig. 10.10 Tête amont d'un passage en siphon

Le débit d'un déversement siphonoïde (fig. 10.11) est donné par la formule :

$$Q = m \cdot \Omega \sqrt{2g \cdot h}$$

avec :

m : le coefficient de perte de charge tel que :

- $m = 0,95$ pour les siphons courts (sous une simple cloison ou sur quelques mètres),
- $m = 0,90$ pour les siphons lisses sur une dizaine de mètres,
- $m = 0,85$ pour ouvrages longs ou importants,
- $m = 0,80$, coefficient minimum de perte de charge ;

Ω : la section de sortie (en m^2) ;

g : l'accélération de la pesanteur ($9,81 \text{ m/s}^2$) ;

h : la hauteur de chute (en m).

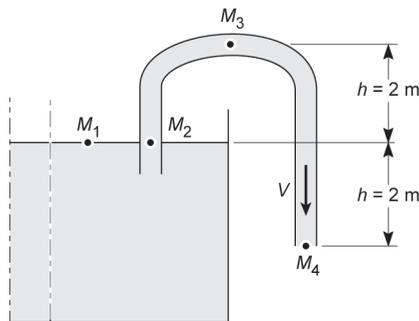


Fig. 10.11 Pression dans un siphon de déversement

Écoulement dans les siphons

La vitesse est donc égale à :

$$V = m\sqrt{2g \cdot h}$$

La vitesse minimale acceptable dans la branche descendante doit être supérieure à la vitesse critique.

EXEMPLE**Calcul dans un siphon**

Un siphon permet l'écoulement du point M_1 d'un réservoir alimenté en continu ou d'un vaste plan d'eau considérons qu'il s'effectue par un tuyau de section S (diamètre 20) dont la ligne de charge s'élève de M_2 à M_3 , de 2 m au-dessus du niveau de la surface libre (fig. 10.11).

La pression au point M_1 vaut :

$$\frac{P_1}{\rho \cdot g} = \frac{P_{\text{atm}}}{\rho \cdot g} = \frac{10^5 \text{ hPa}}{10^3 \cdot 10^1} = 10 \text{ m}$$

avec $P_{\text{atm}} = 1,01325 \text{ bar}$ arrondi à 10^5 hPa , et $g = 9,81 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ arrondi à 10^1 , pour application simplifiée.

La plus petite valeur possible de la pression au point M correspond au débit maximum.

La relation de Bernoulli s'écrit :

$$\rho \frac{V_1^2}{2} + \rho \cdot g \cdot h_1 \cdot p_1 = \rho \frac{V_3^2}{2} + \rho \cdot g \cdot h_3 + p_3$$

et donne :

$$\frac{1}{2}\rho(V_1^2 - V_3^2) + \rho \cdot g(h_1 - h_3) + (p_1 - p_3) = 0$$

Les débits en M_1 et M_3 sont égaux donc :

$$Q_s = V_1 \cdot S_1 = V_3 \cdot S_3$$

soit :

$$Q_s^2 = \frac{2\rho \cdot g(h_3 - h_1) + p_3 - p_1}{\rho \left(\frac{1}{S_1^2} - \frac{1}{S_3^2} \right)}$$

donc :

$$Q_s = \left[\frac{2\rho \cdot g(h_1 - h_3) + p_1 - p_3}{\rho \left(\frac{1}{S_3^2} - \frac{1}{S_1^2} \right)} \right]^{0,5}$$

avec p_2 nulle, la vitesse à la surface libre est très proche de zéro, l'équation se simplifie :

$$\rho \cdot g \cdot h_2 + p_2 = \frac{1}{2}\rho \cdot V_3^2 + \rho \cdot g \cdot h_3$$

soit :

$$V_3 = \left[2g(h_2 - h_3) + \frac{2P_2}{\rho} \right]^{0,5} \quad \text{où } h_2 - h_3 = -2 \text{ m}$$

$$V_3 = \left[2 \times 10 \times (-2) + \frac{2 \times 10^5}{10^3} \right]^{0,5} = 12,6 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$$

Le débit maximal est :

$$Q_m = 12,6 \times \frac{\pi \times 0,20^2}{4} = 0,4 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$$

Toutefois, les égalités $h_1 = h_4$ s'écrivent simplement :

$$Z_1 + \frac{P_1}{\rho \cdot g} = Z_1 + h + \frac{P_3}{\rho \cdot g} + \frac{V^2}{2g} \quad \text{où } \frac{V^2}{2g} = h$$

$$\frac{P_3}{\rho \cdot g} = \frac{P_{\text{atm}}}{\rho \cdot g} - 2h = 10 \text{ m} - 4 \text{ m} = 6 \text{ m}$$

Écoulement dans les siphons

et entraînent en absence de pertes de charge singulières :

$$V = \sqrt{2g \cdot h} = \sqrt{2 \times 10 \times 2} \text{ m} = 6,3 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$$

Le pont M_1 est plus haut que le point M_4 :

$$h_1 - h_4 = \frac{V^2}{2g} = \frac{12,6^2}{2 \times 10} = 8 \text{ m}$$

Le point M_3 est 2 m plus haut que M_1 et on retrouve bien les 10 mCE correspondant à la pression atmosphérique P_{atm} .

Aide-mémoire d'hydraulique générale

Cet aide-mémoire présente une synthèse des outils et des méthodes de calcul indispensables à la compréhension des mécanismes et phénomènes qui régissent l'hydraulique et l'hydrologie.

Rédigé sous forme de fiches et illustré par de nombreux exemples, schémas et tableaux synthétiques, cet ouvrage détaille les différentes typologies d'écoulement, d'obstacles, de canalisations et d'équipements qui constituent l'essentiel des voies d'eau et des réseaux.

Chaque chapitre décrit de façon simple et homogène les contextes particuliers de l'hydraulique naturelle, souterraine, en surface, en aménagement, en réseau, en application d'énergies cinétique et mécanique.

Conçu comme un instrument de travail, ce livre sera utile aux techniciens et ingénieurs – qu'ils soient maîtres d'ouvrage ou maîtres d'œuvre – en situation de réalisation et d'exploitation des réseaux d'eau potable ou d'assainissement, d'aménagements de rivière, d'exploitation d'ouvrages, d'électropompage, d'hydro-environnement...

Régis Bourrier est ingénieur hydraulicien, il a été chargé de grands projets d'infrastructures et de génie urbain, avant de diriger le service informatique d'un bureau d'études important. Puis, il a créé et dirigé Sétegue devenue Guigues Environnement, société de conseil et d'ingénierie dans les domaines de l'eau, de l'assainissement et de l'environnement. Il est actuellement expert en hydraulique et hydrologie chez IC-Eau Environnement.

Il est coauteur des ouvrages *Pratique des VRD et aménagement urbain*, *Guide technique de l'assainissement*, *Techniques de la gestion et de la distribution de l'eau* et *Hydraulique appliquée* déjà parus aux Éditions du Moniteur.

Sommaire

- ▶ Hydrosphère et hydraulité
- ▶ Écoulements naturels et superficiels
- ▶ Rétention et maîtrise des écoulements
- ▶ Écoulements en milieu poreux
- ▶ Écoulements à surface libre
- ▶ Écoulements sur obstacles ou aménagements
- ▶ Ouvrages d'art et aménagements hydrauliques
- ▶ Écoulements des débits solides et décantation
- ▶ Amenées d'eaux gravitaires
- ▶ Écoulements en canalisations
- ▶ Éléments constitutifs des réseaux et des ouvrages
- ▶ Conception des réseaux d'assainissement
- ▶ Distribution en réseaux sous pression
- ▶ Stations de pompage et équipements associés
- ▶ Coup de bélièr dans les conduites
- ▶ Métrologie des écoulements à surface libre