

Assainissement des agglomérations

par **Louis COLOMBET**

Ancien Élève de l'École Polytechnique

avec la collaboration du Cabinet d'Études Marc Merlin.

1. Nature des eaux à évacuer	C 4 200 - 2
1.1 Eaux pluviales	— 2
1.2 Eaux usées	— 2
2. Caractéristiques des effluents	— 2
2.1 Caractères qualitatifs	— 2
2.2 Caractères quantitatifs	— 4
3. Caractéristiques des ouvrages d'écoulement	— 11
3.1 Système de collecte et d'évacuation	— 11
3.2 Choix d'un système d'évacuation	— 11
4. Construction des ouvrages d'écoulement	— 13
4.1 Forme des ouvrages	— 13
4.2 Calcul des ouvrages	— 14
4.3 Construction des ouvrages	— 17
4.4 Ouvrages annexes	— 19
4.5 Épreuves	— 25
5. Exploitation et entretien des réseaux d'égouts	— 26
5.1 Exploitation	— 26
5.2 Entretien et réparation	— 26
5.3 Recherche de fuites	— 26
5.4 Ventilation	— 26
6. Exemple de calcul d'ouvrages d'écoulement pluvial	— 27
Pour en savoir plus	Doc. C 4 200

Le présent article traite de l'évacuation, hors des agglomérations urbaines ou rurales, des eaux de toute nature, ainsi que des déchets de l'activité humaine, qui en sont inséparables. Cette évacuation se fait presque toujours par voie souterraine, dans des égouts.

Il faut remarquer que l'évacuation, par la même voie hydraulique, des ordures ménagères préalablement broyées par un appareil posé sous évier est actuellement interdite en France par les règlements.

On examinera successivement la nature des eaux à évacuer, les caractéristiques des effluents (pollution, débits), les caractéristiques des ouvrages destinés à l'évacuation, la construction et enfin l'exploitation de ces ouvrages.

Notations et symboles		
Symbole	Unité	Définition
a		coefficient fonction de la fréquence F
b		coefficient fonction de la fréquence F
C		coefficient de ruissellement
C_a		coefficient d'apport
DBO		demande biochimique en oxygène
DBO ₅		demande biochimique en oxygène en 5 jours
DCO		demande chimique en oxygène
F		fréquence ($F = 1/T$)
f		coefficient multiplicateur de Q
H	mm	hauteur d'eau
H_a	mm	capacité spécifique de stockage
$I = \tan \alpha$		pente de L
i	mm/min	intensité de pluie
L	hm	trajet hydraulique
m		coefficient multiplicateur de Q
MES		matières en suspension
MST		matières en suspension totales
P		probabilité
p	h ⁻¹	fréquence admissible de démarrages d'un moteur de pompe
p_a	kg/s	pollution arrivée
P_r	kg	pollution rejetée
Q	m ³ /s	débit
\overline{Q}	m ³ /ha · j	débit moyen
Q_a	mm/ha · h	débit de fuite
q	m ³ /s	débit moyen de temps sec
q_1	m ³ /s	débit traité
R	m	rayon hydraulique moyen
S	ha	surface
S'	ha	surface imperméabilisée
S_a	ha	surface active
T	années	périodicité
t	min	durée, temps
t_c	min	temps de concentration
U	m/s	vitesse d'écoulement
V	m ³	volume
γ		coefficient dépendant de la rugosité des parois
θ	°C	température
λ		coefficient multiplicateur de Q
ρ		coefficient de retard
σ		écart-type
Ω	ha	surface d'écoulement

1. Nature des eaux à évacuer

1.1 Eaux pluviales

Les eaux pluviales susceptibles d'être reçues dans un réseau d'égouts comprennent, outre les eaux météoriques recueillies directement sur la surface concernée, les eaux qui, du fait de la topographie ou de la main de l'homme, transitent par cette surface, soit qu'elles ruissellent sur le terrain, soit qu'elles y soient amenées par d'autres canalisations souterraines (eaux de pluie, de drainage ou de source).

1.2 Eaux usées

Les eaux usées comprennent :

- les effluents urbains ;
- les effluents industriels.

Par *effluents urbains*, il faut comprendre les eaux d'entraînement des déchets domestiques, évier, salles d'eau, WC, ainsi que les eaux des services publics, lavage des rues et des caniveaux.

Les *effluents industriels* comprennent toutes les eaux susceptibles d'être rejetées par les industries, c'est-à-dire, outre les eaux à caractère domestique (personnel), les eaux de fabrication et les eaux de refroidissement.

2. Caractéristiques des effluents

2.1 Caractères qualitatifs

2.1.1 Eaux pluviales

Les eaux pluviales, douces et exemptes à leur formation de toute impureté, se chargent, dans l'atmosphère, de gaz dissous et de matières en suspension et en solution, et même de produits nocifs au-dessus des grandes cités industrielles, ainsi que de bactéries.

Après ruissellement sur les chaussées ou dans les caniveaux, ces eaux se chargent également de produits non fermentescibles (sables, abrasion des chaussées, huiles, graisses), ainsi que de produits organiques dus aux animaux vivant avec l'homme (oiseaux, animaux domestiques) et aux résidus d'ordures ménagères, malgré le développement de la collecte hermétique ou en sacs plastiques.

On comprend aisément que les eaux des petites pluies ou, mieux, les premières eaux des fortes averses soient beaucoup plus polluées que des eaux pluviales courantes : c'est une considération à ne pas oublier dans le choix d'un système d'évacuation (§ 3.2).

La qualité de ces eaux dépend essentiellement du caractère de l'agglomération ; dans l'ensemble, elles seront plus chargées en produits minéraux (sables) et en huiles dans les zones fortement urbanisées, et plus chargées en matières organiques dans les agglomérations rurales où l'on pratique l'élevage (excréments du bétail, purin, etc.).

En ce qui concerne la quantité de produits minéraux en site urbain, on se reportera à l'article *Traitement des eaux usées urbaines* [C 5 220] dans ce traité. En surfaces agricoles, les eaux de ruissellement peuvent être polluées par l'entraînement d'engrais surdosés (nitrates, phosphates), de pesticides, etc. C'est parfois une part importante de l'eutrophisation des lacs.

Remarques

— Le rejet direct, dans les caniveaux, d'eaux autres que pluviales (huile de vidange, en particulier) doit être proscrit (règlements d'hygiène).

— En système unitaire ou pseudo-séparatif (§ 3.2.1), les petites pluies et le débit des fortes averses remettent en suspension les matières organiques déposées dans les égouts. De ce fait, ces eaux déjà chargées en surface sont particulièrement polluées, souvent plus que celles des réseaux séparatifs.

2.1.2 Eaux usées urbaines

Les eaux usées urbaines comprennent les eaux de service public et les eaux ménagères.

Les **eaux de service public** utilisées pour le lavage des rues et des caniveaux ont généralement leur origine dans le réseau d'eau sous pression de l'agglomération, et elles présentent les mêmes caractéristiques chimiques (article *Alimentation en eau potable* [C 5 205] dans ce traité). Leur pollution est sensiblement celle des petites pluies (§ 2.1.1) ; en système séparatif (§ 3.2.1), elles suivent d'ailleurs le sort des eaux pluviales.

Les **eaux ménagères** transportent des matières minérales (lavage des légumes et des sols) et surtout des matières organiques (déchets végétaux et animaux) en suspension :

- matières grasses plus ou moins émulsionnées ;
- produits savonneux, détergents ;
- sels de cuisson des aliments ;
- matières fécales (100 à 150 g par habitant et par jour en alimentation mixte, 350 g par habitant et par jour en alimentation végétale avec 75 à 80 % d'eau).

Nota : du point de vue chimique, ces derniers déchets contiennent 5 à 30 % d'azote, 1,50 à 3 % d'acide phosphorique, 1 à 6 % d'oxyde de potassium ; le pH varie entre 6,2 et 7,2.

L'urine représente 1 à 1,5 L/j avec 55 à 70 g de résidu sec ; le pH se situe entre 5 et 7.

Du point de vue bactériologique, ces résidus comportent de 30×10^{12} à 100×10^{12} bactéries, aérobies ou anaérobies, vivantes ou mortes, par 24 h.

La pollution se mesure à la quantité de matières en suspension et de matières dissoutes (minérales ou organiques). Les unités de mesure pour la pollution organique, biodégradable ou non, sont la DBO et la DCO (article *Traitement des eaux usées urbaines* [C 5 220]).

Alors que le débit rejeté par habitant desservi est très variable (§ 2.2.2), la pollution, bien que dépendant du mode de vie et des raccordements domestiques, est beaucoup plus constante.

On a longtemps, en France, considéré les valeurs données par Imhoff [1] comme valables en système séparatif (tableau 1).

Tableau 1 – Matières contenues dans les eaux usées urbaines (d'après [1])

État	Matières (g/hab · j)			Quantité d'oxygène absorbé en 5 jours DBO ₅
	minérales	organiques	total	
Matières en suspension				
— séparables par décantation.....	20	40	60	19
— non séparables par décantation..	10	20	30	12
Matières dissoutes	50	50	100	23
Total	80	110	190	54

Actuellement, on a tendance à moduler ces valeurs suivant le type de l'agglomération. La pollution recueillie par les réseaux dépend du type de réseau (unitaire ou séparatif), de la mobilité des populations (active et scolaire), du type de nettoyage (urbain ou collectif), voire du nombre, du type et de la fréquentation des commerces et des bâtiments publics. Sur les réseaux unitaires, il ne faut pas négliger les effets de curage par temps de pluie. Enfin, la présence de canalisations de refoulement, surtout si l'équipement fonctionne peu fréquemment, peut provoquer des modifications notables dans le débit et la qualité de l'effluent.

Comme tenu de la diversité des situations, il est de moins en moins possible d'utiliser l'équivalent-habitant pour définir la charge d'une station d'épuration. À un effluent sont associées une charge volumique (débit) et une charge polluante (MES, DCO, DBO₅, etc.). Si aucune campagne de mesure n'est pratiquée, on pourra cependant se rapporter, pour les petites collectivités, aux charges unitaires classiques (54 g DBO₅/hab · j, 70 à 90 g MES/hab · j, 90 g DCO/hab · j).

Remarque : en présence d'un effluent ne contenant que des rejets domestiques entièrement biodégradables, la DCO devrait être égale à la DBO_{ultime}, c'est-à-dire que le rapport DCO/DBO₅ devrait être de 1,5 environ. On admet qu'il n'y a pratiquement pas de matière organique non biodégradable d'origine industrielle si ce rapport ne dépasse pas 2,5. L'effluent est dit du type urbain.

2.1.3 Eaux industrielles

La pollution des eaux industrielles varie de manière considérable suivant la nature de l'industrie et l'utilisation des eaux :

- les **eaux utilisées par le personnel** ont pratiquement la même composition que les eaux domestiques ;
- les **eaux de refroidissement** n'ont, en principe, pas d'autre pollution que leur température θ , qui ne devrait pas dépasser 30 °C au rejet à l'égout ;
- les **eaux de fabrication** sont évidemment très variables ; on peut les classer en trois catégories :

- les eaux à pollution minérale ; elles ont en particulier pour origine les industries minières et sidérurgiques, les sucreries (lavage des betteraves), les centrales thermiques à charbon (lavage des fumées),
- les eaux à pollution organique en provenance des industries agricoles et alimentaires ; certaines doivent parfois subir un pré-traitement avant rejet dans le réseau public général,
- les eaux à pollution chimique dangereuse pour le traitement biologique : par exemple, industries de traitement de surface (cyanures), pelanage en tanneries (sulfures), tannage au chrome, fabriques de pâte à papier (sulfures).

Pour les qualités requises avant déversement à l'égout, on se reportera au paragraphe 2.1.4.2.

On peut mentionner aussi les eaux radioactives. D'une façon générale, le rejet de produits radioactifs dans les ouvrages publics est interdit par les Règlements sanitaires départementaux. Les utilisateurs de radioéléments doivent éliminer la radioactivité sous le contrôle de l'Administration qui peut limiter l'activité autorisée (article *Déchets radioactifs* [B 3 660] dans le traité Génie nucléaire).

2.1.4 Dangers de certains effluents

La composition de tous ces effluents, domestiques ou industriels, est importante pour le projeteur, à cause de l'effet de destruction qu'ils peuvent avoir sur le réseau, du danger qu'ils peuvent présenter vis-à-vis du personnel d'exploitation et de leur effet inhibiteur sur le fonctionnement de la station d'épuration.

2.1.4.1 Corrosion

La corrosion du béton peut commencer par des phénomènes d'abrasion par les sables. C'est pourquoi il est recommandé de ne pas dépasser une vitesse de 4 m/s pour le débit pluvial maximal. Pour éviter les fissurations ou la perméabilité des tuyaux, il est recommandé de n'utiliser que les tuyaux agréés (§ 4.3.2). Les bétons coulés sur place (regards de visite par exemple, § 4.4.1) doivent présenter une bonne compacité.

L'attaque chimique, souvent consécutive, est due à une dissolution du béton par des eaux chargées d'acidité carbonique, sulfureuses (H₂S) ou sulfatées. Les plus fréquentes, en matière d'assainissement, sont les eaux chargées de sulfure d'hydrogène dû à la fermentation des produits organiques par suite d'un mauvais écoulement. C'est pourquoi il est important que le profil de l'égout permette d'assurer l'autocurage.

Les armatures du béton armé sont ensuite attaquées par ionisation du fer (Fe⁺⁺) et précipitation d'hydroxyde ferrique, de manière moindre lorsque l'eau est en équilibre carbonique avec le calcaire.

L'eau de mer est particulièrement dangereuse par la présence de sulfates qui dissolvent le béton et d'ions Cl^- qui corrodent les armatures.

2.1.4.2 Effet inhibiteur sur les traitements biologiques

Les effluents industriels sont susceptibles d'entraver le fonctionnement des stations d'épuration.

On considère généralement qu'une station d'épuration biologique doit pouvoir atteindre ses performances nominales lorsque les effluents à traiter satisfont aux conditions du tableau 2.

Tableau 2 – Caractéristiques maximales admises pour les effluents dans le domaine du traitement garanti sur une station d'épuration (1)	
pH	entre 6,5 et 8,5
Température	< 25 °C
Concentrations moyennes durant l'heure la plus chargée :	
— cyanures	< 0,5 mg CN/L
— chrome total	< 2,0 mg Cr/L
— chrome hexavalent	< 0,2 mg Cr/L
— cuivre	< 0,5 mg Cu/L
— phénols	< 5,0 mg/L
— sulfures	< 1,0 mg S/L
— sulfites	< 5,0 mg SO_3 /L
— chlorures totaux	< 300,0 mg Cl/L
Rapport PO_4/DCO	$\geq 0,01$

(1) Extrait du devis programme type pour la mise au concours des stations de traitement d'eaux usées. Cahier des Prescriptions Communes. Novembre 1976.

En pratique, de telles limites devraient prendre en compte la variabilité des concentrations, phénomène parfois plus néfaste pour un traitement biologique que les concentrations moyennes.

L'instruction du 6 juin 1953 du ministre du Commerce (Journal Officiel du 20 juin 1953) fixe la qualité d'une eau industrielle susceptible d'être rejetée dans un réseau d'égouts muni à son extrémité d'une station d'épuration, suivant la charge de pollution industrielle du milieu récepteur, qui est appréciée comme indiqué au tableau 3.

Tableau 3 – Qualité d'une eau industrielle suivant la charge de pollution industrielle du milieu récepteur			
Rapport R débit du réseau débit effluent	Charge de pollution		
	(a) relativement faible	(b) importante	(c) prépondérante
en 24 h	$R > 25$	$2,5 < R < 25$	$R < 2,5$
en 10 h	$R > 60$	$6 < R < 60$	$R < 6$
pH	compris entre 5,5 et 8,5 (ou 5,5 et 9,5 avec neutralisation à la chaux)		
θ	$\leq 30\text{ °C}$		
MST maximal (1)	1 g/L	500 mg/L	500 mg/L
DBO maximal	500 mg/L	500 mg/L	500 mg/L
Azote total	150 mg/L	150 mg/L	150 mg/L
Ions NH_4^+	200 mg/L	200 mg/L	200 mg/L

(1) MST : matières en suspension totale.

Cette charge de pollution est à déterminer en fonction de l'ensemble des industries qui déversent à l'égout.

En outre, de nombreuses circulaires et instructions techniques fixent les normes de rejet à l'égout des établissements classés pour la protection de l'environnement.

Il n'est pas possible de citer ici tous les textes réglementaires. Ceux-ci traduisent généralement un compromis entre une normalisation des rejets chez tous les industriels et ce qu'il est possible d'obtenir au niveau de chaque branche (procédé propre, prétraitements). Le tableau 4 rassemble les principaux paramètres.

2.2 Caractères quantitatifs

La détermination des dimensions à donner aux ouvrages d'écoulement passe par le calcul du débit à évacuer.

En système unitaire (§ 3.2.1), lorsque les eaux pluviales et les eaux usées sont recueillies dans la même canalisation, le débit d'eaux usées est pratiquement négligé devant le débit pluvial, sauf dans certains cas, comme le calcul des émissaires.

En système séparatif, les eaux de lavage de chaussées n'augmentent pas les débits recueillis dans les canalisations d'eaux pluviales. En système pseudo-séparatif, au contraire, il y a lieu de cumuler les débits d'eaux usées et le petit débit pluvial recueilli dans le réseau d'eaux usées.

2.2.1 Eaux pluviales

2.2.1.1 Principes de calcul

Une précipitation pluviale est caractérisée par sa durée et par son intensité qui est variable pendant la durée de chute.

L'étude statistique des relevés pluviométriques permet de représenter les intensités moyennes i de durée t pour une fréquence F par la formule :

$$i = a(F) t^{b(F)} \tag{1}$$

$a(F)$ et $b(F)$ étant des coefficients fonction de la fréquence F . L'équation (1) donne pour chaque valeur de F une droite en coordonnées logarithmiques.

En outre, le débit maximal Q recueilli pour une pluie de fréquence F sur une surface S correspond à l'orage dont la durée est égale au temps de concentration t_c , c'est-à-dire au temps maximal d'écoulement jusqu'à l'exutoire pour l'eau tombée sur la surface S (celle qui parcourt le plus long trajet hydraulique).

On peut de la sorte, après avoir choisi une fréquence F et connaissant t (égal à t_c), déterminer i et calculer le débit maximal Q à évacuer :

$$Q = \rho i S C / 6 \tag{2}$$

avec i en mm/min,
 Q en m^3/s ,
 S en ha ,

Cet ρ coefficients définis ci-après (§ 2.2.1.2).

C'est la base de la méthode rationnelle (§ 2.2.1.3.3), qui donne des débits trop élevés car elle ne tient pas compte de l'effet de capacité du réseau.

Une formulation plus précise a fait l'objet de la circulaire interministérielle n° 77-284/INT du 22 juin 1977 qui tient compte implicitement de cet effet de capacité et du temps de concentration, moyennant un coefficient correcteur m suivant la forme du bassin (§ 2.2.1.3.2).

Tableau 4 – Valeurs limites en concentration de rejets aqueux industriels

(décret 85-1189 du 8 novembre 1985)

Paramètre	Valeur limite de rejet au réseau	Observations
Température	30 °C	Circulaire du 6 juin 1953
pH	5,5 ≤ pH ≤ 8,5	Cas général. Circulaire du 6 juin 1953
	5,5 ≤ pH ≤ 9,5	Si neutralisation à la chaux
Chrome VI	0,1 mg/LValeur généralisée par la circulaire du 6 décembre 85
Chrome III	3 mg/L	
Cadmium.....	0,2 mg/L	
Nickel	5 mg/L	
Cuivre	2 mg/L	
Zinc	5 mg/L	
Fer.....	5 mg/L	
Aluminium	5 mg/L	
Plomb	1 mg/L	
Étain	2 mg/L	
Cr + Cd + Ni + Cu + Zn + Fe + Al + Pb + Sn...	15 mg/L	
Cyanures	0,1 mg/L	
Fluor	15 mg/L	
Nitrites	1 mg/L	
Phosphore	10 mg/L	
Hydrocarbures totaux	5 mg/L	
	Valeur variable de 5 à 20 mg/L dans d'autres textes
Mercure	0,05 mg/L	Arrêté du 26 septembre 1985 (fabrication de batteries)
PCB	0,5 µg/L	Circulaire du 30 septembre 1985 (manipulation PCB)

Arrêté du 26 septembre 1985
(ateliers de traitement de surface)**2.2.1.2 Définition des coefficients****2.2.1.2.1 Coefficient de ruissellement**

Le coefficient de ruissellement C exprime la fraction d'eau météorique qui, par rapport à la totalité de la précipitation pluviale, parvient à l'égout (ou à l'exutoire pour une zone non urbanisée).

Ce coefficient, qui traduit l'imperméabilisation naturelle ou artificielle (revêtement des chaussées et des trottoirs), peut toutefois varier dans une certaine mesure et, toutes choses égales par ailleurs, en fonction de la pente du sol et de la durée de la précipitation (saturation des terres).

Ce coefficient est pratiquement égal, pour un bassin homogène urbanisé, au rapport de la surface imperméabilisée S' à la surface totale S :

$$C = S'/S \quad (3)$$

Pour des surfaces partielles S_j , on peut prendre les valeurs C_j suivantes :

- parties imperméabilisées..... 0,90
- voies non goudronnées..... 0,35
- allées piétonnières (gravier)..... 0,25
- parcs boisés..... 0,10

et calculer C par la formule :

$$C = \frac{\sum C_j S_j}{\sum S_j} \quad (4)$$

Pour les surfaces plus importantes, et suivant le degré d'urbanisation, les valeurs suivantes peuvent convenir en première approximation :

- zones d'habitation très dense..... 0,90
- zones d'habitation dense ou zone industrielle 0,60 à 0,70
- zones d'habitation moins dense..... 0,40 à 0,60
- quartiers résidentiels..... 0,20 à 0,30

Pour les surfaces non urbanisées, ou pour les parties non imperméabilisées dans une zone urbanisée, on peut admettre :

- fortes pentes (de l'ordre de 0,10) en terrain rocheux et imperméable..... 0,80 à 1
- plaines nues légèrement perméables ou relief mixte..... 0,60 à 0,80
- plaines partiellement cultivées..... 0,40 à 0,60
- plaines cultivées perméables 0,30 à 0,40
- forêts 0,10 à 0,20

Ces dernières valeurs tiennent compte d'une saturation initiale du sol.

2.2.1.2.2 Temps de concentration

En zone urbanisée, le temps de concentration t_c est la somme du temps t_1 , délai d'écoulement superficiel sur les voies, cours, toits ou branchements, et du temps t_2 , délai d'écoulement souterrain en canalisations.

Le temps t_1 varie de 2 min pour une forte pente du terrain (0,10 par exemple) à 15 min pour une faible pente (0,001 à 0,002).

Le temps t_2 dépend du débit à évacuer. M. Desbordes [12] propose la formule empirique suivante :

— pour un allongement du bassin $M = L/\sqrt{S} = 2$:

$$t_2 = 0,687 I^{-0,41} S^{0,529} Q^{-0,354} \quad (5)$$

— pour un allongement du bassin $M \neq 2$:

$$t_2 = 0,423 M^{0,69} S^{0,529} Q^{-0,354} I^{-0,41} \quad (6)$$

avec $I (= \tan \alpha)$ pente,
 L (hm) plus long trajet hydraulique,
 Q (m³/s) débit,
 S (ha) surface,
 t_2 exprimé en minutes.

L'application directe de cette formule pour rechercher t_c nécessite donc une connaissance approximative de Q .

Pour les **surfaces non canalisées** (débits de bassins d'apport extérieurs à recueillir dans un réseau pluvial), on peut prendre la formule de Kirpich :

$$t_c = 0,0195 \left(\frac{100L}{\sqrt{I}} \right)^{0,77} \quad (7)$$

avec I (mm) pente de L ,
 L (hm) plus long trajet hydraulique,
 t_c exprimé en minutes.

Si L présente plusieurs pentes successives I_i , on adopte pour la pente moyenne :

$$I = \left[\frac{\sum L_i}{\sum \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2 \quad (8)$$

■ La formule (7) est acceptable pour $2\,000 < S < 10\,000$ ha et $L < 30\,000$ m.

Pour des surfaces plus faibles, elle donne des valeurs insuffisantes. Or les bassins d'apport extérieurs aux agglomérations présentent généralement une surface inférieure à 2 000 ha.

■ Pour les bassins non canalisés de surface comprise entre 200 et 2 000 ha, le temps de concentration $t_c (= L/U)$ est le temps minimal d'écoulement jusqu'à l'exutoire, en admettant les vitesses d'écoulement U suivantes sur le long chemin hydraulique :

$I = 0,002$: $U = 0,05$ m/s
$I = 0,005$: $U = 0,10$ m/s
$I = 0,01$: $U = 0,50$ m/s
$I = 0,04$: $U = 1,00$ m/s
$I = 0,10$: $U = 1,50$ m/s

On peut recouper le résultat obtenu avec celui de la formule (7).

■ Pour les bassins inférieurs à 200 ha, lorsque le coefficient d'imperméabilisation C est au moins égal à 0,2, le débit peut être calculé par la formule générale (11) (§ 2.2.1.3.2) sans passer explicitement par le temps de concentration.

2.2.1.2.3 Coefficient de retard

Ce coefficient empirique est nécessaire à la formule (2) pour exprimer le fait expérimental que, entre autres facteurs, et notamment par suite de l'effet de capacité du réseau collecteur, la durée d'écoulement est supérieure à la durée de la précipitation pluviale, ce qui diminue le débit maximal correspondant à t_c .

Ce coefficient s'exprime souvent sous la forme :

$$\rho = S^{-1/n} \quad (9)$$

avec S (ha) superficie du bassin,
 $n = 8$ pour les bassins $< 1\,000$ ha et pour les bassins $> 1\,000$ ha à très faible pente ($I \leq 0,001$),
 $n = 6$ à 5 pour les bassins $> 1\,000$ ha, sauf pour les très faibles pentes.

2.2.1.3 Calcul des débits

2.2.1.3.1 Petites surfaces. Calcul simplifié

Pour les petites surfaces (< 1 ha), on peut calculer le débit pour un orage décennal par la formule :

$$Q = qSC \quad (10)$$

avec Q en m^3/s ,
 S en ha ;

en prenant pour q une valeur de $0,3$ à $0,5 \text{ m}^3/s \cdot \text{ha}$, correspondant à une pluie de 30 à 15 min.

2.2.1.3.2 Cas général

La formule générale proposée par Caquot (compte rendu de l'Académie des Sciences du 20 octobre 1941) :

$$Q = K I^u C^v S^w \quad (11)$$

a été adaptée aux études les plus récentes, en modifiant les coefficients comme suit :

$$\left. \begin{aligned} K &= \left[\frac{0,5b}{6,6} a \right]^{1/(1+0,287b)} \\ u &= - \frac{0,41b}{1+0,287b} \\ v &= \frac{1}{1+0,287b} \\ w &= \frac{0,95+0,507b}{1+0,287b} \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

avec Q en m^3/s ,
 S en ha,
 a et b étant des fonctions de la fréquence F [formule (1)].

La formule (11) tient compte d'un allongement de bassin ($M = L/\sqrt{S}$) égal à 2, de l'effet de stockage du réseau, de l'effet de distribution spatiale de la pluie, et du temps de concentration.

Si l'on possède des statistiques pluviométriques suffisantes pour tracer la courbe [formule (1)] :

$$i = a t^b$$

pour la fréquence F choisie, on pourra calculer les coefficients et exposants de la formule (11), puis Q , voire tracer l'abaque représentant Q , d'après cette formule qui devient linéaire en coordonnées logarithmiques.

On pourra également obtenir a et b pour la fréquence $F = 1/T$ (T périodicité en années) ; il faut disposer des relevés sur au moins T années à partir d'un pluviomètre enregistreur.

Après un ajustement de Gumbel pour avoir des valeurs décennales, on choisit des plages de durée déterminée, par exemple 5 min, 15 min, 30 min, 1 h, 2 h, et l'on attribue dans chaque plage la fréquence n/T à l'intensité qui s'est produite n fois pendant les T années ($1/T$ à l'intensité la plus élevée, $2/T$ pour la suivante, etc.). Les points obtenus en coordonnées logarithmiques peuvent être ajustés par un procédé graphique sur la droite :

$$\lg i = \lg a + b \lg t$$

qui permet d'obtenir a et b .

La circulaire interministérielle donne une série de douze abaques pour les périodicités T de 1, 2, 5 et 10 ans et pour la France, divisée en trois régions de pluviométries différentes (figure 1) : région I (Nord, Centre), région II (Est, Sud-Ouest) et région III (Sud-Est).

■ Pour les **périodicités de 1, 2, 5 et 10 ans**, on prend les valeurs de a et b dans le tableau 5. On pourra alors calculer les coefficients de la formule (11) par les équations (12).

Le domaine de validité de la formule (11) est limité à $C \geq 0,2$ et $1 \text{ ha} < S \leq 200$ ha.

Pour la correction des débits en fonction de l'allongement du bassin, M. Desbordes [12] propose un coefficient correcteur m :

— pour les bassins à coefficient de ruissellement C homogène :

$$m = \left(\frac{M}{2} \right)^{\frac{0,69b}{1+0,354b}} \quad (13)$$

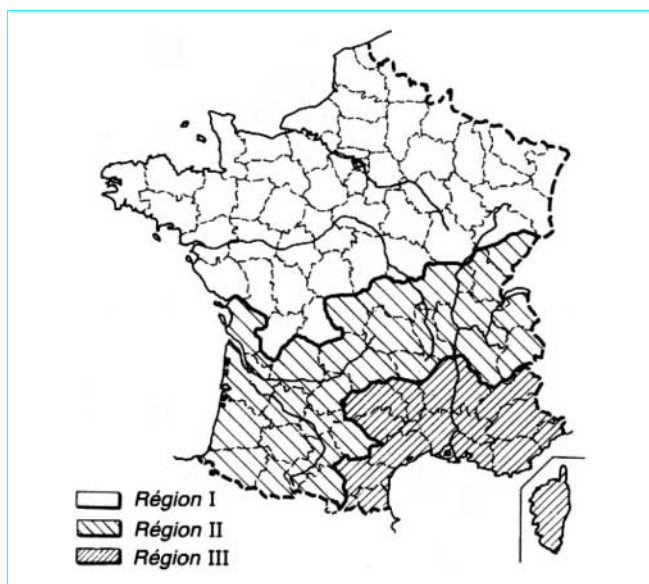


Figure 1 – Régions pluviométriques en France

Tableau 5 – Valeur des coefficients <i>a</i> et <i>b</i> pour le calcul de l'intensité [d'après la formule (1)] (1)						
Périodicité <i>T</i> (années)	Valeur de <i>a</i> dans la région			Valeur de <i>b</i> dans la région		
	I	II	III	I	II	III
10	5,9	6,7	6,1	-0,59	-0,55	-0,44
5	5,0	5,5	5,9	-0,61	-0,57	-0,51
2	3,7	4,6	5,0	-0,62	-0,62	-0,54
1	3,1	3,5	3,8	-0,64	-0,62	-0,53

(1) Rappel de la formule (1) :

$$i = a (F) t^b (F)$$

avec *t* en min et *i* en mm/min.

formule que M. Desbordes estime trop correctrice ; il suggère l'expression suivante plus conforme à la réalité des processus hydrologiques :

$$m = \left(\frac{M}{2} \right)^{0,7 b} \quad (14)$$

— pour les bassins hétérogènes, on effectue la recherche préalable de l'allongement *M* des bassins en parallèle :

$$M = \frac{L}{\sqrt{\sum S_j}}$$

puis on calcule *m* comme ci-avant.

Dans le cas de bassin en parallèle, *L* est le plus long chemin hydraulique du ou des bassins en série, dont le temps de concentration est le plus élevé.

■ Pour un orage de périodicité *T* supérieure à 10 ans, on peut prendre pour *Q* les coefficients multiplicateurs *f* suivants :

<i>T</i> = 10 ans	<i>f</i> = 1
<i>T</i> = 20 ans	<i>f</i> = 1,25
<i>T</i> = 50 ans	<i>f</i> = 1,6
<i>T</i> = 100 ans	<i>f</i> = 2

2.2.1.3.3 Méthode rationnelle

a) Lorsqu'on se situe hors du champ d'application de la formule (11), et en l'absence d'autres modèles mathématiques, on pourra opérer en appliquant directement la formule (2) qui donnera des débits en principe surabondants.

On appréciera le temps de concentration comme indiqué au paragraphe 2.2.1.2.2, et l'on en déduira l'intensité *i*, compte tenu de la périodicité admise, par la formule (1), en prenant les coefficients *a* et *b* dans le tableau 5, extrait de la circulaire interministérielle.

b) Lorsque la jonction de plusieurs bassins urbains de surface *A_j* < 200 ha donne une surface totale *A* > 200 ha, on peut opérer comme suit :

- pour le premier bassin amont de plus de 200 ha, on prendra pour temps de concentration *t_c* le plus élevé des temps de concentration *t_{cj}*, calculés éventuellement par l'une des formules (5) ;
- pour le bassin aval, on ajoutera le temps d'écoulement de l'eau dans le collecteur à une vitesse moyenne, facile à évaluer puisqu'on a une idée du débit et que l'on connaît la pente moyenne de l'égout, sensiblement égale à la pente du terrain.

On opère ensuite comme en (a).

Le débit maximal obtenu pour la surface *S* doit toujours être inférieur ou égal à la somme des débits des bassins élémentaires *S_j*.

2.2.1.3.4 Pratique du calcul

a) On choisit d'abord une ou plusieurs périodicités *T*, par exemple 5 ans, 10 ans ou 20 ans, en fonction du coût des dégâts qui risquent d'être occasionnés par les débordements éventuels ou des désagréments qu'ils causent. On prend souvent 10 ans. On peut prendre moins (1 an) pour les émissaires en système unitaire (§ 4.2.1.5) en dehors d'une zone urbaine, ou plus (50 ans ou 100 ans) pour des ouvrages courts comme les déversoirs d'orage en système unitaire (§ 4.2.1.3), ou dans des zones critiques de débordement. Par rapport au débit correspondant à la pluie décennale (de périodicité 10 ans), on peut prendre alors le coefficient multiplicateur *f* (§ 2.2.1.3.2).

Bien remarquer que la périodicité décennale généralement admise n'a absolument rien d'obligatoire, mais qu'elle doit être adaptée à chaque cas particulier ainsi qu'il est exposé ci-avant.

b) On décompose ensuite la surface totale intéressée *A* en un certain nombre de surfaces partielles sensiblement homogènes *A_j*, de pente *I_j* et de coefficient de ruissellement *C_j*, chaque surface étant desservie par un collecteur dont on veut déterminer les caractéristiques. On mesure le plus long chemin hydraulique canalisé *L_j*.

Puis on cherche les bassins d'apport extérieurs non urbanisés, et l'on détermine également leurs caractéristiques (*C_j*, *I_j*, *L_j*, *S_j*).

c) On calcule le débit de pointe *Q_p* des bassins en commençant par l'amont.

Dans le cas général, ce calcul se fait à l'aide de la formule (11), dans son domaine de validité :

$$C \geq 0,2 \quad 1 \text{ ha} < S \leq 200 \text{ ha}$$

sans omettre, le cas échéant, le coefficient correcteur *m_j* (§ 2.2.1.3.2).

Dans le cas d'un bassin extérieur non canalisé n'entrant pas dans le domaine de validité précédent, on calcule le temps de concentration (§ 2.2.1.2.2), et l'on en déduit *i* par la formule (1) :

$$i = a t^b$$

avec, pour valeurs de *a* et *b*, celles données par le tableau 5, ou bien, si l'on possède des statistiques pluviométriques suffisantes, celles calculées comme exposé en § 2.2.1.3.2.

Connaissant *i*, on peut calculer *Q_j* par la formule (2).

Dans ce cas, la valeur du débit *Q_j* peut utilement être recoupée avec des mesures directes sur le thalweg du bassin ou avec des constatations faites sur place par les riverains en un ou plusieurs points critiques ; une appréciation directe du débit peut également être faite par l'ingénieur.

Ces mesures directes constituent une excellente méthode de contrôle dans tous les cas.

Dans le cas d'un bassin urbanisé de surface supérieure à 200 ha, on calcule le temps de concentration comme indiqué (§ 2.2.1.3.3b), les temps de concentration partiels, dont on connaît les débits par la formule (11), pouvant être calculés par l'une des formules (5).

On opère ensuite de la même façon en descendant vers l'aval et en prenant pour les différents paramètres les valeurs du tableau 6, extrait de la circulaire interministérielle.

Dans le cas où le bassin amont n'est pas urbanisé (bassin d'apport), le débit de pointe Q_p à admettre est le plus élevé des deux débits de pointe, celui du bassin d'apport, d'une part, et celui de l'aire S_j urbanisée, d'autre part.

Un exemple de calcul est donné au paragraphe 6.

2.2.1.4 Programmes de calcul

L'utilisation de la méthode de Caquot est limitée à des bassins versants homogènes et à des unités hydrologiques de petite taille.

Tableau 6 – Caractéristiques des bassins d'après la circulaire interministérielle				
Paramètres équivalents	A_{eq}	C_{eq}	I_{eq}	M_{eq}
Bassins en série	ΣA_j	$\frac{\Sigma C_j A_j}{\Sigma A_j}$	$\left[\frac{\Sigma L_j}{\Sigma (L_j / \sqrt{I_j})} \right]^2$	$\frac{\Sigma L_j}{\sqrt{\Sigma A_j}}$
Bassins en parallèle	ΣA_j	$\frac{\Sigma C_j A_j}{\Sigma A_j}$	$\frac{\Sigma I_j Q_{pj}}{\Sigma Q_{pj}}$	$\frac{L_{eq}}{\sqrt{\Sigma A_j}}$ (1)

(1) L_{eq} longueur totale L_j du bassin ayant le plus fort débit de pointe.

Pour le calcul de réseaux complexes ou de bassins urbains de grande taille, il devient nécessaire d'utiliser des modèles décrivant l'aspect dynamique de la transformation « pluie-débit » et de la propagation des débits ruisselés dans les différentes branches de réseaux.

De tels modèles permettent, en réalité, de prendre en compte les variations dans le temps des événements pluviométriques et des débits résultants. Ils ont pu voir le jour grâce au développement des moyens et techniques informatiques.

À partir de ces modèles, des logiciels de simulation ont été conçus pour dimensionner et vérifier les réseaux d'eaux pluviales.

Tous ces logiciels se caractérisent, quel que soit leur degré de complexité ou de précision, par l'enchaînement de modèles correspondant à chaque étape du cycle de l'eau ou du calcul d'un réseau d'assainissement.

Ces modèles sont les suivants :

- les modèles pluviométriques, ou modèles de pluie, permettant la définition d'événements pluviométriques représentatifs, la simulation de leur déplacement et de leur abattement spatial ;
- les modèles hydrologiques, ou modèles de ruissellement, transformant la pluie déterminée sous forme d'un hyétogramme en un hydrogramme de ruissellement, courbe représentant la variation du débit avec le temps, entrant dans le réseau des collecteurs ;
- les modèles hydrauliques ou modèles de propagation, réalisant le transfert des hydrogrammes précédents dans le réseau des collecteurs existants ou projetés. Ces modèles peuvent prendre en compte des transformations spéciales correspondant à des ouvrages singuliers du réseau : déversoirs d'orage, bassins de retenue, siphons ou chutes dont les fonctionnements hydrauliques sont connus.

L'avènement de la micro-informatique et de ses périphériques graphiques a permis le développement de nombreux logiciels de ce type, de maniement convivial et conversationnel, présentant des résultats explicités par la qualité des documents obtenus.

Parmi ceux-ci l'on peut citer, entre autres, les logiciels suivants :

- RERAM, programme mis au point par le Centre d'études techniques de l'Équipement d'Aix-en-Provence sur la base de modèles élaborés par le Laboratoire d'hydrologie mathématique de Montpellier pour le compte du service technique de la Direction Générale des Collectivités Locales (DGCL) et du Service Technique d'Urbanisme (STU) qui organise sa diffusion ;
- CEDRE, programme mis au point par le Département Génie civil et Urbanisme de l'Institut national des sciences appliquées de Lyon.

Ces logiciels, outre le fait qu'ils fournissent une meilleure approche des débits de pointe aux différents points du réseau, permettent également d'apprécier les volumes ruisselés et, ainsi, de dimensionner les volumes de retenue dans toute la complexité de leur fonctionnement. Par ailleurs, le développement de ces modèles a permis les applications les plus récentes en matière d'assainissement, à savoir :

- le calage d'ouvrages de régulation dynamique sur les réseaux afin d'optimiser l'évacuation des eaux pluviales et le transfert de la pollution ;
- la mise en place de systèmes experts offrant, en temps réel, une aide à la décision.

2.2.2 Eaux usées urbaines

Le volume d'eaux usées urbaines recueilli par habitant est essentiellement variable suivant l'équipement des immeubles et le mode de vie des habitants. Nous nous placerons dans le cas d'une population alimentée normalement en eau sous pression avec des installations sanitaires individuelles complètes (WC avec chasse, salles d'eau, etc.). C'est cette hypothèse, même si elle n'est pas réalisée au moment de la construction du réseau ou de la station d'épuration, qui permettra de déterminer les débits et, corrélativement, les caractéristiques des canalisations pour une situation future normale. En outre, la valeur admise pour la population à desservir doit également tenir compte d'une croissance raisonnable de l'agglomération. Une prévision à 20 ans paraît souhaitable, en rapport avec le plan d'aménagement lorsqu'il existe. Enfin, dans les stations estivales ou hivernales, les populations maximale et minimale sont à déterminer pour la situation actuelle et la situation future. À titre indicatif, dans de telles stations, le rapport entre la population touristique de pointe et la population permanente est couramment de 6 pendant 2 mois.

Le mode de vie influe également sur la consommation d'eau, qui a tendance à augmenter, toutes autres choses égales par ailleurs. Pour le calcul des canalisations, il y a donc lieu de prendre des chiffres assez larges. Mais il faudra aussi apprécier les quantités minimales rejetées à la mise en service, pour s'assurer que l'autocurage est à peu près assuré (§ 4.2.1.1.2). Cette détermination des débits minimaux à prendre en compte est encore plus importante pour une station d'épuration qui doit être adaptée ou adaptable aux conditions réelles de fonctionnement. Mais, alors que les extensions d'une station d'épuration sont généralement possibles, surtout si elles ont été prévues lors de la construction, le doublement d'une canalisation est toujours inutilement onéreux, sauf s'il se fait par un tracé différent, nécessaire pour la desserte de nouveaux immeubles (cas de zones extensives).

Le volume rejeté à l'égout dépend aussi du mode de paiement de l'eau potable. Le paiement au mètre cube est maintenant général en France. Le système des abonnements à forfait, sans compteur individuel, augmente considérablement le volume d'eau rejeté, qui peut être multiplié par 3 ou par 4. L'augmentation du débit qui en résulte n'occasionne pas d'augmentation sensible du diamètre des

égouts, car ce phénomène n'est guère constaté que dans les agglomérations de peu d'importance. Elle améliore, certes, l'autocurage, mais de manière inutile si le réseau est bien conçu. Surtout, elle surcharge inutilement en eau non polluée la station d'épuration et constitue fréquemment une cause de mauvais fonctionnement d'installations qui n'ont pas été prévues pour un effluent aussi dilué (comme les eaux parasites, § 2.2.4).

Le volume journalier passant au compteur des abonnés domestiques et rejeté à l'égout n'est pas, dans l'ensemble, supérieur à 150 L/hab · j. Mais il est prudent de considérer ce chiffre comme un minimum valable pour les petites agglomérations. Il est préférable de prendre 200 L/hab · j pour les petites villes à partir de 10 000 habitants, et 250 L/hab · j pour les villes plus importantes, à partir de 50 000 habitants. Pour les très grands centres, à partir de 150 000 habitants, un chiffre plus élevé, de l'ordre de 300 L/hab · j, peut être admis dans l'avenir.

Ces valeurs, qui ne comprennent pas les débits industriels, peuvent être utilement recoupées par le relevé de la production ou de la consommation d'eau et par des mesures directes en continu, plus délicates, mais plus sûres, sur un collecteur d'égouts lorsqu'il existe. Il faut toutefois que cette enquête soit faite de manière attentive.

■ La mesure du volume d'eau produit en une ou, mieux, plusieurs périodes de 24 h, réparties dans la semaine et dans l'année, est relativement facile par la connaissance du débit des sources ou des pompes et de la variation du niveau de l'eau dans les réservoirs. Mais toute l'eau produite n'est pas distribuée. Le ratio de consommation (proportion de l'eau distribuée) dans un réseau bien entretenu n'est souvent pas supérieur à 0,8, et sur un réseau posé dans un terrain perméable où l'eau des fuites ne ressort pas sur la chaussée, il peut descendre à 0,6, ou moins, si des recherches systématiques ne sont pas faites. L'appréciation de ce ratio peut se faire sur une mesure annuelle ou semestrielle suivant la périodicité de relevé des compteurs.

■ Dans les zones rurales ou résidentielles, une part très importante de l'eau distribuée peut être utilisée, en été, pour l'arrosage des jardins d'agrément, voire potagers, en cas de canicule.

On doit, en outre, pour l'interprétation des résultats, tenir compte des industries qui pourraient rejeter des eaux soit prises au réseau sous pression, soit originaires d'un autre point d'eau (pompage séparé). Il faut également tenir compte des réseaux imparfaitement étanches qui laissent des fuites ou qui drainent une nappe alluviale. C'est d'ailleurs par la comparaison des volumes journaliers obtenus dans les deux méthodes qu'on peut le mieux apprécier le volume d'eaux propres *parasites* (§ 2.2.4) infiltrées dans le réseau, avec l'examen des débits de nuit (débit et pollution).

Le volume d'eau rejeté à la mise en service sera ainsi apprécié par des mesures effectuées sur les réseaux d'eau ou d'assainissement, celui à prendre en compte dans la situation future sera calculé par les chiffres théoriques indiqués précédemment. Le premier donnera le débit minimal et le second le débit maximal.

Pour les établissements non industriels qui déversent des eaux à pollution domestique normale, on peut prendre les équivalences suivantes en débit (équivalent à un habitant) :

— hôtels	1 lit
— restaurants	3 places
— cafés.....	20 places
— écoles (externes).....	4 élèves
— bureaux, magasins, usines.....	3 employés
— casernes.....	1 lit
— hôpitaux.....	3 à 4 habitants/lit
— camping	{ de longue durée..... 1 campeur à la journée..... 4 campeurs

Le débit instantané varie pendant la journée, avec une pointe matinale et une pointe vespérale moins marquée. À titre indicatif, la figure 2 donne des enregistrements journaliers dans une agglomération urbaine et dans une commune rurale.

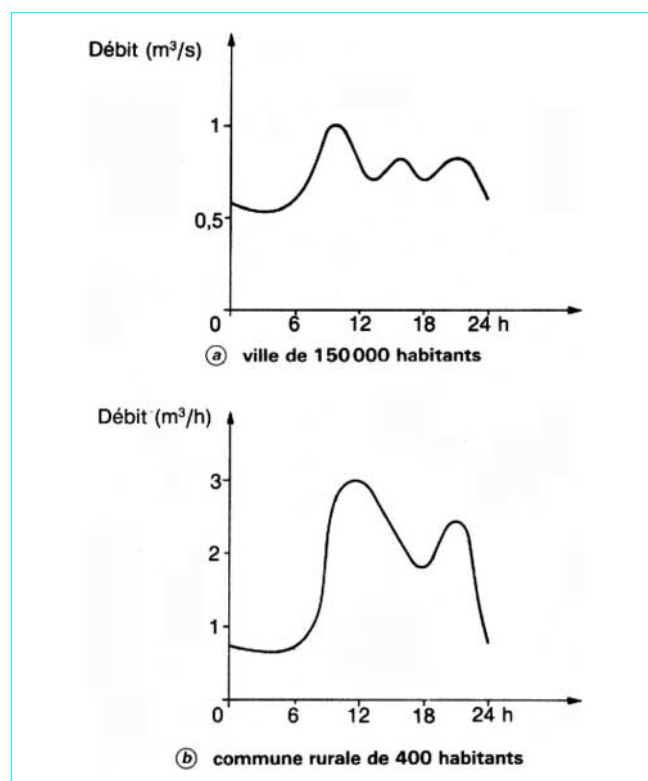


Figure 2 – Courbes de débit journalier

En pratique, le coefficient de pointe journalière (débit de pointe/débit moyen) ne dépasse pas 3, sauf pour de courtes portions de réseaux où les activités des habitants sont identiques et où il peut atteindre 4 ou plus, ce qui est souvent le cas dans les grands ensembles.

Mais cette circonstance ne peut que rarement modifier le diamètre minimal de 0,20 m des canalisations intéressées.

Dès que la population desservie s'accroît, on peut prendre comme coefficient de pointe :

$$p = 1,5 + 2,5/\sqrt{Q_m}$$

avec Q_m (L/s) débit moyen sur 24 h.

Il est également recommandé, sauf cas d'espèce, de ne pas descendre au-dessous de 1,8 pour p , bien que le coefficient 1,5 soit effectivement constaté dans les grandes agglomérations.

2.2.3 Eaux industrielles

Les débits d'eaux industrielles varient considérablement avec l'activité et l'équipement de chaque établissement. Aussi, lorsqu'il s'agit d'assainir une zone existante, une enquête auprès de chaque industriel et une mesure directe sur les rejets constituent-elles la meilleure méthode d'évaluation des débits rejetés de diverses origines, dont la destination n'est d'ailleurs pas toujours identique, car il est préférable, lorsque cela est possible, de ne pas surcharger inutilement le réseau général d'eaux usées, aboutissant à la station d'épuration, avec des effluents soit non pollués (eaux de refroidissement), soit non susceptibles des mêmes traitements (eaux d'industries chimiques) (§ 2.1.3).

Mais l'ingénieur est souvent chargé d'équiper une zone industrielle en projet et, s'il le fait en système séparatif, il doit déterminer le réseau d'eaux usées en fonction d'un service à rendre qu'il ignore. Telle industrie, dans une zone existante, peut d'ailleurs être amenée à changer de fabrication, et il est toujours prudent de fixer des caractéristiques un peu plus larges pour les canalisations.

Lorsqu'aucune indication n'est connue sur les établissements susceptibles de s'installer, on peut prendre les valeurs suivantes :

- eaux à caractère domestique (WC, douches, etc.) 5 m³/ha · j
- eaux à caractère industriel..... 40 à 50 m³/ha · j

La circulaire interministérielle donne une probabilité de satisfaction P des besoins en fonction du débit moyen \bar{Q} (en m³/ha · j) admis par hectare loti :

$$\bar{Q} = 15 : P = 25 \%$$

$$\bar{Q} = 40 : P = 50 \%$$

$$\bar{Q} = 100 : P = 75 \%$$

$$\bar{Q} = 225 : P = 90 \%$$

$$\bar{Q} = 500 : P = 97,5 \%$$

En pratique, seules les eaux à pollution organique sont susceptibles, après traitement si nécessaire (§ 2.1.4.2), d'être raccordées à un réseau général recevant les eaux usées. Nous donnons dans le tableau 7 les débits à prévoir pour différentes industries.

2.2.4 Eaux parasites

La terminologie *eaux parasites* s'applique à des effluents qui ont été introduits, volontairement ou non, dans un réseau, et qui gênent l'écoulement ou le traitement. Généralement, il s'agit d'eaux qui nuisent au fonctionnement de la station d'épuration, soit qu'elles puissent être rejetées directement dans le milieu naturel, soit qu'elles ne soient pas susceptibles des mêmes procédés de traitement, particulièrement pour les procédés biologiques.

Dans la première catégorie, on doit ranger les eaux de refroidissement, les eaux de nappe qui s'introduisent par les joints ou raccords défectueux du réseau, et les eaux de ruissellement continu (ruisseaux, eaux d'irrigation, etc.).

Dans la deuxième catégorie, se situent certaines eaux industrielles, soit qu'elles ne transportent que de la pollution minérale, soit qu'elles contiennent des produits nuisant au fonctionnement des ouvrages d'épuration ou stoppant celui-ci (§ 2.1.4.2).

Toutes ces eaux sont à exclure de la collecte, sauf par réseau séparé (réseau pluvial en séparatif, § 3.2.1). Une enquête précise sur ces débits est à faire avant toute conception d'une station d'épuration.

Tableau 7 – Quantités d'eaux usées à prévoir pour différentes industries

Industrie	Quantité	
	Sans recyclage	Avec recyclage
Sucreries	11,7 à 12,7 m ³ /t de betteraves	1,5 m ³ /t de betteraves écrasées
Distilleries de betteraves	9 à 20 m ³ /t de betteraves	2 à 10 m ³ /t de betteraves
Industrie de la levure	10 à 20 m ³ /t de levure (réfrigération : 100 à 150 m ³ /t)	
Industrie du lait.....	2 à 18 m ³ /m ³ de lait	2 à 10 m ³ /m ³ de lait (sans réfrigération)
Beurreries.....	2 à 4 m ³ /m ³ de lait	
Industrie féculière.....	5 à 7 m ³ /t de pommes de terre	
Cidreries.....	5 à 7 m ³ /m ³ de cidre	
Blanchisseries.....	2 à 3 m ³ /kg de linge	
Conserveries.....	1 à 20 m ³ /t de produit	
Teintures et apprêts	100 à 150 m ³ /t traitée	
Tanneries	40 à 70 m ³ /t de peau brute	
Fabriques de cellulose y compris récupération :		
— procédé au bisulfite.....	50 à 100 m ³ /t	
— procédé au sulfate.....	50 à 200 m ³ /t	
— procédé mi-chimique	200 m ³ /t	
Abattoirs.....	5 à 10 m ³ /t de carcasse	
Volailles.....	10 à 20 L/kg	
Porcheries (nettoyage hydraulique)	15 à 20 L/porc · j	
Caves vinicoles	5 à 10 m ³ /j pour 10 000 hL/an	

3. Caractéristiques des ouvrages d'écoulement

3.1 Système de collecte et d'évacuation

Ainsi que le rappellent les Instructions générales françaises pour l'assainissement des agglomérations (circulaire du 10 juin 1976 du ministre de la Santé, JO du 21 août 1976), deux principes doivent inspirer l'assainissement des agglomérations :

- évacuer rapidement et sans stagnation, hors des habitations, tous les déchets d'origine humaine ou animale ;
- éviter que les produits évacués puissent souiller les eaux souterraines ou de surface.

L'assainissement individuel, définitif et systématique, est déconseillé, même si la solution est économiquement meilleure.

La collecte d'effluents traités dans des stations individuelles à titre définitif est à proscrire, car le bon fonctionnement de telles installations, malgré le soin qui serait apporté à leur construction et à leur entretien, ne peut absolument pas être garanti.

Au titre des instructions susvisées, l'assainissement individuel n'est acceptable que dans les cas suivants :

- immeubles ou établissements isolés ;
- pas d'exécutoire acceptable pour un réseau collectif ;
- difficultés techniques ou économiques (habitat uniquement saisonnier, par exemple).

Naturellement, le réseau collectant les eaux usées doit être muni à son extrémité d'une station d'épuration dont le niveau de traitement peut varier suivant le milieu récepteur (article *Protection juridique des milieux récepteurs d'eau* [C 4 220]). Mais il ne faut pas oublier, dans le choix des exutoires de canalisations pluviales ou de trop-pleins d'orage en système unitaire, que ces eaux, en général déversées à l'état brut, peuvent être fortement polluées. C'est pourquoi on tend maintenant de plus en plus à faire subir à ces eaux un traitement sommaire, souvent purement physique (dessablage) ;

L'assainissement collectif étant décidé, on doit choisir entre trois systèmes : unitaire, séparatif ou pseudo-séparatif.

3.2 Choix d'un système d'évacuation

3.2.1 Définitions

Dans le **système unitaire**, toutes les eaux, pluviales ou usées, sont évacuées par un réseau unique de collecte.

Au contraire, dans le **système séparatif**, les eaux de ruissellement, ainsi que les eaux du service public, sont évacuées par des canalisations spéciales, qui ne sont pas obligatoirement toutes reliées entre elles et qui constituent le réseau pluvial ; les eaux-vannes et les eaux ménagères sont transitées par d'autres ouvrages qui constituent le réseau d'eaux usées.

On dit quelquefois qu'une agglomération est desservie en **système mixte** lorsque certains quartiers sont asservis en unitaire, d'autres en séparatif.

Le **système pseudo-séparatif** est un système séparatif où le réseau d'eaux usées reçoit certaines eaux pluviales, souvent celles de toiture.

Enfin, on appelle aussi **système composite** un système séparatif ou pseudo-séparatif où les eaux de première pluie, les plus polluées, sont dérivées des canalisations pluviales vers le réseau d'eaux usées, en vue de leur traitement.

3.2.2 Comparaison entre les différents systèmes

La première question qui se pose dans un projet d'assainissement est de déterminer le système à adopter.

Il ne peut y avoir de position doctrinale en la matière, et chaque cas doit être traité comme un problème particulier où l'on mettra en balance les avantages et les inconvénients de l'un et l'autre systèmes.

Le choix à faire dépend de la prise en considération des points de vue suivants.

3.2.2.1 Raccordement des immeubles

Le raccordement des immeubles en système séparatif pur impose deux branchements par propriétaire. Dans le cas d'immeubles anciens déjà équipés, il est illusoire de croire que la séparation totale des eaux des deux origines (pluviales et domestiques) est possible. Le système séparatif pur n'est pas réalisable.

Si, dans un système pseudo-séparatif, on admet toutes les eaux des différents immeubles et propriétés, on pallie cet inconvénient, mais on risque de recevoir des sables, hors ceux des chaussées publiques, et il devient délicat d'accepter les pentes plus faibles réalisables en système séparatif pour le réseau d'eaux usées.

En ce qui concerne les systèmes dérivés des deux systèmes principaux, on peut dire que les systèmes mixtes, où le mode d'équipement des immeubles est variable suivant les quartiers, jettent le trouble dans l'esprit des propriétaires ; il n'est pas à recommander ailleurs que dans les villes d'une certaine importance où les travaux de raccordement d'immeubles neufs ou anciens sont strictement contrôlés.

3.2.2.2 Épuration

On retiendra à l'avantage du système séparatif la stabilité de l'effluent en quantité et qualité, ce qui facilite à tous points de vue le fonctionnement des installations de traitement.

Cette considération prend particulièrement de l'intérêt pour les réseaux ruraux, où le calibrage du débit à la station d'épuration est toujours délicat et où les procédés modernes de traitement sont sensibles à cette absence de continuité dans la qualité de l'effluent, surtout dans les régions à forte pluviosité.

3.2.2.3 Hygiène et protection des milieux récepteurs

Le système unitaire, pratiquement toujours complété par des déversoirs d'orage réglés pour fonctionner plus ou moins souvent, conduit à évacuer dans les rivières des eaux pluviales plus polluées qu'en système séparatif, puisqu'il y a eu mélange préalable avec les eaux usées, mais les déversements s'opèrent au moment où la dilution de l'effluent est très importante.

Par contre, le système unitaire présente l'avantage de protéger le cours d'eau des déversements particulièrement chargés qui correspondent à la petite pluie ou au début d'averse ; cette considération peut conduire, en fonction des caractéristiques du milieu récepteur (débit faible, vitesse d'écoulement lente, etc.), à imposer, en système séparatif, certains traitements préalables au rejet des eaux pluviales dans la rivière, ou à prévoir, en système unitaire, un bassin d'orage (§ 4.3.5) à la station d'épuration.

Par ailleurs, en ce qui concerne l'hygiène, les considérations relatives à l'autocurage (§ 4.2.1.1.2) sont à l'avantage du système séparatif qui favorise l'évacuation rapide, loin des habitations, des immondices, sans stagnation ni dépôt.

3.2.2.4 Dépenses de premier établissement et d'exploitation

De multiples facteurs interviennent, qui peuvent, suivant les cas, faire pencher la balance en faveur de l'un ou l'autre mode d'assainissement. L'appréciation suivant laquelle le système séparatif avec son double réseau d'évacuation occasionne des dépenses de

premier établissement plus élevées qu'en unitaire, si elle est exacte dans un certain nombre de cas, est loin d'avoir une portée générale ; elle sera souvent vraie dans le cas des grandes villes où le réseau pluvial doit doubler, dans la majeure partie des voies, le réseau d'eaux usées, mais les points suivants en faveur du séparatif doivent être notés et peuvent inverser la conclusion précédente.

- Les ouvrages pluviaux peuvent fort souvent (villes de faible ou moyenne importance, agglomération à caractère résidentiel, position favorable du cours d'eau) ne s'étendre qu'à un pourcentage assez faible des voies urbaines, les caniveaux de rue constituant alors les prolongements élémentaires de ce réseau.

- Le réseau pluvial se prête à une réalisation échelonnée dans le temps, qui en rend les frais de construction plus supportables.

- L'orientation générale des deux réseaux sera souvent différente ; celle donnée aux ouvrages d'eaux usées (tout au moins pour les ouvrages autres que ceux de collecte élémentaire), qui serait d'ailleurs la même en unitaire, se fera suivant les lignes de plus faible pente, parallèles au cours d'eau et en direction générale des installations de traitement situées le plus souvent à proximité de la rivière. Quant à l'orientation des ouvrages pluviaux, constitués, dans de nombreux cas, par des antennes courtes piquées sur le cours d'eau, par les voies les plus rapides, elle correspondra souvent aux lignes de plus grande pente. L'influence favorable de la pente se manifeste donc, dans ces conditions, là où son incidence est la plus importante sur le dimensionnement des ouvrages, c'est-à-dire sur ceux devant assurer les débits les plus importants.

- On a vu précédemment (§ 3.2.2.3) que les conditions d'autocurage étaient plus facilement réalisées en système séparatif, à égalité de pente ; il est donc possible, tout en maintenant des conditions d'écoulement satisfaisantes, de réaliser, pour les ouvrages d'évacuation, des pentes moins fortes en séparatif qu'en unitaire ; cette considération permet, dans certains cas et pour des régions plates, de supprimer avec le système séparatif les postes de relèvement de l'effluent (§ 4.4.7) qui se seraient imposés en unitaire. Si, malgré tout, un poste de relèvement est nécessaire, sa puissance sera plus faible et son exploitation plus commode, compte tenu des caractéristiques de l'effluent séparatif (débit plus faible et plus constant qu'en unitaire, absence de sables).

- Le système séparatif, par sa spécialisation des réseaux et l'absence relative de matières organiques dans les eaux transitées par les ouvrages pluviaux, se prête à l'utilisation des petits ruisseaux comme évacuateurs pluviaux et à la création de bassins de retenue sur ceux-ci (§ 4.2.1.4), ce qui permet l'étalement des pointes d'orage et un dimensionnement réduit des ouvrages aval, solution impossible en unitaire pour des raisons évidentes.

- En ce qui concerne, enfin, le traitement de l'effluent, la stabilité du débit et son importance réduite, en système séparatif, permettent une réduction des installations d'épuration, avec en contrepartie, parfois, la sujétion d'un traitement, en des points différents, des eaux pluviales avant rejet dans le milieu récepteur.

3.2.2.5 Conditions de fonctionnement et d'entretien

Le système unitaire présente l'avantage de la simplicité, tant en ce qui concerne le réseau public que la desserte des habitations (d'une manière générale, un seul ouvrage d'évacuation par rue et un seul branchement particulier par immeuble).

Les inconvénients du double réseau en système séparatif sont toutefois atténués par le fait qu'une notable fraction des voies (surtout dans des villes à caractère résidentiel) pourront ne comporter qu'un seul ouvrage (§ 3.2.2.4) et que les eaux pluviales de toiture pourront, dans nombre de cas, être conduites directement au caniveau. Le système séparatif assure, toutes choses égales par ailleurs, de meilleures conditions d'écoulement du flot des eaux usées, concentré dans des ouvrages de dimensions plus faibles qu'en système unitaire, puisque calculées uniquement en vue de l'évacuation de ce flot (d'où amélioration du rayon hydraulique moyen et, par conséquent, de la vitesse d'écoulement) ; par ailleurs, les conditions

d'autocurage (§ 4.2.1.1.2), pour lesquelles les vitesses d'écoulement sont telles que le débit solide est entraîné sans formation de dépôts, sont, à égalité de pente, beaucoup plus facilement réalisées en système séparatif par suite de la nature différente des débits solides transportés dans l'un et l'autre modes d'évacuation ; on doit noter, en effet, que le débit solide d'un effluent séparatif, d'origine essentiellement organique, est beaucoup moins dense que les sables d'un effluent unitaire, et donc plus facilement entraînable par voie hydraulique.

En outre, lorsqu'une vitesse suffisante d'écoulement est atteinte, soit en pointe journalière, soit par un apport pluvial, la plupart des dépôts organiques sont pratiquement remis en suspension, alors que les dépôts minéraux, chargés de produits organiques en système unitaire, ne sont entraînés à nouveau par le flot qu'après un effet de brassage obtenu par turbulence.

Le système composite présente le même inconvénient, aggravé par le fait qu'il risque d'entraîner de grandes quantités de sable dans le réseau d'eaux usées si chaque raccordement n'est pas muni d'un dessableur (article *Traitement des eaux usées urbaines* [C 5 220]), ce qui peut représenter des sujétions importantes d'exploitation.

3.2.2.6 Résumé

■ On pourra donc établir un réseau en **système séparatif ou pseudo-séparatif** dans les cas suivants :

- la topographie impose de très faibles pentes (diminution, voire suppression des postes de relèvement) ;
- la densité de l'habitat permet de laisser, au moins provisoirement, les eaux pluviales ruisseler sur la chaussée sur de grandes longueurs (zones d'extension), ou bien de nombreux cours d'eau sillonnent l'agglomération (réduction et même suppression du réseau pluvial) ;
- l'existence d'un ancien réseau non utilisable en système unitaire (manque d'étanchéité, par exemple) diminue l'importance du réseau pluvial ou, mieux, le supprime.

■ En revanche, le **système unitaire** peut être admis dans les cas suivants :

- l'agglomération dense dispose de fortes pentes et le milieu récepteur admet les eaux de déversoirs d'orage (§ 4.2.1.3) ;
- le milieu récepteur est sensible à la pollution par les premiers débits pluviaux ; dans ce cas, même les déversoirs devraient être limités, et un bassin d'orage (§ 4.2.1.6) serait nécessaire à la station d'épuration.

3.2.3 Systèmes par aspiration

3.2.3.1 Système Gandillon

Ce système est séparatif et ne collecte donc que les eaux-vannes et les eaux usées ; il a été installé pour la première fois en 1911 à Villeneuve-Saint-Georges (Essonne), puis à Dieppe.

Des immeubles, les eaux s'écoulent uniquement par gravité sur d'aussi grandes longueurs que possible, et cette partie gravitaire du réseau est réalisée en tuyaux ordinaires (ciment, grès). Au point où la pente de la rue ne permettrait plus l'écoulement gravitaire des eaux-vannes, on dispose un poste de réception, cuve à trop-plein qui va retenir provisoirement les parties solides et permettre aux liquides de continuer leurs parcours dans un réseau étanche à pente qui peut être presque nulle ; ce réseau est généralement réalisé en fonte, à la manière d'un réseau de distribution d'eau. Il fonctionne alors comme un réseau gravitaire. On procède périodiquement, par exemple une fois par jour, à l'autocurage : on y fait le vide, ce qui permet d'aspirer les matières solides qui étaient retenues dans les postes de réception ; en même temps, une entrée d'air disposée au point final des ramifications permet de créer un violent mouvement de l'air des tuyauteries (environ 40 m/s), ce qui assure le curage automatique du réseau.

Pour l'évacuation des eaux de trop-pleins d'orage en système unitaire, on peut adopter la forme des émissaires, fréquemment circulaires. On trouve aussi des ouvrages à embase élargie, qui permettent l'évacuation des flots importants sous une faible hauteur (figure 5).

Signalons enfin la solution, adoptée par mesure d'économie, de déversoirs d'orage à ciel ouvert, acceptable seulement si l'ouvrage se développe loin de toute zone urbanisée.

4.2 Calcul des ouvrages

La section à donner aux ouvrages d'écoulement se calcule à partir des deux formules suivantes :

$$Q = \Omega U$$

et $U = C \sqrt{RI}$ formule de Chézy

avec C coefficient, fonction de divers paramètres suivant des formules particulières,

I pente,

Q débit à évacuer,

R rayon hydraulique moyen correspondant à la section (= section mouillée/périmètre mouillé),

U vitesse d'écoulement,

Ω surface d'écoulement.

On peut prendre pour C le coefficient donné par Bazin, ce qui donne :

$$U = \frac{87 \sqrt{RI}}{1 + (\gamma/\sqrt{R})} \quad (15)$$

On peut prendre aussi la formule de Strickler :

$$U = k R^{2/3} I^{1/2} \quad (16)$$

avec pour γ et k les valeurs indiquées dans l'article *Adduction et distribution d'eau* [C 5 195] du présent traité.

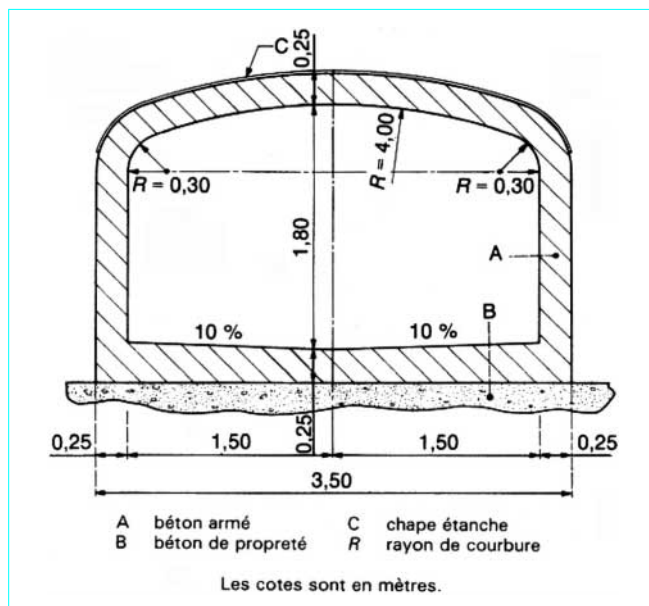


Figure 5 – Galerie déversoir d'orage

Avant d'appliquer les formules d'hydraulique, rappelées précédemment, au calcul des ouvrages d'assainissement, il y a lieu de noter que le caractère particulier des eaux transitées (débit solide, d'une part, et formation d'une pellicule graisseuse sur les parois d'écoulement d'autre part) conduit à modifier le coefficient γ et à lui attribuer, suivant les données expérimentales, des valeurs qui sont précisées ci-après (§ 4.2.1.1.1).

On peut remarquer que, pour les canalisations circulaires, le rayon hydraulique moyen $R (= \pi r^2 / 2\pi r)$ est égal à la moitié du rayon de la section circulaire ($r/2$).

4.2.1 Ouvrages d'eaux pluviales et ouvrages unitaires

4.2.1.1 Ouvrages courants

Les ouvrages appelés à évacuer des eaux pluviales doivent répondre aux conditions suivantes :

- capacité de débit correspondant au flot maximal calculé, sans débordement sur la chaussée ;
- vitesse minimale d'écoulement permettant d'assurer, dans toute la mesure du possible, l'autocurage de l'égout, la mesure dans laquelle cette condition n'est pas satisfaite réglant l'importance des curages manuels et des chasses d'eau nécessaires ;
- vitesse maximale d'écoulement ne conduisant pas à une dégradation des joints de canalisation ou à une usure rapide du radier.

4.2.1.1.1 Capacité de débit

Elle doit correspondre théoriquement au débit à pleine section, et même en charge, de la pointe future des eaux usées, augmentée du débit relatif à l'orage de périodicité adoptée (10 ans en général), mais, en fait, le débit des eaux usées est très faible en comparaison de celui des eaux pluviales, et c'est ce dernier qui, pratiquement, conditionne seul le dimensionnement de l'ouvrage. Quant à la pente à faire intervenir dans les calculs, c'est la pente piézométrique prise de manière telle que la ligne de perte de charge reste partout, sous peine d'inondations en surface, au-dessous du niveau du sol. On notera ici que l'utilisation faite de la formule de Bazin (15) correspond à une extension à l'écoulement en conduite forcée des formules établies pour l'écoulement libre.

Dans ces conditions, le calcul des sections d'ouvrage peut se faire en partant de la formule de Bazin avec $\gamma = 0,46$, valeur adaptée, d'une part, à la nature des parois d'égout et, d'autre part, aux caractéristiques de l'effluent pluvial. Avec cette valeur, C peut être représenté par $60 R^{3/4}$, ce qui donne :

$$U = 60 R^{3/4} I^{1/2} \quad (17)$$

Nota : la valeur 0,46 du coefficient de Bazin est néanmoins pessimiste. Avec un réseau bien entretenu, on pourrait prendre $\gamma = 0,30$, ce qui majore les débits de 20 % environ.

4.2.1.1.2 Vitesse minimale d'écoulement, autocurage

L'expérience montre que les conditions d'autocurage sont satisfaites si l'on réalise des vitesses d'écoulement de l'ordre de 0,60 à 0,70 m/s pour le débit de petite pluie (effluent transportant des sables) et de l'ordre de 0,30 m/s pour le débit moyen d'eaux usées (effluent transportant des matières organiques).

Si l'on admet que, en moyenne, ces débits correspondent respectivement au 1/10 et au 1/100 du débit à pleine section, les courbes de vitesse et de débit en fonction de la hauteur mouillée dans des ouvrages de section circulaire ou ovoïde (figure 3) montrent que ces conditions d'autocurage sont réalisées pour des vitesses à pleine section de 1 m/s et 0,90 m/s, respectivement, d'où les limitations pratiques d'utilisation des ouvrages.

4.2.1.1.3 Vitesse maximale d'écoulement

On la fixe en principe à 4 m/s à pleine section. Exceptionnellement, des vitesses un peu plus élevées, de l'ordre de 5 m/s, peuvent être admises. Si la pente du terrain l'exige, des chutes aux regards de visite peuvent permettre de diminuer la pente des canalisations.

4.2.1.2 Collecteurs avec déversoirs

Les collecteurs pluviaux avec déversoirs se calculent comme les ouvrages élémentaires de desserte. On doit toutefois noter que, si le collecteur se trouve situé en aval de plusieurs déversoirs d'orage successifs, on doit considérer en aval de chaque déversoir la fraction du flot pluvial total, sans tenir compte des dérivations sur ces déversoirs, majorée du débit de l'orage de fréquence type adoptée sur le bassin qui se raccorde en aval du dernier déversoir d'orage. La fraction du flot pluvial retenue peut être modulée comme indiqué au paragraphe 4.2.1.3.

En outre, dans le cas de déversoirs d'orage successifs sur le même collecteur, la fréquence de débordement doit être la même s'ils sont placés dans les mêmes conditions de rejet dans le même milieu naturel. Ils doivent donc être calculés avec la même fréquence de fonctionnement, c'est-à-dire avec le même coefficient (§ 4.2.1.3) par rapport à l'orage considéré.

Un collecteur visitable à cunette (figure 4), dont les dimensions sont fixées par des considérations relatives à la facilité de circulation du personnel (et parfois au logement de certaines conduites), est généralement surabondant en ce qui concerne l'évacuation des flots d'orage, ce qu'il suffira de vérifier.

La cunette doit être calculée pour l'évacuation du débit futur de pointe d'eaux usées, augmenté de celui correspondant à une petite pluie continue sur l'ensemble des bassins tributaires (par exemple l'orage mensuel, § 4.2.1.3, de manière à éviter des submersions trop fréquentes de la banquette de circulation. Naturellement, le débit de la cunette sera calculé en tenant compte de ce qu'elle fonctionne à écoulement libre.

4.2.1.3 Déversoirs d'orage

On distinguera pour les calculs, d'une part, la galerie déversoir proprement dite et, d'autre part, le seuil de déversement dont la cote d'arasement conditionne la fréquence de fonctionnement.

Les galeries de déversement doivent être calculées pour permettre l'évacuation, le cas échéant, de la totalité des débits d'amont ; mais, étant donné que souvent le déversoir d'orage sera constitué par une galerie de longueur limitée, joignant suivant la ligne de plus grande pente et par voies les plus courtes certains points du réseau de la rivière, les frais de premier établissement ne seront pas sensiblement augmentés et la sécurité sera, par contre, considérablement améliorée si l'on détermine la capacité de débit de l'ouvrage, non pas pour l'orage de fréquence décennale, habituellement adoptée, mais pour celui de fréquence cinquantennale et même parfois centennale (ce qui conduit à multiplier les débits par les coefficients $\lambda = 1,6$ ou $\lambda = 2$).

Les formules de débit seront celles applicables aux ouvrages unitaires (§ 4.2.1.1.1) ; pour la détermination de la pente piézométrique, il y aura lieu de se placer dans la situation la plus défavorable et de tenir compte, à l'aval, de la cote des plus hautes eaux atteintes par la rivière pendant la période de l'année où les grandes précipitations orageuses se produisent normalement. La consultation des statistiques pluviométriques et des relevés éventuels faits sur le cours d'eau récepteur, si possible par un limnigraphe, peut, de ce point de vue, être utile. Il est fréquent, dans le midi de la France par exemple, que les pluies de la fréquence choisie ne coïncident jamais, sur les lieux de l'étude, avec les fortes crues du cours d'eau récepteur, occasionnées par des phénomènes météorologiques amont (pluie et fonte des neiges, par exemple).

Quant à la fréquence de fonctionnement des déversoirs et donc des déversements à la rivière, aucune règle générale ne peut être donnée ; elle sera essentiellement fonction de constatations

expérimentales, de données relatives au milieu récepteur (débit et vitesse du cours d'eau), de la position des points de déversement par rapport à l'agglomération, etc.

Certaines marges de sécurité doivent donc être réservées et les cotes d'arasement des seuils de déversement facilement modifiables.

On a signalé (§ 4.2.1.2) que les déversoirs situés dans les mêmes conditions locales doivent être calculés avec la même périodicité T , suivant la fréquence de déversement choisie ; on obtient le débit à conserver en multipliant celui de l'orage décennal ($T = 10$ ans) par le coefficient λ suivant :

$$T = 1 \text{ mois} ; \lambda = 0,12$$

$$T = 3 \text{ mois} ; \lambda = 0,25$$

$$T = 6 \text{ mois} ; \lambda = 0,35$$

La cote d'arasement sera, théoriquement, le niveau de l'eau atteint pour le débit correspondant à cette périodicité. Souvent le collecteur aval sera, après décharge, à écoulement libre. Lorsqu'il est en charge pour ce débit, on devra, pour déterminer cette cote d'arasement, reprendre le calcul pour l'orage de périodicité considérée à partir d'un point aval où il n'est plus en charge pour ce débit, afin de déterminer cette cote.

Mais il ne faut pas se dissimuler que, sauf dispositif spécial (vanne à niveau constant, siphon autostabilisé), le plan d'eau au droit du déversoir montera, lorsque le déversoir fonctionnera, de la hauteur d'eau au-dessus de la murette. Il faut vérifier que le niveau de l'eau ainsi atteint pour l'orage de périodicité maximale à évacuer ne dépassera pas le niveau piézométrique déterminé par le calcul du collecteur. Sinon, on devra soit reprendre le calcul de ce collecteur depuis ce déversoir vers l'amont, soit prendre des mesures pour abaisser la hauteur d'eau au-dessus de la murette par allongement, par exemple, de cette murette déversoir.

4.2.1.4 Bassins de retenue d'eaux pluviales

Les bassins de retenue établis sur les collecteurs pluviaux en système séparatif permettent d'emmagasiner les flots d'orage et de les restituer à l'aval à plus faible débit pendant un temps supérieur à la durée d'emmagasinement, ce qui conduit à un amortissement de la pointe de ruissellement ; la capacité des ouvrages peut, dans ces conditions, être considérablement réduite. Ces retenues peuvent être utilisées comme bassins d'agrément, réserves d'incendie ou d'arrosage, et permettre dans les zones extensives une progressivité des investissements, l'émissaire seul étant construit en première étape de travaux.

Le volume à donner à un bassin de retenue doit tenir compte :

— du débit d'évacuation possible, qui est fixé par l'état des lieux, afin d'éviter les inondations d'une agglomération aval par un ruisseau ou par une canalisation, soit existante, soit projetée, dont le diamètre est, dans ce cas, limité pour des raisons économiques ; dans cette dernière hypothèse, une balance est à faire en envisageant différents diamètres pour l'émissaire d'évacuation ; les calculs sont menés en supposant le débit de fuite constant pendant le remplissage ; ces conditions, qui permettent la meilleure utilisation du volume de la retenue, peuvent être remplies moyennant des dispositions appropriées (§ 4.3.4) ; le volume théorique calculé doit, dans les autres cas, être considéré comme nécessaire au-dessus du niveau du plan d'eau donnant le débit de fuite maximal ;

— de la partie de la pluie à prendre en compte, qui parvient au bassin de retenue, suivant l'infiltration, l'évaporation, etc. ; ce phénomène se traduit par un coefficient d'apport C_a à affecter au volume d'eau pluviale intéressé, semblable au coefficient de ruissellement C (§ 2.2.1.2.1), mais non identique pour les raisons indiquées ci-après ; on appelle souvent S_a la surface active :

$$S_a = SC_a \quad (18)$$

— de la probabilité de l'orage que l'on prend en compte et de la connaissance des caractéristiques de celui qui donnera le volume

le plus important ; celui-ci n'est pas l'orage de durée t_c (§ 2.2.1.1), mais un orage de plus longue durée ; aussi, pour la détermination du coefficient d'apport C_a , doit-on tenir compte d'une certaine saturation des sols, voire de la fonte des neiges.

Une méthode générale de calcul peut être la suivante lorsque l'on dispose de statistiques suffisantes. On note les hauteurs maximales annuelles x_i de pluie tombée pendant un certain nombre d'intervalles de temps t (5 min, 15 min, 30 min, 1 h, 3 h, 6 h, 12 h) et l'on ajuste ces valeurs pour chacune de ces durées t à une loi de probabilité des valeurs extrêmes comme la *loi de Gumbel*, en déterminant la moyenne :

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$$

et l'écart-type σ :

$$\sigma^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2$$

En convenant d'attribuer aux plus forts orages la probabilité P la plus faible et en appelant y une variable auxiliaire reliée à P par l'équation :

$$P = 1 - \exp [\exp (-y)] \quad (19)$$

la hauteur d'eau est alors représentée par la droite :

$$x = x_0 + (y/\alpha) \quad (20)$$

avec $1/\alpha = 0,780 \sigma$ et $x_0 = \bar{x} - (0,577/\alpha)$.

On peut tracer la droite (20) en portant x en ordonnée et en mettant deux échelles en abscisse, l'une y , l'autre P tirée de la formule (19).

Ayant ainsi, pour chaque durée t d'orage, la hauteur x à prendre en compte pour la probabilité choisie, on trace la courbe $x = f(t)$ puis, sur le même graphique, la droite donnant le volume évacué, exprimé en millimètres de hauteur d'eau, rapporté à la surface active S_a , en fonction du temps :

$$H = \frac{360 Q}{S_a} t' \quad (21)$$

avec Q en m^3/s ,
 S_a en ha ,
 t' en h .

L'écart maximal $\Delta H = x - H$ entre ces deux courbes permet de trouver le volume V (en m^3) :

$$V = 10 \Delta H S_a \quad (22)$$

En pratique, pour le territoire français fractionné en trois régions (figure 1), la circulaire interministérielle comporte un abaque donnant, pour chaque région, la capacité spécifique de stockage H_a en millimètres, par hectare de surface active S_a , en fonction du débit de fuite Q_a mesuré en $mm/ha \cdot h$:

$$Q_a = \frac{360 Q}{S_a} \quad (23)$$

et $V = 10 H_a S_a$

4.2.1.5 Émissaires d'évacuation

On réserve le terme d'*émissaires* aux ouvrages qui conduisent l'effluent urbain aux installations de traitement, ouvrages généralement situés en dehors de l'agglomération elle-même et ne faisant pas, en principe, de service en route.

L'émissaire n'étant habituellement pas en zone urbanisée, on peut souvent le calculer pour transporter un débit inférieur à celui déterminé pour le collecteur en aval des déversoirs. Le déversoir situé

en amont de l'émissaire aura ainsi une fréquence de fonctionnement supérieure, du moins lorsque cette fréquence n'est pas limitée par le pouvoir auto-épuration du cours d'eau récepteur (article *Traitement des eaux usées urbaines* [C 5 220]).

L'émissaire devra véhiculer le débit maximum susceptible d'être reçu à la station d'épuration, qui comprend le débit de pointe futur d'eaux usées et un certain débit pluvial.

Les stations d'épuration ne peuvent guère absorber économiquement, en système unitaire, qu'un débit égal à 1,5 fois le débit de pointe, c'est-à-dire de 3 à 5 fois le débit moyen. Lorsque le pouvoir épuration du milieu récepteur est insuffisant pour la pollution rejetée par les eaux de trop-pleins, on peut construire un bassin d'orage (§ 4.2.1.6) où sont accumulées les eaux de pluie jusqu'à une certaine dilution.

La détermination de la section se fera à partir des formules d'écoulement déjà étudiées. En système unitaire, lorsqu'est effectué un dessablement préalable des eaux en tête de l'émissaire, les formules applicables aux ouvrages d'eaux usées en système séparatif (§ 4.2.2) peuvent être utilisées.

Les conditions particulières de fonctionnement des émissaires et les caractéristiques de l'effluent traité permettent l'obtention de faibles pentes. Néanmoins, sauf pour de très gros émissaires, à débit sensiblement constant, où l'autocurage serait constamment assuré, il ne serait pas prudent de descendre au-dessous d'une pente de 0,001.

4.2.1.6 Bassins d'orage

La différence essentielle avec un bassin de retenue d'eaux pluviales réside dans la nature des eaux qui y sont occasionnellement accumulées, éminemment putrescibles bien que diluées.

Le volume d'un bassin d'orage est déterminé par le temps t pendant lequel on veut éviter le débordement au trop-plein. Le volume sera :

$$V = 60 Q t \quad (24)$$

avec Q en m^3/s ,
 t en min .

Le temps t ne sera pas inférieur à 20 min, afin de recevoir sur le bassin les eaux d'orage les plus polluées. En système unitaire, il existe généralement, avant la station, des déversoirs d'orage (§ 4.2.1.3) limitant le diamètre de l'émissaire, avec une certaine fréquence de fonctionnement. Le débit Q peut être alors celui de l'émissaire, moins le débit traité sur la station.

On peut aussi calculer t comme suit, suivant la pollution P_r que peut absorber le milieu récepteur pendant le temps t :

$$P_r = p_a \frac{q + Q - q_1}{q} 60 t \quad (25)$$

$$\text{et} \quad Q = \frac{Sat^b C \lambda}{60} \quad (26)$$

avec a et b coefficients de la formule (1) donnés par le tableau 5 suivant la région pour l'orage concerné,
 C coefficient de ruissellement (§ 2.2.1.2.1),
 p_a (kg/s de DBO) pollution arrivée,
 P_r (kg de DBO) pollution rejetée pendant la durée de fonctionnement du déversoir, c'est-à-dire pollution rejetée sans traitement,
 q (m^3/s) débit moyen de temps sec,
 q_1 (m^3/s) débit traité par la station ($q_1 > q$),
 S (ha) surface de la zone considérée,
 λ coefficient multiplicateur du débit décennal suivant la périodicité choisie pour l'émissaire (§ 4.2.1.3).

En éliminant Q entre les équations (25) et (26), on obtient une équation $P_r = f(t)$ dont on calcule la dérivée dP_r/dt . L'équation $dP_r/dt = 0$ donne la valeur de t pour laquelle P_r est minimal. On simplifie la résolution en exposant $t^b = x$, ce qui permet d'obtenir pour dP_r/dt une équation du second degré, dont on cherche la racine positive. Connaissant t , V est alors donné par la formule (24).

4.2.2 Ouvrages d'eaux usées

Étant donné l'absence de sable, les ouvrages d'eaux usées peuvent être calculés en prenant $\gamma = 0,16$ dans la formule de Bazin (15). Mais, compte tenu des imperfections de construction des canalisations, la circulaire interministérielle fixe à 0,25 la valeur du coefficient γ , tout en admettant, dans le cas de réseaux soignés (joints lisses), bien entretenus et dotés de chasses, une majoration de vitesse et de débit de 20 % ou, pour un même débit, une réduction de pente de 1/3 (ce qui correspond à $\gamma = 0,16$).

L'adoption du coefficient 0,25 se traduit approximativement par la formule :

$$U = 70 R^{2/3} I^{1/2}$$

[soit $k = 70$ de la formule de Strickler (16)].

Par rapport aux réseaux pluviaux, les conditions de vitesse peuvent être améliorées. En effet, par suite de la nature différente du débit solide de l'effluent (matières organiques légères et absence de sables), l'expérience montre que les conditions d'autocurage sont réalisées pour une vitesse de l'ordre de 0,30 m/s qui doit être atteinte pour le débit moyen actuel d'eaux usées.

On devra donc, en principe, rechercher un diamètre et une pente qui remplissent les deux conditions suivantes :

- permettre l'évacuation du débit de pointe d'avenir ;
- donner une vitesse de 0,30 m/s pour le débit moyen actuel, calculée en fonction des courbes de vitesse et de débit (figure 3).

Mais il faut noter que les canalisations pour eaux usées de 0,20 m de diamètre représentent un pourcentage très important de l'ensemble des réseaux d'eaux usées, et que celles-ci sont surabondantes dans de nombreux cas. La hauteur mouillée peut, dans ces conditions, être extrêmement faible et, par conséquent, une vitesse d'écoulement satisfaisante difficile à obtenir.

Ainsi, en pratique, les deux conditions énoncées précédemment peuvent ne pas être remplies dans les régions plates, domaine par excellence du système séparatif, où elles nécessitent des postes de relèvement fréquents (§ 4.4.7). Elles ne peuvent jamais être satisfaites dans les têtes amont du réseau. Dans le premier cas, on n'hésitera pas, pour limiter ou supprimer les postes de relèvement, à descendre la pente du fil d'eau de la canalisation à 0,003 ou 0,002. Les canalisations devraient alors être posées avec un soin particulier.

Dans le deuxième cas, les chasses automatiques placées en tête sont un palliatif dont il ne faut pas attendre une efficacité totale (§ 4.4.3) ; elles paraissent néanmoins très utiles bien qu'elles soient actuellement peu utilisées dans les projets.

Dans les deux cas, les moyens de curage modernes (§ 5.1) permettent de minimiser les inconvénients d'exploitation.

4.3 Construction des ouvrages

4.3.1 Implantation

Le radier des ouvrages d'évacuation doit être situé à une cote telle que le raccordement des immeubles voisins soit possible sans débordement chez les particuliers.

On tiendra compte à cet effet :

- de la pente des branchements particuliers (§ 4.4.8) ;
- de la cote du débouché du branchement particulier dans l'ouvrage public qui doit se trouver au-dessus du niveau moyen des eaux usées dans les ouvrages unitaires ;

- de la distance des maisons à l'alignement de la voie ;
- de la cote piézométrique calculée au point de raccordement pour les égouts unitaires.

Une profondeur de 1,50 m à 2 m pour les ouvrages unitaires et les canalisations d'eaux usées permet, en général, d'assurer une desserte satisfaisante des immeubles riverains, ainsi que le croisement des autres conduites publiques souterraines (eau potable, gaz, télécommunications).

Les ouvrages pluviaux peuvent être situés à une profondeur moindre, sous réserve du croisement des autres réseaux.

Le tracé en plan des canalisations qui assurent la desserte des immeubles dépend de la largeur de la voie, de son importance routière et de l'espacement des constructions à desservir. On aura généralement un seul ouvrage, axial. Mais, en dehors de toute autre considération (pente du branchement, coût des réfections de chaussées ou de trottoirs), il devient théoriquement intéressant de poser une canalisation de chaque côté dès que :

$$e < \ell \sqrt{2} / 2$$

avec branchements à 45° sur l'axe de la chaussée ;

e espacement moyen des branchements ;

ℓ largeur de la voie.

Les raccordements d'égouts doivent se faire de manière à perturber le moins possible l'écoulement des flots ; un raccordement défectueux diminue la capacité du débit en temps d'orage et provoque la formation de dépôts en période sèche.

Les canalisations non visitables doivent présenter un alignement droit entre deux regards de visite, pour mieux assurer l'étanchéité des joints et le curage.

4.3.2 Canalisations circulaires

Les canalisations circulaires sont généralement construites en tuyaux préfabriqués en usine. Elles peuvent aussi être coulées sur place avec des coffrages gonflables (type *Satujo*), ce qui assure une continuité de la conduite sur une plus grande longueur.

La qualité des tuyaux à employer est fixée en France par les normes suivantes :

— amiante-ciment	: NF P 16-304
— PVC	: NF P 16-352
— béton armé et non armé	: NF P 16-341
— grès	: NF P 16-321
	NF P 16-421
	NF P 16-422

Les tuyaux en béton et en grès sont classés en six séries : 60 A - 60 B - 90 A - 90 B - 135 A - 135 B (A : tuyau armé - B : tuyau non armé).

L'annexe IV aux commentaires du Cahier des Clauses Techniques Générales (Fascicule 70) indique une méthode de calcul générale permettant le choix de la série applicable à tous les types de tuyaux.

La série est à choisir suivant la hauteur de remblai, la largeur de fouille et la charge roulante. La figure 6 a été établie à partir de la théorie de Marston sur le calcul des canalisations souterraines (documentation Bonna).

Les tuyaux en amiante-ciment présentent l'avantage d'une grande longueur et de la légèreté, avec une certaine fragilité corrélative qui peut être dommageable lors du transport.

Les tuyaux en grès ont une excellente résistance à la corrosion, particulièrement à la corrosion chimique, mais leur usage ne se justifie comme tel que si le joint présente la même résistance à la même corrosion.

Mentionnons également la possibilité de construire certains tronçons en fonte, type pression, dans des parties particulièrement sensibles, traversées de zones de protection de puits pour eau potable, par exemple.

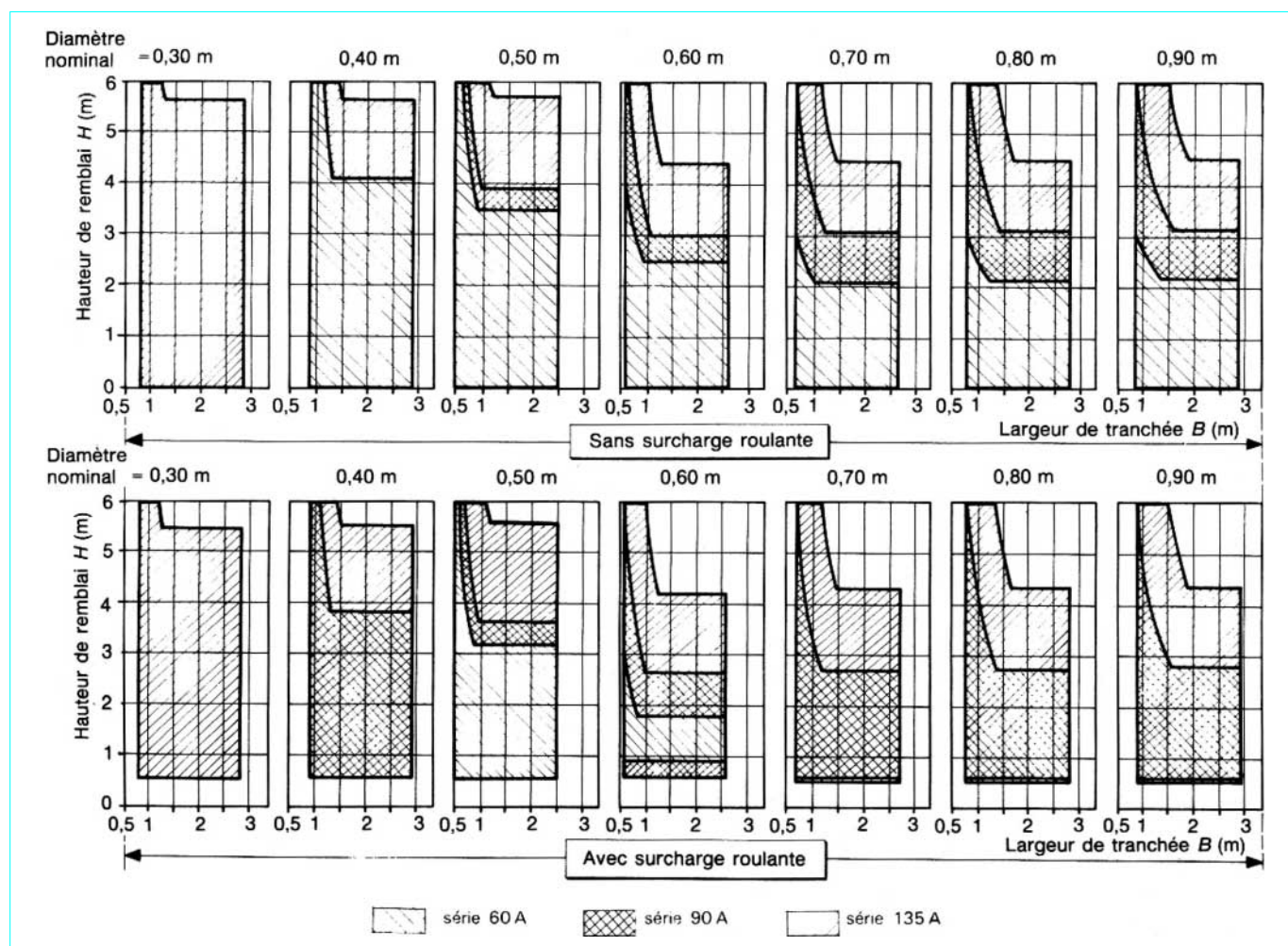


Figure 6 – Séries de tuyaux en béton en fonction des hauteurs de remblai (doc. Bonna)

Néanmoins, la plus grande attention doit être apportée :

- à la fouille, car le tuyau doit reposer sur toute sa longueur sur le terrain naturel ou sur une assise en gravillons ;

- à la pose, pour assurer aux réseaux d'évacuation une étanchéité parfaite, afin d'éviter la pollution des nappes alluviales et l'introduction d'eaux parasites (§ 2.2.4) lorsque le réseau est posé dans une nappe, et aussi pour ne pas avoir d'infiltration d'eaux usées dans les caves après la construction. Les points faibles sont les joints, soit entre tuyaux, soit au raccordement avec les regards de visite ; les joints en caoutchouc sont, en principe, étanches, moyennant un minimum de précautions à la pose. Pour mieux garantir la jonction au regard, le fond de celui-ci peut être coulé directement sur l'égout en place, dont la face supérieure est ensuite casée à l'intérieur du regard ;

- au remblai, qui doit être soigneusement compacté, au moins jusqu'à la génératrice moyenne, particulièrement pour les tuyaux de la série B. En outre, pour éviter que la tranchée après remblaiement ne draine les eaux souterraines, il peut être utile de créer localement un véritable barrage souterrain, par exemple au droit d'un regard de visite ;

- aux joints entre tuyaux ; l'étanchéité des joints, particulièrement importante pour éviter les eaux parasites ou les fuites, est bien assurée avec les joints élastomères souples actuels s'ils sont

mis en œuvre avec précaution par une entreprise compétente. Ils permettent, en outre, une certaine flexibilité de la conduite. Les joints bourrés et rigides (corde + mortier) sont pratiquement abandonnés ;

- aux raccordements avec le regard de visite (§ 4.4.1) ; il existe dans le commerce des regards préfabriqués avec la possibilité d'assurer cette étanchéité par un joint plastique. Dans le cas d'un regard coulé sur place, une bonne solution consiste à mettre en place le béton après construction continue de la canalisation et à casser ensuite la partie supérieure apparente du tuyau dans le regard. Le béton doit pouvoir résister le mieux possible à l'abrasion et à la corrosion. Son coefficient de dilatation a moins d'importance que pour des ouvrages aériens.

On peut aussi mentionner l'existence de tuyaux centrifugés en polyester renforcé avec de la fibre de verre et charge de silice. Ils présentent une grande résistance à la corrosion ; leur composition et leur résistance mécanique peuvent être adaptées à la demande. Ils sont d'un coût plus élevé, mais conviennent bien aux besoins industriels pour le transport de liquides corrosifs ou à la traversée de terrains agressifs. Les joints doivent présenter la même résistance que les tuyaux eux-mêmes (fabrication Eternit).

4.3.3 Galeries ovoïdes

Les galeries ovoïdes sont souvent coulées *in situ*, mais elles peuvent également être construites en éléments préfabriqués, avec toutes les réserves faites précédemment pour l'étanchéité, aggravées par la difficulté d'adaptation d'un joint, inhérente à la forme de la section.

En grande profondeur, ou en milieu urbain afin d'éviter les sujétions de construction, les galeries sont parfois construites en souterrain. Dans ce cas, elles peuvent être remplacées par des canalisations circulaires de grand diamètre, qui se prêtent bien à des modes de construction particuliers, forages horizontaux ou galeries (type *mini-tunnel*).

4.3.4 Bassins de retenue

On distingue deux types de bassins de retenue suivant leur aspect hors service : les *bassins secs* et les *bassins en eau*. C'est souvent leur emplacement qui détermine le choix.

Généralement, le bassin est destiné à limiter le débit pluvial en aval de l'agglomération. Il pourra donc se trouver très près des habitations. Dans ce cas, son intégration dans un site urbain sera meilleur avec un bassin en eau. La même solution sera retenue lorsque le bassin est creusé jusqu'à une nappe phréatique de niveau sensiblement fixe. Il pourra constituer un élément d'agrément dans un espace vert facilement aménageable si la hauteur de marnage, quotient du volume utile V [formule (22)] par la surface du bassin, est faible (de l'ordre de 0,50 m). Pour éviter les risques de prolifération de plantes aquatiques, la hauteur minimale d'eau devrait être de 1,50 m.

Si l'on manque de place, on est amené à augmenter la hauteur de marnage, qui pourra atteindre ou dépasser 10 m, et le bassin sera traité comme une retenue de barrage, généralement vide, avec un aspect esthétique plus critiquable.

Les bassins de retenue sont souvent construits par creusement d'une cunette, et limités sur un ou plusieurs côtés par des digues. Les digues peuvent être construites en terre extraite des fouilles si le matériau le permet. Elles doivent être étanches, grâce à un noyau interne ou à un écran sur le parement amont.

Dans le cas de grande hauteur d'eau, la digue est un véritable barrage, souvent en béton (article *Barrages* [C 5 555] dans ce traité).

Les eaux pluviales admises ne sont pas exemptes d'impuretés, particulièrement au début des orages ou lors de petites pluies. Les fermentations dans le bassin et les sujétions d'exploitation pour l'enlèvement des dépôts pourront être diminuées si la retenue n'est pas traversée par le collecteur pluvial, mais alimentée seulement en dérivation. À ce moment, l'admission se fera en trop-plein, comme pour un déversoir d'orage (§ 4.2.1.3). Le déversoir d'admission sur le bassin pourra être protégé par une cloison siphonnée. Ainsi, on pourra éviter les sables, dont la plus grande partie est transportée au fond des canalisations, et les flottants. Si cette dérivation n'est pas possible, le collecteur pourra être muni, avant son débouché dans le bassin, d'un dessablage et d'un dégrillage (article *Traitement des eaux usées urbaines* [C 5 220]).

La sortie des eaux devra se faire, en fonctionnement normal, par un dispositif de régulation assurant le débit maximal admissible pour l'émissaire, diminué du débit des petits flots si le bassin est alimenté en dérivation. Il y a également intérêt à ce que l'on obtienne, dès le début du remplissage de la retenue, le débit maximal. Cette condition peut être remplie par l'utilisation, au pied de la retenue, d'une vanne à niveau aval constant, suivie d'un déversoir. Le débit évacué peut même être réglé à l'usage par la vanne ou la longueur (ou le niveau) de la lame déversante (article *Débit des liquides à l'air libre* [R 2 310] dans le traité Mesures et Contrôle).

Pour un débordement accidentel, un déversoir en béton de grande longueur peut convenir pour les petits ouvrages, un véritable déversoir de barrage en saut de ski peut être aussi utilisé.

Enfin, une vidange de fond est nécessaire pour le nettoyage dans le cas d'un bassin en eau à fond étanche.

Un bassin de retenue ne peut avoir qu'un effet favorable sur la qualité des eaux, par le dépôt des matières en suspension. En contrepartie, dans le cas d'eaux pluviales très chargées, l'exploitation en est alourdie. En principe, la durée de la retenue n'est pas suffisante pour avoir un effet bactériologique important comme dans les bassins de lagunage (article *Traitement des eaux usées urbaines* [C 5 220]). Néanmoins, la teneur en oxygène doit s'accroître dans les bassins en eau, par action photosynthétique des algues qui pourront s'y développer.

4.3.5 Bassins d'orage

Les bassins d'orage sont étanches, leurs parois sont bétonnées. Ils peuvent être alimentés, comme les bassins de retenue, en trop-plein ou être traversés par le flot du collecteur. Dans les deux cas, le fond doit présenter une pente notable (0,05) vers une cunette de vidange pour faciliter l'exploitation.

Si le bassin d'orage est alimenté en trop-plein, la vidange peut se faire, soit par un orifice calibré, soit, de préférence, par pompage, ce qui assure la régularité dans l'alimentation de la station d'épuration.

Des bouches d'arrosage sont à prévoir pour l'évacuation à grande eau des dépôts fermentescibles inévitables.

4.3.6 Conduite et sécurité des chantiers

La plus grande attention est à apporter à la conduite des chantiers afin d'éviter au maximum les ennuis ultérieurs d'exploitation (§ 5.1) :

- les canalisations non visitables doivent présenter des alignements droits entre regards de visite ;
- la pente doit être rigoureusement respectée. À cet effet, la pose des tuyaux au laser, actuellement courante, est une bonne méthode ;
- il ne doit pas rester dans l'égout, à la fin du chantier, de la laitance de ciment ;
- les joints doivent être parfaitement lisses et les tuyaux de branchement doivent affleurer la paroi intérieure sans pénétrer dans l'égout.

La multiplicité des accidents souvent mortels, dus aux éboulements sur les chantiers de pose de canalisations enterrées, même à faible profondeur, amène à apporter une attention particulière à la sécurité. Le décret 65-48 du 8 janvier 1965 précise en particulier dans son article 66 que « les fouilles en tranchée de plus de 1,30 m de profondeur et d'une largeur égale ou inférieure aux deux tiers de la profondeur doivent, lorsque leurs parois sont verticales ou sensiblement verticales, être blindées, étrépillonnées ou étayées ». C'est le cas sur l'ensemble des tranchées pour pose d'égouts.

4.4 Ouvrages annexes

4.4.1 Regards de visite

Les regards de visite (figure 7) servent d'accès au personnel d'entretien. Dans les galeries visitables (à partir de 1,80 m de hauteur), l'espacement entre deux regards ne devrait pas dépasser 100 m pour des raisons de sécurité. Pour les autres canalisations et grâce aux moyens modernes de curage (§ 5.1), cet espacement peut être de 80 m. En l'absence de ces moyens mécaniques, il faudrait le maintenir à 50 m au maximum, en alignement droit. Un regard doit être construit à chaque changement de direction et à chaque débouché d'affluent.

L'accès au regard de visite se fait normalement au-dessus de la canalisation. Le regard latéral, avec entrée reportée sous trottoir grâce à une galerie en légère pente vers l'égout, est onéreux mais

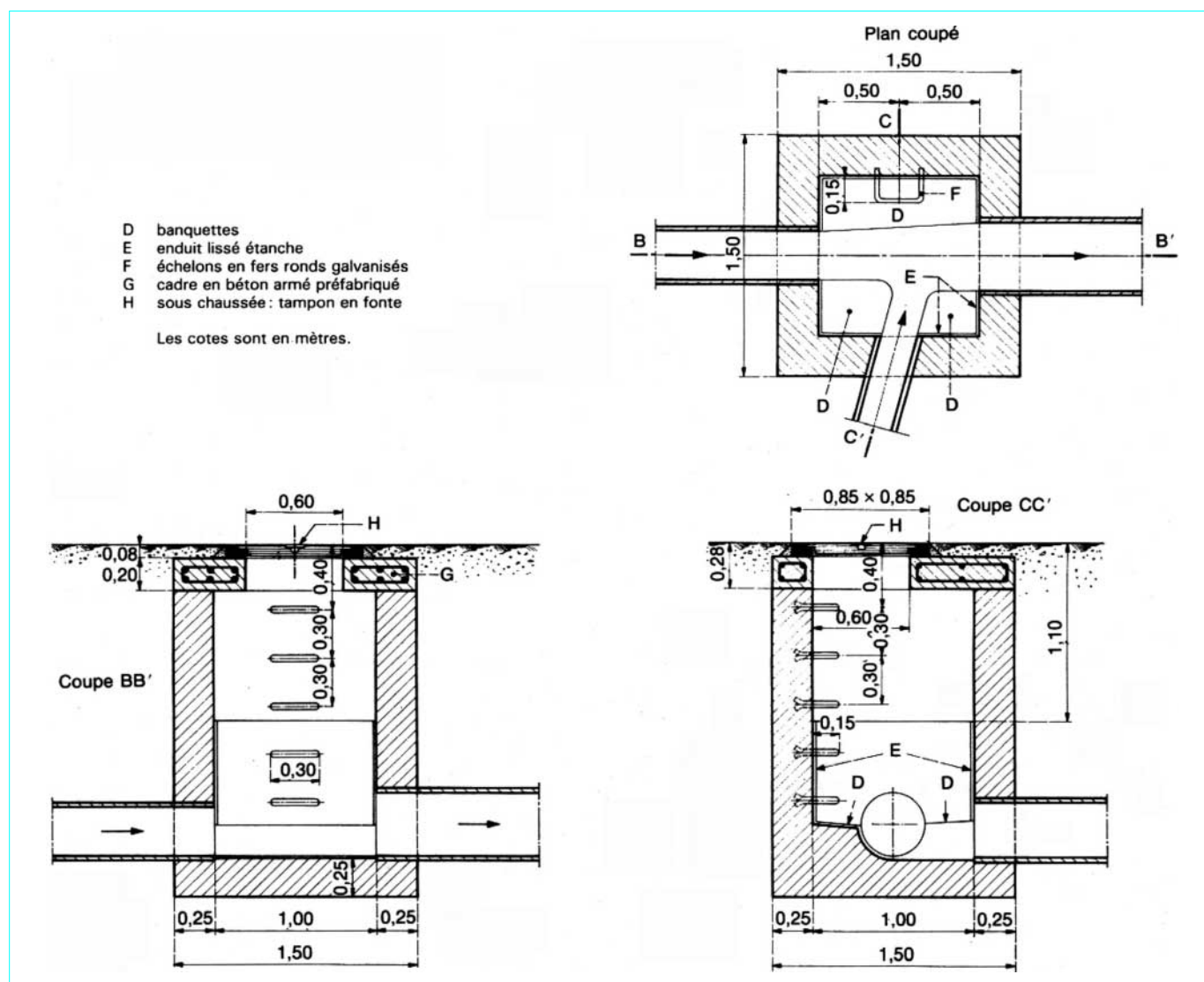


Figure 7 – Regard de visite

facilite l'entretien lorsque l'égout est sous chaussée. Une cunette d'accompagnement du flot est obligatoire. La descente sera prévue par échelons fixes ou échelle amovible. Il est néanmoins recommandé de monter le regard jusqu'au sol pour faciliter le nettoyage à la cureuse (§ 5.1).

Les tampons de regards ajourés facilitent la ventilation des canalisations.

Dans les zones sensibles où une étanchéité absolue est indispensable (traversée d'une zone de protection de captage par exemple), le regard de visite classique peut être remplacé (particulièrement sur une conduite en fonte) par un té de visite installé au fond d'un regard en béton (figure 8).

4.4.2 Bouches d'égout

Les bouches d'égout (figure 9), destinées à recueillir les eaux de chaussées, doivent être sélectives pour permettre la retenue du maximum de déchets. Un panier amovible et souvent utilisé. Pour éviter les dépôts de sable dans l'égout, les bouches à puisard siphonné sont recommandées. Elles sont à accès latéral (bouches sous trottoir) ou à accès par le dessus (bouches à grille). Elles nécessitent un curage systématique. Lorsqu'elles doivent être ménagées en cours de forte pente, un décrochement dans le trottoir est nécessaire pour mieux recueillir l'eau du caniveau.

Le raccordement des branchements particuliers sur une bouche d'égout est à proscrire.

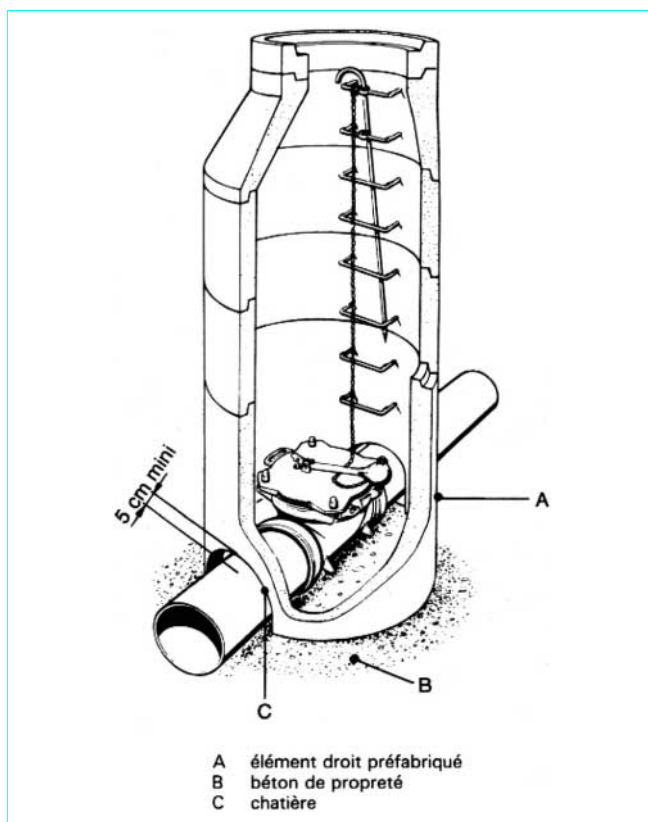


Figure 8 – Té de visite (doc. Pont-à-Mousson)

4.4.3 Réservoirs de chasse

Il est toujours recommandé de placer un réservoir de chasse en tête des canalisations, particulièrement en système séparatif, ou en système unitaire en région peu pluvieuse. On peut s'en dispenser lorsque la pente atteint 0,01.

Les réservoirs de chasse (figure 10) sont généralement automatiques, avec fréquence journalière de 1 ou 2 ; leur volume est de 500 L (ou 1 m³ pour les réservoirs à deux directions). Leur effet est pratiquement limité, même en système séparatif, à une centaine de mètres.

On peut aussi, lorsque l'on dispose d'une réserve d'eau à proximité, avoir des chasses commandées, qui permettent un plus gros débit pendant une plus longue durée, et qui sont donc plus efficaces. Mais la chasse trop fréquente d'un débit important est à proscrire (§ 2.2.4).

4.4.4 Dessableurs

Des dessableurs peuvent être utiles, malgré les boucles sélectives, en tête des siphons et des tronçons à faible pente, ou bien au pied de fortes pentes apportant une quantité importante de matériaux solides (pour le calcul des dessableurs, article *Traitement des eaux usées urbaines* [C 5 220]).

On utilise le plus souvent, sur les réseaux, des dessableurs couloirs statiques.

4.4.5 Siphons

On appelle *siphon* un ouvrage de franchissement inférieur d'un obstacle par une conduite en charge. Le diamètre de la conduite doit naturellement être calculé pour le plus fort débit, et la dénivellée entre les canalisations amont et aval être égale à la perte de charge pour ce débit. En système unitaire, il est généralement nécessaire de disposer de deux conduites séparées par un déversoir, l'une pour le temps sec, l'autre utilisée lors des pluies. Une double canalisation constitue d'ailleurs une sécurité. Sinon, un trop-plein amont est indispensable.

Un siphon, toujours plein, constitue un ouvrage où les produits en suspension déposent. Il doit être précédé d'un dessableur, en système unitaire. Un dégrillage, lorsqu'il est possible, peut éviter les obstructions.

Un nettoyage relativement fréquent, semestriel par exemple, est recommandé (§ 5.1).

Ce type d'ouvrage gravitaire est actuellement peu fréquent. Il tend à être remplacé par des postes de relèvement (§ 4.4.7).

4.4.6 Clapets

La cote de rejet des trop-pleins dans les cours d'eau (déversoirs d'orage, siphons, postes de relèvement) est parfois située au-dessous des cotes de hautes eaux.

Si l'on veut, au moins jusqu'à un certain niveau, faire fonctionner la station d'épuration, il est nécessaire d'éviter le reflux des eaux de la rivière dans le réseau. Un clapet équilibré avec flotteur le permet. Un deuxième trop-plein à niveau plus haut peut alors être nécessaire.

4.4.7 Postes de relèvement ou de refoulement

La nécessité de procéder à un relèvement des eaux en régions plates avant rejet dans les milieux naturels est due à la limite inférieure des pentes admissibles pour assurer l'autocurage des canalisations (§ 4.2.2).

Ces postes de relèvement impliquent, outre la consommation en énergie électrique, des astreintes d'entretien souvent non négligeables, particulièrement pour les petites collectivités, aussi est-il recommandé d'en limiter au maximum le nombre.

Lorsque le relèvement ne peut pas être évité, les caractéristiques des canalisations aval doivent être calculées pour le débit maximal des pompes, parfois supérieur au débit de pointe du réseau. On remarquera que le refoulement discontinu d'un volume important améliore l'autocurage en supprimant les faibles débits.

Le relèvement peut se faire par pompes centrifuges, par vis d'Archimède ou par éjecteur à air comprimé (figure 11) ou aéro-éjecteur (figure 12).

Dans le cas d'un relèvement par pompes, le poste de relèvement comporte une bache d'aspiration, le matériel électrique et mécanique, et une conduite de refoulement.

La bache d'aspiration doit pallier les variations journalières de débit de l'égout amont. Son volume utile minimal (exprimé en mètres cubes) pour une pompe se calcule par la formule :

$$V = \frac{Q}{4p} \quad (27)$$

avec p fréquence admissible de démarrages par heure, sans risque pour le moteur électrique (en général, $p = 4$ à 6),

Q (m³/h) débit de la pompe.

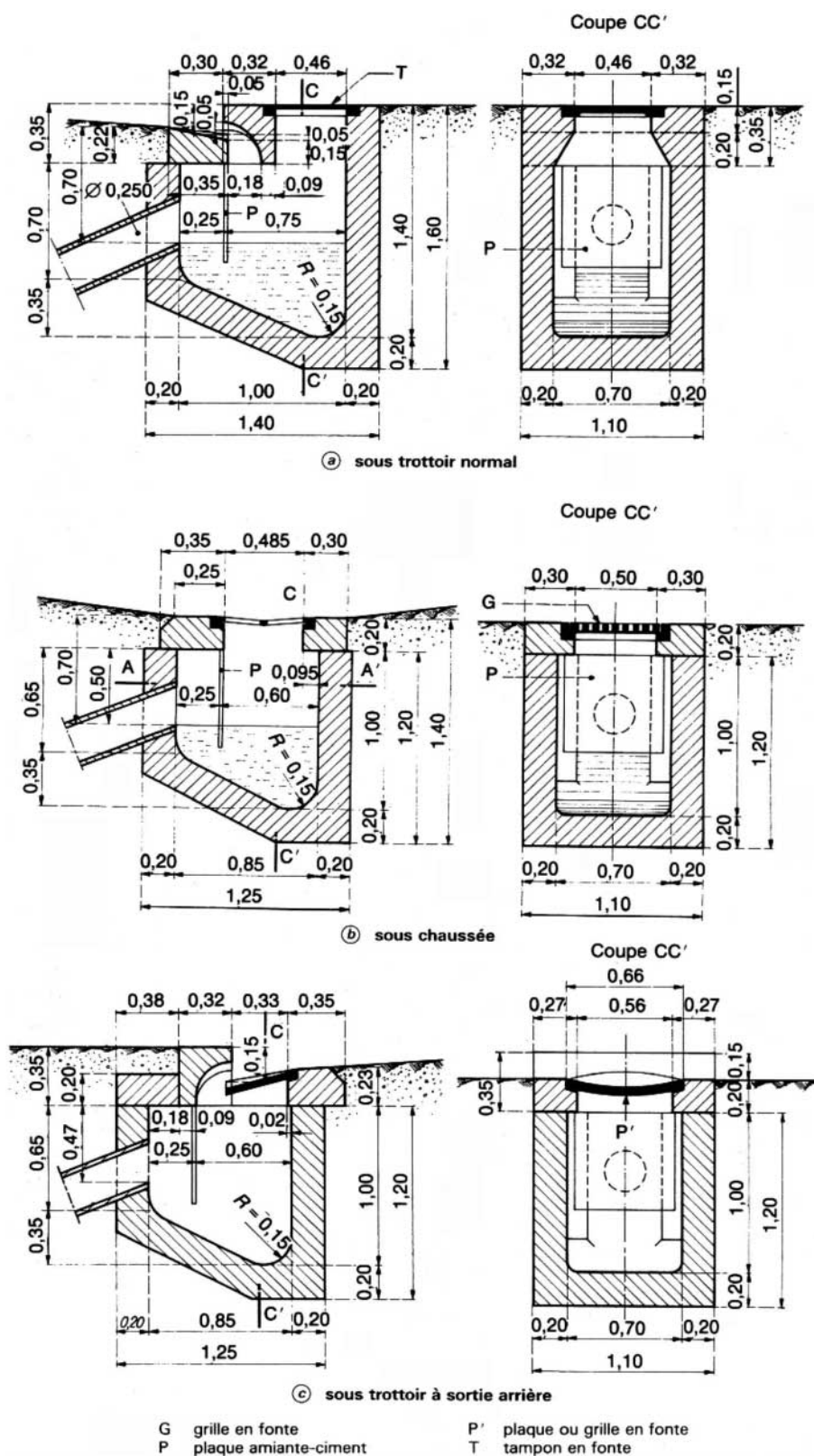


Figure 9 – Bouches d'égout

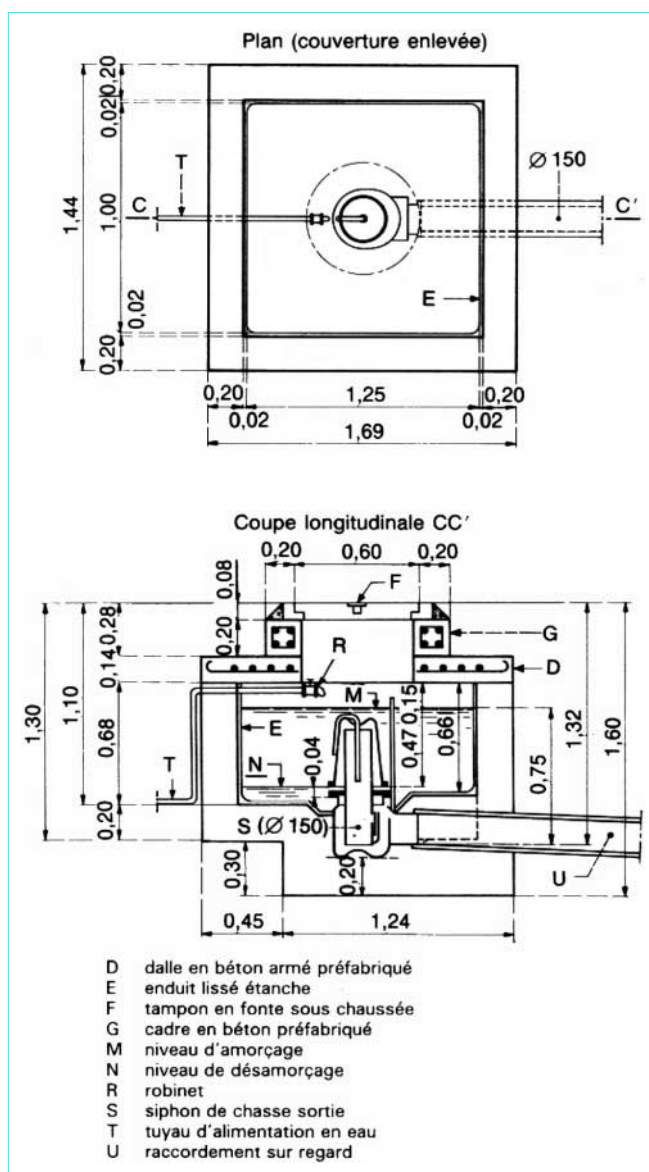


Figure 10 – Réservoirs de chasse

Lorsque plusieurs pompes doivent refouler en parallèle, le volume de la bache pour les pompes successives peut être calculé par la formule suivante (pour trois pompes) :

$$V = \frac{Q}{4p} + \frac{Q}{10p} + \frac{Q}{65p} \quad (28)$$

On peut aussi calculer le volume de la bache, pour les pompes successivement mises en route, par la formule (27), en décalant légèrement les volumes correspondants vers le haut (0,20 à 0,30 m) pour le fonctionnement des contacteurs à flotteurs.

Le choix du type de pompes (article *Pompes volumétriques pour liquides* [B 4 320] dans le traité Génie mécanique) est important, il conditionne le Génie Civil, la protection et la consommation en énergie électrique. On peut avoir des groupes immergés (figure 13), des pompes à axe vertical ou des pompes en fosse sèche.

Les pompes centrifuges seront généralement des pompes à canaux ou à vortex ; ces dernières sont pratiquement imbouchables, mais leur rendement est d'ordinaire plus faible.

Les pompes doivent être protégées contre les obstructions et l'abrasion. En système séparatif, et dans tous les cas pour les petits débits, un dégrillage doit être installé, dont l'intervalle entre barreaux devra être inférieur au diamètre d'aspiration. En système unitaire, un dessablage (§ 4.4.4) est indispensable pour limiter l'abrasion.

Il est nécessaire de prévoir un secours, au moins partiel, lors d'incident sur une pompe. Pour éviter les débordements en cas de panne de courant, il faut un trop-plein suffisamment bas sur la bache ou, en cas d'impossibilité matérielle, un groupe électrogène de secours à démarrage automatique.

Les pompes de relevage d'eaux de pluie ou *postes de crue* sont, plus encore que pour les eaux usées, à éviter. Leur fonctionnement intermittent n'est pas un gage de sécurité, mais on n'est pas soumis, sauf contre l'abrasion, aux mêmes sujétions dans le choix du type de pompe.

Le relèvement par vis d'Archimède présente l'avantage d'une plus grande souplesse de fonctionnement, car une vis fonctionne encore avec un rendement acceptable pour une fraction assez faible de son débit nominal, et aucun dessablage ou dégrillage fin ne sont nécessaires en amont, ce qui est particulièrement intéressant en tête d'une station d'épuration qui peut ainsi fonctionner au fil de l'eau, et ce qui permet à l'exploitant de disposer d'ouvrages de prétraitement facilement accessibles. Un dégrillage grossier (0,10 à 0,15) est néanmoins utile en système unitaire (article *Traitement des eaux usées urbaines* [C 5 220]).

La vis d'Archimède ne permet que le relèvement sur place, mais non le refoulement, sauf cheminée de mise en charge d'une conduite.

La robustesse des vis assure parfois leur fonctionnement sans secours. Néanmoins, il est prudent de disposer, à cet effet, d'au moins un groupe immergé en magasin.

Il existe maintenant sur le marché des pompes à prérotation, qui présentent les mêmes avantages que les vis.

L'éjecteur à air comprimé et l'émulsion tendent actuellement à être plus employés pour le relèvement d'eaux usées en cours de réseau. Ils peuvent localement être utilisés lorsqu'on dispose d'air comprimé (relèvements industriels).

La conduite de refoulement doit être adaptée au débit maximal futur à refouler sans que la vitesse dépasse 2,50 m/s. Sinon, en dehors même des risques de coup de bélier, des phénomènes de cavitation peuvent se produire. Pour les petits débits (de l'ordre du litre par seconde), il faut considérer le diamètre en fonction de la longueur de la conduite, de manière à éviter les fermentations septiques.

Le temps moyen de séjour (compte tenu des périodes d'arrêt de pompage) ne devrait pas dépasser 4 à 5 h pour le débit moyen journalier. Dans certains cas (occupation saisonnière), un doublement de la conduite de refoulement peut être nécessaire, de manière à fonctionner hors saison (pour un petit débit) et en saison (pour un débit beaucoup plus élevé). Il faut ainsi considérer que, dans les petites installations, la perte de charge sur une longue conduite de refoulement peut être importante par rapport à la hauteur géométrique et que l'on risque de ne pas trouver de pompe adaptée au fonctionnement.

4.4.8 Branchements particuliers

En système unitaire, on utilisera un branchement unique pour les eaux pluviales et les eaux usées.

En système séparatif, on aura, en principe, le double branchement, l'un pour les eaux usées et l'autre pour les eaux pluviales avec, comme variante, un seul branchement pour les eaux usées et, pour les eaux pluviales, une gorgouille d'évacuation au caniveau. Les descentes d'immeubles se groupent donc en un ou deux conduits d'évacuation de diamètre relativement faible (0,15 m minimum).

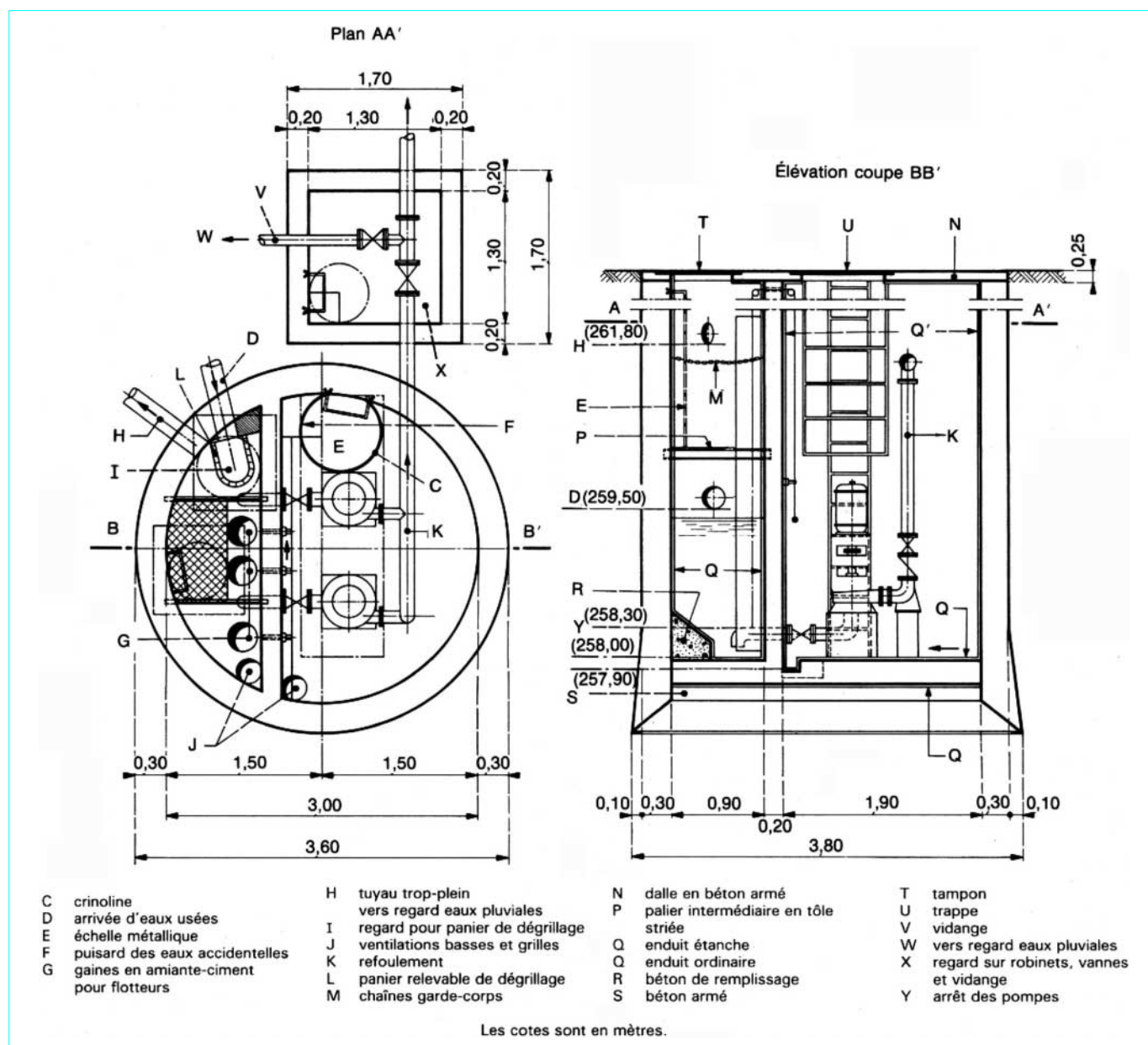


Figure 11 – Poste de relèvement avec 2 pompes en fosse sèche

On donne toujours une pente importante aux branchements particuliers (0,03 si possible, avec un minimum exceptionnel de 0,01).

On place quelquefois au pied des tuyaux de descente, ou en cours de branchements particuliers, un *puisard de pied* ou *siphon disconnecteur*. L'objectif est de protéger le réseau contre des obstructions, mais l'inconvénient d'un tel dispositif est de provoquer à proximité des maisons d'habitation une stagnation d'eaux polluées.

De toute manière, et pour assurer l'aération du réseau, le siphon disconnecteur peut être muni d'une dérivation de ventilation qui peut déboucher au-dessus de la toiture de l'immeuble.

Dans le cas où le réseau est constitué par des canalisations circulaires, il faut si possible préparer les raccordements, en prévoyant des culottes en attente, espacées suivant la densité probable des constructions. En l'absence de ces culottes, des boîtes de branchement coulées sur place peuvent être construites à la demande.

Le fil d'eau de la canalisation de branchement devra se raccorder à l'égout, au-dessus de la cote piézo-métrique de temps sec et, en égout visitable, à 0,30 m maximum au-dessus du radier. En plan, il est souhaitable que l'angle du branchement et de l'égout soit obtus.

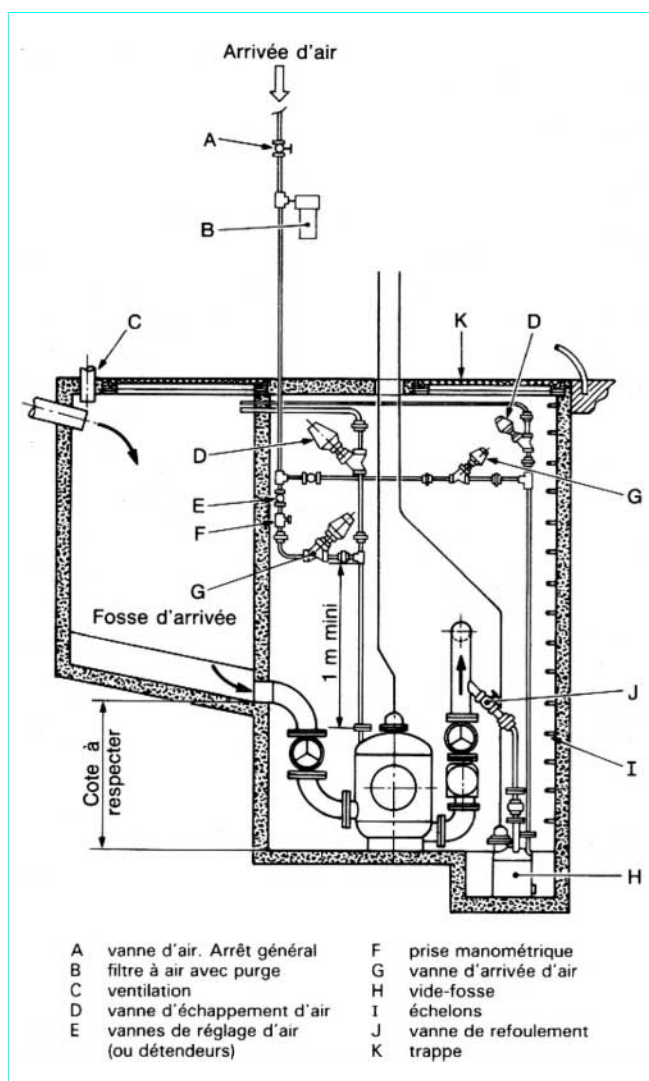


Figure 12 – Aéro-éjecteur (doc. Soterkenos)

En principe, les boîtes à graisse ne sont pas nécessaires sur les branchements particuliers. Néanmoins elles s'imposent pour les effluents de certaines activités alimentaires (restaurants, charcuteries, triperies, etc.) où l'on est susceptible de rejeter des eaux chaudes dont les graisses peuvent se coaguler dans les canalisations. Rappelons que la température des effluents ne doit pas dépasser 30 °C.

En outre, les deshuileurs sont utiles dans les garages ou certains ateliers. Ils peuvent servir de bac de rétention pour les locaux où l'on manipule des produits dangereux, qui sont ainsi retenus avant rejet en cas d'écoulement accidentel, et qui peuvent être récupérés.

Ils sont généralement imposés par la Réglementation sanitaire départementale.

4.5 Épreuves

Il est toujours utile d'effectuer des épreuves préalables à la mise en service d'un réseau d'égouts afin d'éviter les désordres dus à des fuites (§ 5.3) ou à l'entrée d'eaux parasites (§ 2.2.4). Ces épreuves sont à exécuter après vérification des niveaux et des cotes.

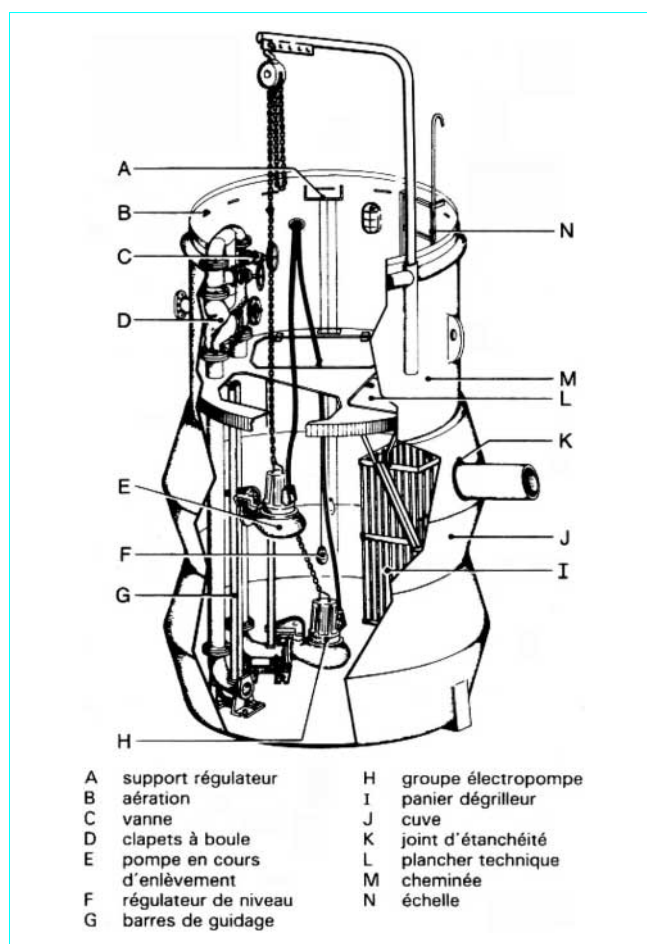


Figure 13 – Station de relèvement avec pompes immergées (doc. Flygt)

■ Essais à l'eau. Après remblaiement des ouvrages, les branchements particuliers étant obturés (§ 5.2) ou mieux avant leur exécution, les regards étant munis de tés hermétiques, on remplit le tuyau intéressé jusqu'au niveau du tampon du regard amont, sans dépasser 1 bar sur la partie aval. Le volume d'eau d'appoint nécessaire pour rétablir le niveau initial après le délai d'imprégnation est donné dans le tableau 8 ; les délais d'imprégnation étant les suivants :

— béton :	24 h ;
— grès :	1 h ;
— amiante-ciment :	1 h ;
— PVC :	1 h ;
— fonte :	1 h.

Dans le cas où la canalisation se situe dans la nappe phréatique, on vérifie en outre, avant mise en service, que l'égout est sec.

■ Essais à la fumée. Avant remblaiement, on peut également effectuer des essais à la fumée : on envoie dans le tronçon à essayer, préalablement obturé à ses deux extrémités ainsi qu'aux regards de visite, une bombe fumigène. On peut détecter les fuites, suivant la nature de la bombe, visuellement ou mieux à l'odeur, mais le procédé est moins probant que celui à l'eau.

■ Une visite intérieure de la canalisation à la caméra (§ 5.3) est toujours bénéfique après exécution complète du réseau, égouts et branchements.

Tableau 8 – Quantités d'eau d'appoint maximales tolérées en 30 min (1)

	Caractéristiques de la conduite				
	Béton armé ou non		Grès	Amiante-ciment	PVC - Fonte
	$\varnothing_n \leq 400 \text{ mm}$	$\varnothing_n > 400 \text{ mm}$	$\varnothing_n = 100 \text{ à } 1\,000 \text{ mm}$	$\varnothing_n = 100 \text{ à } 1\,000 \text{ mm}$	$\varnothing_n = 100 \text{ à } 1\,000 \text{ mm}$
Canalisation	0,40 L/m ²	0,4 % du volume de la conduite	0,29 L/m ²	0,10 L/m ²	0,04 L/m ²
Regards (L/m ² de paroi)	0,50		0,20	0,10	0,05

(1) D'après la circulaire interministérielle du 16 mars 1984 diffusée par le Syndicat Professionnel des Distributeurs d'Eau.
 \varnothing_n : diamètre nominal.

5. Exploitation et entretien des réseaux d'égouts

5.1 Exploitation

Même avec un réseau bien conçu, ce n'est que par une exploitation satisfaisante que sera atteint le premier objectif de l'assainissement rappelé en ces termes par les Instructions générales du ministère français de la Santé du 10 juin 1976 : « Évacuer rapidement et sans stagnation, hors des agglomérations, tous les déchets d'origine humaine ou animale susceptibles de donner naissance à des putréfactions ou à des odeurs ».

Le plus souvent, les pentes autorisées par la topographie ne permettent pas que les conditions d'autocurage soient toujours et partout garanties. Le curage des égouts est toujours nécessaire, à des fréquences plus ou moins grandes. Une visite annuelle de toutes les parties visitables semble un minimum. Elle permet de se rendre compte également des nécessités éventuelles de curage des canalisations non visitables.

Le nettoyage manuel est de moins en moins employé. Il ne concerne plus que les regards de visite et les égouts visitables, où les sables peuvent être poussés avec un rabet et récupérés jusqu'à un dessableur ou un regard. La sécurité du personnel d'entretien nécessite une bonne ventilation (§ 5.4).

Le nettoyage mécanique par hydrocureuses utilise l'action de l'eau sous forte pression, action qui peut, si nécessaire, être précédée d'un véritable forage mécanique, effectué par des couteaux mobiles fixés sur un chariot de centrage adapté au diamètre de l'égout et mis en rotation par un flexible commandé par un moteur extérieur, à partir d'un regard de visite.

Mais, généralement, un nettoyage sous pression suffit. Un jet hydraulique alimenté à une pression maximale de 80 bar est introduit par un regard. Il se propulse par réaction jusqu'à la partie à nettoyer. En retirant le jet, celui-ci chasse devant lui les dépôts qui sont aspirés dans le regard. Des unités complètes de nettoyage, comprenant citerne, pompe, enrouleur et aspirateur à boues peuvent être montées sur camion ou remorque. De telles unités sont couramment utilisées par les collectivités locales ou par les entreprises spécialisées.

Enfin il y a lieu de contrôler périodiquement la qualité des rejets des effluents à évacuer, certains pouvant détériorer les canalisations (§ 2.1.4.1), en particulier dans les zones industrielles où, souvent, les fabrications évoluent.

5.2 Entretien et réparation

L'entretien et la réparation des réseaux d'égouts, à part les parties visibles, regards, chasses, postes de relèvement, posent des problèmes délicats à résoudre pour les canalisations inaccessibles. Les

points défectueux sur un tronçon donné, tuyau de branchement pénétrant dans l'égout, joint cassé, racines, obstacles divers, peuvent être décelés par une visite à la caméra. Ensuite la réparation peut être entreprise, soit à fouille ouverte, soit parfois de l'intérieur, par exemple par injection de gels à base de résines polyuréthanes ou acryliques. Il peut y être incorporé un peu de sulfate de cuivre qui a un effet antiracines. Cette injection se fait autour d'un point d'infiltration.

Pour interrompre la circulation de l'eau sur le tronçon concerné, des ballons ou tampons obturateurs gonflables peuvent être utilisés.

Une réhabilitation complète des tronçons de conduite peut être entreprise sans l'ouverture d'une tranchée en introduisant par un regard :

- soit un tubage en éléments de chlorure de polyvinyle, mais ils réduisent la section de la canalisation ;
- soit un chemisage avec polymérisation et thermodurcissement d'une résine imprégnant une gaine en feutre (épaisseur de 3 à 20 mm suivant le diamètre).

5.3 Recherche de fuites

Les recherches de fuites sont généralement entreprises après la constatation de désordres dans les propriétés riveraines, soit par inondation ou humidification des sous-sols, soit plus rarement par attaque des fondations. Elles peuvent également être nécessaires pour constater l'étanchéité des conduites, en vue d'une réception de travaux ou de protection d'une nappe alluviale, par exemple à proximité d'un captage.

La détection de l'existence éventuelle de fuites peut se faire simplement par la mesure des débits amont et aval sur un tronçon suspect, après interruption des déversements intermédiaires. Elle peut aussi se faire par des méthodes volumétriques (fluorescéine) ou par la détection de radioisotopes. Mais la très courte demi-vie des produits employés dans ce dernier cas limite à 0,50 à 1 m l'épaisseur de sol à traverser par l'eau de la fuite.

La localisation exacte de la fuite peut se faire ensuite avec une visite de la canalisation à la caméra, et la réparation peut parfois être effectuée de l'intérieur (§ 5.2).

5.4 Ventilation

Une ventilation très large des égouts est une nécessité pour éviter autant que possible les fermentations putrides anaérobies.

L'aération des égouts se fera par les tuyaux d'évent et de ventilation secondaire, par les bouches d'égout, par les trous des tampons de regard. Ces communications permettront les échanges entre l'air extérieur et l'air des égouts, échanges qui sont dus aux différences de température, aux variations de pression, et à l'action du vent.

L'air des égouts est pauvre en bactéries ; il contient des gaz et des vapeurs pouvant provenir soit de l'extérieur (vapeur d'essence, etc.), soit des fermentations même qui se produisent en égout (méthane, oxyde de carbone, acide carbonique, sulfure d'hydrogène qui est le produit type de la fermentation anaérobie). Des précautions doivent être prises contre les vapeurs et les gaz nocifs qui peuvent se rencontrer dans les égouts, particulièrement en provenance des effluents industriels dont le déversement doit d'ailleurs être réglementé (§ 2.1.3).

Pour la sécurité du personnel de visite, il sera tout d'abord interdit de fumer en égout ; ensuite, on ne doit utiliser que les lampes de sécurité (lampes à acétylène type mine, ou lampes électriques dont l'inconvénient est la lourdeur) ; enfin, dans certains cas, il sera nécessaire de procéder à une ventilation artificielle des égouts avant d'y descendre ; celle-ci se fera soit par insufflation, soit par aspiration, ce dernier système étant préférable.

6. Exemple de calcul d'ouvrages d'écoulement pluvial

On se propose de calculer les canalisations des ouvrages d'écoulement pluvial de la figure 14.

■ Calcul des bassins élémentaires (tableau 9)

Tableau 9 – Caractéristiques des bassins élémentaires

Bassin	S (ha)	C	I	Q_b (m ³ /s)	m	Q_c (m ³ /s)
1	5,10	0,27	0,013	0,387	1,20	0,466
2	1,60	0,30	0,007	0,148	0,99	0,146
3	3,70	0,30	0,039	0,456	1,11	0,508
4	1,30	0,27	0,05	0,187	1,07	0,200
5	6,30	0,27	0,021	0,521	1,11	0,580
6	7,30	0,20	0,016	0,382	1,06	0,406
7	8,70	0,27	0,02	0,665	0,97	0,647
8 (1)	2,90	0,27				
	36,90					

(1) Le bassin d'apport 8 va directement au bassin de retenue.

● Bassin élémentaire 1

$$S_1 = 5,10 \text{ ha} ; C_1 = 0,27$$

Calcul de I :

Cotes du terrain (m)		Dénivellation Δ (m)	L_j (m)	I_j	$\sqrt{I_j}$	$L_j / \sqrt{I_j}$
Amont	Aval					
265,40	264,00	1,40	150	0,009 3	0,097	1 552,6
264,00	261,40	2,60	130	0,020 0	0,141	919,2
		4,00	280			2 471,8

$$I = \left[\frac{\sum L_j}{\sum (L_j / \sqrt{I_j})} \right]^2 = \left[\frac{280}{2 471,8} \right]^2 = 0,013 \text{ [formule (8)]}$$

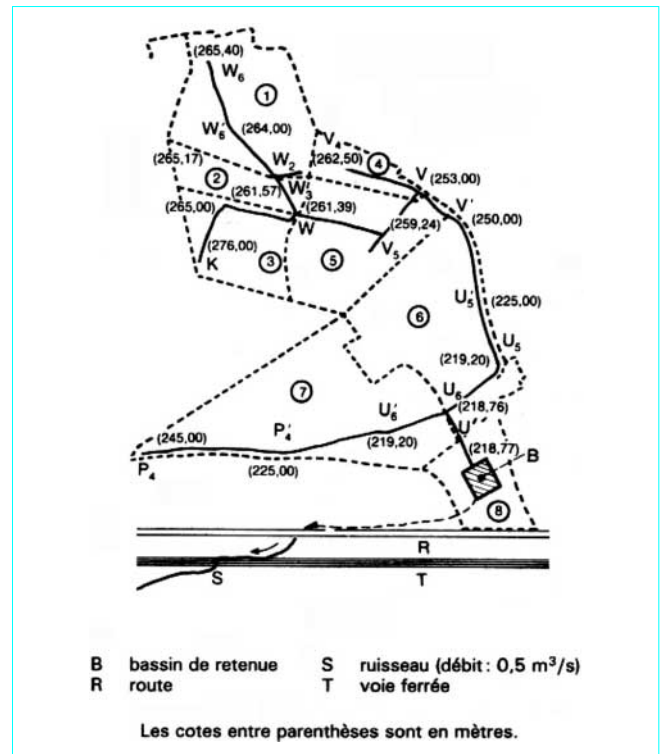


Figure 14 – Ouvrage d'écoulement pluvial (région II, T = 10 ans)

$$M = \frac{L_j}{\sqrt{S}} = \frac{2,80}{\sqrt{5,10}} = 1,24$$

(ici L_j est exprimé en hm) d'où $m = 1,20$.

Débit brut :

$$Q_b = 1,601 I^{0,27} C^{1,19} S^{0,8} = 0,387 \text{ m}^3/\text{s} \text{ [formule (11)]}$$

Débit corrigé [à l'aide de la formule (14), § 2.2.1.3.2] :

$$Q_c = 0,387 \times 1,20 = 0,466 \text{ m}^3/\text{s}$$

● Bassin élémentaire 2

$$S_2 = 1,60 \text{ ha} ; C_2 = 0,30$$

Calcul de I :

Cotes du terrain (m)		Δ (m)	L_j (m)	I_j	$\sqrt{I_j}$	$L_j / \sqrt{I_j}$
Amont	Aval					
265,17	261,57	3,60	170	0,021	0,145	1 168,2
261,57	261,39	0,18	90	0,002	0,044	2 012,5
		3,78	260			3 180,7

$$I = \left[\frac{\sum L_j}{\sum (L_j / \sqrt{I_j})} \right]^2 = \left[\frac{260}{3 180,7} \right]^2 = 0,007$$

$$M = \frac{L_j}{\sqrt{S}} = \frac{2,60}{\sqrt{1,60}} = 2,06 \text{ d'où } m = 0,99$$

$$Q_b = 1,601 I^{0,27} C^{1,19} S^{0,8} = 0,148 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_c = 0,148 \times 0,99 = 0,146 \text{ m}^3/\text{s}$$

● Bassin élémentaire 3

$$S_3 = 3,70 \text{ ha} ; C_3 = 0,30$$

Calcul de I :

Cotes du terrain (m)		Δ	L_j	I_j	$\sqrt{I_j}$	$L_j/\sqrt{I_j}$
Amont	Aval	(m)	(m)			
276,00	265,00	11,00	140	0,078 6	0,280	499,4
265,00	261,39	3,61	150	0,024 0	0,155	966,9
		14,61	290			1 466,3

$$I = \left[\frac{\sum L_j}{\sum (L_j/\sqrt{I_j})} \right]^2 = \left[\frac{290}{1 466,3} \right]^2 = 0,039$$

$$M = \frac{L_j}{\sqrt{S}} = \frac{2,90}{\sqrt{3,70}} = 1,51 \text{ d'où } m = 1,11$$

$$Q_b = 1,601 I^{0,27} C^{1,19} S^{0,8} = 0,456 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_c = 0,456 \times 1,11 = 0,508 \text{ m}^3/\text{s}$$

● Bassin élémentaire 4

$$S_4 = 1,30 \text{ ha} ; C_4 = 0,27$$

Calcul de I :

Cotes du terrain (m)		Δ	L_j	I_j	$\sqrt{I_j}$	$L_j/\sqrt{I_j}$
Amont	Aval	(m)	(m)			
262,50	253,00	9,5	190	0,05	0,22	849,7

$$I = \left[\frac{190}{849,7} \right]^2 = 0,05$$

$$M = \frac{L_j}{\sqrt{S}} = \frac{1,90}{\sqrt{1,30}} = 1,67 \text{ d'où } m = 1,07$$

$$Q_b = 1,601 I^{0,27} C^{1,19} S^{0,8} = 0,187 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_c = 0,187 \times 1,07 = 0,200 \text{ m}^3/\text{s}$$

● Bassin élémentaire 5

$$S_5 = 6,30 \text{ ha} ; C_5 = 0,27$$

Calcul de I :

Cotes du terrain (m)		Δ	L_j	I_j	$\sqrt{I_j}$	$L_j/\sqrt{I_j}$
Amont	Aval	(m)	(m)			
261,39	259,24	2,15	180	0,011 9	0,109	1 647
259,24	253,00	6,24	120	0,052 0	0,228	526,2
253,00	250,00	3,00	80	0,037 5	0,193	413,1
		11,39	380			2 586,3

$$I = \left[\frac{\sum L_j}{\sum (L_j/\sqrt{I_j})} \right]^2 = \left[\frac{380}{2 586,3} \right]^2 = 0,021$$

$$M = \frac{L_j}{\sqrt{S}} = \frac{3,80}{\sqrt{6,30}} = 1,51 \text{ d'où } m = 1,11$$

$$Q_b = 1,601 I^{0,27} C^{1,19} S^{0,8} = 0,521 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_c = 0,521 \times 1,11 = 0,580 \text{ m}^3/\text{s}$$

● Bassin élémentaire 6

$$S_6 = 7,30 \text{ ha} ; C_6 = 0,20$$

Calcul de I :

Cotes du terrain (m)		Δ	L_j	I_j	$\sqrt{I_j}$	$L_j/\sqrt{I_j}$
Amont	Aval	(m)	(m)			
250,00	225,00	25	180	0,138 9	0,372	483,0
225,00	219,20	5,80	140	0,041 4	0,203	687,8
219,20	218,76	0,44	140	0,003 0	0,054	2 497,3
		31,24	460			3 668,1

$$I = \left[\frac{\sum L_j}{\sum (L_j/\sqrt{I_j})} \right]^2 = \left[\frac{460}{3 668,1} \right]^2 = 0,016$$

$$M = \frac{L_j}{\sqrt{S}} = \frac{4,60}{\sqrt{7,30}} = 1,70 \text{ d'où } m = 1,06$$

$$Q_b = 1,601 I^{0,27} C^{1,19} S^{0,8} = 0,382 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_c = 0,382 \times 1,06 = 0,406 \text{ m}^3/\text{s}$$

● Bassin élémentaire 7

$$S_7 = 8,70 \text{ ha} ; C_7 = 0,27$$

Calcul de I :

Cotes du terrain (m)		Δ	L_j	I_j	$\sqrt{I_j}$	$L_j/\sqrt{I_j}$
Amont	Aval	(m)	(m)			
245,00	225,00	20	310	0,064 5	0,254	1 220,5
225,00	219,20	5,80	200	0,029 0	0,170	1 174,4
219,20	218,76	0,44	125	0,003 5	0,059	2 106,9
		26,24	635			4 501,8

$$I = \left[\frac{\sum L_j}{\sum (L_j/\sqrt{I_j})} \right]^2 = \left[\frac{635}{4 501,8} \right]^2 = 0,02$$

$$M = \frac{L_j}{\sqrt{S}} = \frac{6,35}{\sqrt{8,70}} = 2,15 \text{ d'où } m = 0,97$$

$$Q_b = 1,601 I^{0,27} C^{1,19} S^{0,8} = 0,665 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_c = 0,665 \times 0,97 = 0,647 \text{ m}^3/\text{s}$$

■ Assemblage des bassins élémentaires (tableau 10)

● Bassins 1 et 2 (en série)

$$S = S_1 + S_2 = 5,10 + 1,60 = 6,70 \text{ ha}$$

$$C = \frac{(5,10 \times 0,27) + (1,60 \times 0,30)}{6,70} = 0,28$$

Calcul de I :

$$\Sigma L_j = 280 + 260 = 540 \text{ m}$$

$$\Sigma (L_j / \sqrt{I_j}) = 2\,471,8 + 3\,180,7 = 5\,652,50$$

$$I = \left[\frac{\Sigma L_j}{\Sigma (L_j / \sqrt{I_j})} \right]^2 = \left[\frac{540}{5\,652,5} \right]^2 = 0,009\,1$$

$$M = \frac{\Sigma L_j}{\sqrt{\Sigma S_j}} = \frac{5,40}{\sqrt{6,70}} = 2,09 \text{ d'où } m = 0,98$$

$$Q_b = 1,601 I^{0,27} C^{1,19} S^{0,8} = 0,453 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_c = 0,453 \times 0,98 = 0,444 \text{ m}^3/\text{s}$$

● Bassins (1, 2) et 3 (en parallèle)

$$S = S_{1,2} + S_3 = 6,70 + 3,70 = 10,40 \text{ ha}$$

$$C = \frac{(6,70 \times 0,28) + (3,70 \times 0,30)}{10,40} = 0,29$$

$$I = \frac{\Sigma I_j Q_j}{\Sigma Q_j} = \frac{(0,009\,1 \times 0,444) + (0,039\,0 \times 0,508)}{0,444 + 0,508} = 0,025\,1$$

$$M = \frac{L(t_{c \max})}{\sqrt{\Sigma S_j}} = \frac{5,40}{\sqrt{10,40}} = 1,67 \text{ d'où } m = 1,07$$

$$Q_b = 1,601 I^{0,27} C^{1,19} S^{0,8} = 0,870 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_c = 0,870 \times 1,07 = 0,932 \text{ m}^3/\text{s}$$

● Bassins (1 à 3) et 5 (en série)

$$S = S_{1 \text{ à } 3} + S_5 = 10,40 + 6,30 = 16,70 \text{ ha}$$

$$C = \frac{(10,40 \times 0,29) + (6,30 \times 0,27)}{16,70} = 0,28$$

Calcul de I :

$$\Sigma L_j = 540 + 380 = 920$$

$$\Sigma (L_j / \sqrt{I_j}) = 3\,408,5 + 2\,586,3 = 5\,994,8$$

$$I = \left[\frac{\Sigma L_j}{\Sigma (L_j / \sqrt{I_j})} \right]^2 = \left[\frac{920}{5\,994,8} \right]^2 = 0,023\,5$$

$$M = \frac{\Sigma L_j}{\sqrt{\Sigma S_j}} = \frac{9,2}{\sqrt{16,70}} = 2,25 \text{ d'où } m = 0,96$$

$$Q_b = 1,601 I^{0,27} C^{1,19} S^{0,8} = 1,216 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_c = 1,216 \times 0,96 = 1,16 \text{ m}^3/\text{s}$$

● Bassins (1 à 3 + 5) et 4 (en parallèle)

$$S = S_{1 \text{ à } 5} + S_4 = 16,70 + 1,30 = 18 \text{ ha}$$

$$C = \frac{(16,70 \times 0,28) + (1,30 \times 0,27)}{18} = 0,28$$

$$I = \frac{(0,023\,5 \times 1,16) + (0,05 \times 0,20)}{1,16 + 0,20} = 0,027\,2$$

$$M = \frac{L(t_{c \max})}{\sqrt{\Sigma S_j}} = \frac{9,2}{\sqrt{18}} = 2,17 \text{ d'où } m = 0,97$$

$$Q_b = 1,601 I^{0,27} C^{1,19} S^{0,8} = 1,340 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_c = 1,340 \times 0,97 = 1,299 \text{ m}^3/\text{s}$$

● Bassins (1 à 5) et 6 (en série)

$$S = S_{1 \text{ à } 5} + S_6 = 18 + 7,30 = 25,30 \text{ ha}$$

$$C = \frac{(0,28 \times 18) + (0,20 \times 7,30)}{25,30} = 0,26$$

Calcul de I :

$$\Sigma L_j = 920 + 460 = 1\,380 \text{ m}$$

$$\Sigma (L_j / \sqrt{I_j}) = 9\,214,9$$

$$I = \left[\frac{\Sigma L_j}{\Sigma (L_j / \sqrt{I_j})} \right]^2 = \left[\frac{1\,380}{9\,214,9} \right]^2 = 0,022\,4$$

$$M = \frac{\Sigma L_j}{\sqrt{\Sigma S_j}} = \frac{13,8}{\sqrt{25,30}} = 2,74 \text{ d'où } m = 0,89$$

$$Q_b = 1,601 I^{0,27} C^{1,19} S^{0,8} = 1,508 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_c = 1,508 \times 0,89 = 1,336 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tableau 10 – Assemblages des bassins élémentaires

Assemblages	S (ha)	C	I (m/m)	Q _b (m ³ /s)	m	Q _c (m ³ /s)	Observations	Q _{max} (m ³ /s)
1	5,1	0,27	0,013 0	0,387	1,20	0,466		0,466
1 - 2	6,7	0,28	0,009 1	0,453	0,98	0,444		0,466
3	3,7	0,30	0,039 0	0,456	1,11	0,508	bassin élémentaire	0,508
1 - 2 - 3	10,4	0,29	0,025 1	0,870	1,07	0,932		0,932
1 - 2 - 3 - 5	16,7	0,28	0,023 5	1,216	0,96	1,160		1,160
4	1,3	0,27	0,050 0	0,187	1,07	0,200	bassin élémentaire	0,200
1 - 2 - 3 - 5 - 4	18	0,28	0,027 2	1,340	0,97	1,299		1,299
1 - 2 - 3 - 5 - 4 - 6	25,3	0,26	0,022 4	1,508	0,89	1,336		1,336
7	8,7	0,27	0,020 0	0,665	0,97	0,647	bassin élémentaire	0,647
1 - 2 - 3 - 5 - 4 - 6 - 7	34	0,26	0,021 6	1,922	0,94	1,801		1,801

● Bassins (1 à 6) et 7 (en parallèle)

$$S = S_1 \text{ à } 6 + S_7 = 25,30 + 8,70 = 34 \text{ ha}$$

$$C = \frac{(0,26 \times 25,30) + (0,27 \times 8,7)}{34} = 0,26$$

$$I = \frac{(0,022 \times 4 \times 1,336) + (0,02 \times 0,647)}{1,336 + 0,647} = 0,0216$$

$$M = \frac{L(t_{c \max})}{\sqrt{\sum S_j}} = \frac{13,8}{\sqrt{34}} = 2,37 \text{ d'où } m = 0,94$$

$$Q_b = 1,601 I^{0,27} C^{1,19} S^{0,8} = 1,922 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_c = 1,922 \times 0,94 = 1,801 \text{ m}^3/\text{s}$$

■ Calcul des canalisations (tableau 11)

Les valeurs de S , C , I et Q_c sont celles données dans le tableau 10. Aux points intermédiaires, ces valeurs, données entre parenthèses (tableau 11), peuvent être calculées comme il est fait pour les points principaux.

Le débit caractéristique sur un tronçon est égal au point amont (Q_c) majoré de 55 % de l'apport sur le tronçon considéré.

Le niveau piézométrique est égal au plus élevé des niveaux suivants :

- canalisation remplie aux 9/10 ;
- somme du niveau piézométrique au point aval et de la perte de charge minimale nécessaire Δ .

Dans le premier cas, on constate que la perte de charge réelle est supérieure à la perte de charge minimale nécessaire. La canalisation est alors à écoulement libre. La hauteur d'eau peut être calculée comme indiqué au paragraphe 4.1 (figure 3).

■ Calcul du bassin de retenue

● Surface imperméabilisée suivant le coefficient de ruissellement C admis par bassin élémentaire :

$$0,27 (5,10 + 1,30 + 6,30 + 8,70 + 2,90) + 0,30 (1,60 + 3,70) + (0,20 \times 7,30) = 9,61 \text{ ha}$$

● Surface non urbanisée :

$$36,90 - 9,61 = 27,29 \text{ ha}$$

● Calcul de S_a et de C_a :

— sur surface imperméabilisée ($C = 0,9$) :

$$0,9 \times 9,61 = 8,65 \text{ ha}$$

— sur surface non urbanisée ($C = 0,5$), compte tenu d'une certaine saturation du sol (§ 2.2.1.2.1) :

$$0,5 \times 27,29 = 13,65 \text{ ha}$$

$$\text{D'où } S_a = 8,65 + 13,65 = 22,30 \text{ ha}$$

$$\text{et } C_a = \frac{22,30}{36,90} = 0,60$$

● Débit de fuite :

$$Q = 0,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_a = \frac{360 Q}{S_a} = 8 \text{ mm/h} \cdot \text{ha}$$

Pour $Q_a = 8$, l'abaque de la circulaire interministérielle donne, pour la région II et une périodicité de 10 ans :

$$H_a = 21 \text{ mm}$$

$$\text{d'où } V = 10 H_a S_a = 4\,680 \text{ m}^3 \text{ [formule (23)]}$$

● Caractéristiques du bassin de retenue :

— surface moyenne disponible pour le plan d'eau, compte tenu du talus des terres.....	2 500 m ²
— hauteur de marnage.....	1,90 m
— volume utile.....	4 680 m ³
— fil d'eau de la canalisation (Ø 1 200 mm)	
à l'arrivée au bassin.....	216,92 m
— plan d'eau maximal admis.....	218,10 m
— canalisation d'évacuation (Ø 800 mm, pente 0,003), fil d'eau au départ.....	215,40 m

Tableau 11 – Calcul des canalisations

Point	Surface cumulée <i>S</i> (ha)	<i>C</i>	<i>I</i>	Débit <i>Q_c</i> au point indiqué (m ³ /s)	Débit caracté- ristique (m ³ /s)	Pente motrice minimale (10 ⁻⁴)	Δ minimal <i>L · I</i> (m)	Niveau piézo- métrique (m)	Niveau du radier (m)	Niveau du sol (m)	Pente du radier (10 ⁻⁴)	Type	Long- ueur <i>L</i> du tronçon (m)	Observations
B	218,10	216,92	218,77				Plan d'eau maxi- mal du bassin : 218,10 m
U'	1,801	43	0,21	218,31	217,02	219,58	20	Ø 1 200	50	
U ₆	34,00	0,26	0,021 6	1,801	1,801	43	0,30	218,61	217,16	218,76	20	Ø 1 200	70	Bassins 1 à 7
U ₅	25,30	0,26	0,022 4	1,336	1,336	26	0,33	218,94	217,64	219,20	20	Ø 1 200	140	Bassins 1 à 6
U' ₅	1,336	219	3,07 < 4,82	223,76	223,04	225,00	400	Ø 800	140	(1)
V'	1,336	219	3,95 < 24,97	248,73	248,01	250,00	276	Ø 800	180	
V	18,00	0,28	0,027 2	1,299	1,336	219	1,76 < 3,00	251,73	251,01	253,00	375	Ø 800	80	
V ₅	16,70 (14,00)	0,28 (0,28)	0,023 5 (0,023)	1,160 (1,056)	1,114	153	1,83 < 6,32	257,96	257,24	259,24	519	Ø 800	120	Bassins 1 à 3 + 5
W	10,40	0,29	0,025 1	0,932	1,000	123	2,21	260,17	259,15	261,39	106	Ø 800	180	Bassins 1 à 3
W ₂	6,70 5,10	0,28 0,27	0,009 4 0,013	0,466 0,466	0,466	112	1,07	261,24	259,60	261,57	50	Ø 600	90	Bassins 1 et 2 (2)
W' ₆	(2,6)	0,27	(0,013)	(0,301)	0,392	92	1,19 < 1,34	262,58	262,04	264,00	200	Ø 600	130	Bassin 1
W ₆	0,166	153	2,30	264,88	263,54	265,40	100	Ø 400	150	Bassin 1 (partie)
U ₆	8,70	0,27	0,02	0,647	218,61	217,16	218,76				Affluent U ₆ P ₄
U' ₆	(6,20)	0,27	(0,04)	(0,603)	0,622	25	0,31	218,92	217,40 217,65	219,20	20	Ø 900	125	Bassin 7
P' ₄	(1,90)	0,27	(0,064 5)	(0,257)	0,440	122	2,32 < 4,77	223,69	223,15	225,00	275	Ø 600	200	Bassin 7 (partie)
P ₄	0,141	111	3,43 < 19,83	243,52	243,16	245,00	323	Ø 400	310	Bassin 7 (partie)

(1) De U₆ à V, on a admis un débit constant, égal au débit le plus fort (celui de U₆), la différence des débits entre U₆ et V étant faible.

(2) En W, le débit calculé sur le bassin 1 (0,466 m³/s) est supérieur au débit calculé sur les bassins 1 + 2 (0,444 m³/s). Il faut prendre le plus élevé des deux débits. Les valeurs entre parenthèses sont estimées par interpolation. Aux points où arrive un apport, on donne deux valeurs correspondant au tronçon amont et au tronçon aval.

Assainissement des agglomérations

par **Louis COLOMBET**

Ancien Élève de l'École Polytechnique

avec la collaboration du Cabinet d'Études Marc Merlin.

Bibliographie

Références

- [1] IMHOFF (K.) et KOCH (P.). – *Manuel de l'assainissement urbain*. Dunod (1970).
- [2] *Mémento technique de l'eau*. Degrémont (1989).
- [3] RODIER (J.). – *L'analyse de l'eau*. Dunod (1984).
- [4] ECKENFELDER (V.W.). – *Gestion des eaux usées urbaines et industrielles. Caractérisations techniques d'épuration. Aspects économiques*. Lavoisier (1982).
- [5] *Assainissement individuel*. Agence de Bassin Loire-Bretagne (1980).
- [6] *Assainissement et géotechnique*. Agence de Bassin Loire-Bretagne (1988).
- [7] *Formation de l'H₂S dans les réseaux d'assainissement. Conséquences et remèdes* (IRH). Agence de Bassin Rhône-Méditerranée-Corse (1987).
- [8] *Diagnostic et réhabilitation des réseaux d'eaux usées*. Agence de Bassin Seine-Normandie (1984).
- [9] *Entretien des réseaux d'assainissement*. AFEE (1987).
- [10] GUERRÉE (H.), GOMELLA (C.) et BALETTE (B.). – *Pratique de l'assainissement des agglomérations urbaines et rurales*. Eyrolles (1970).
- [11] METCALF-EDDY. – *Wastewater Engineering. Collection Treatment. Disposal*. McGraw-Hill Inc. (1977).
- [12] DESBORDES (M.). – *Modèle de Caquot. Révision de la correction des débits de pointe en fonction de l'allongement des bassins versants*. Techniques Sanitaires Municipales, juil. 1982.
- [13] *Cahiers techniques* de l'Agence de Bassin Seine-Normandie.
- [14] *Études de synthèse* de l'Association Française pour l'Étude des eaux.
- [15] *Réhabilitation (réseaux : eau, assainissement, gaz)*. Société des tuyaux Bonna, District urbain de Nancy, NANCIE (1989).

Circulaires officielles

Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations. Ministères de l'Intérieur, de l'Environnement, de l'Équipement, de l'Agriculture et de la Santé (1977) ; Circulaire Interministérielle n° 77-284/INT du 22 juin 1977.

Instructions générales pour l'assainissement des agglomérations. Circulaire du 10 juin 1976 (JO du 21 août 1976. Santé).

Protocoles des épreuves préalables à la réception des réseaux de canalisations à écoulement libre. Ministère de l'Agriculture, Ministère de l'Intérieur, Direction générale des Collectivités locales, Circulaire du 16 mars 1984.