



République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche

Scientifique

Centre universitaire de Maghnia

Institut des sciences et technique

Département d'Hydraulique



المركز الجامعي مغنية
University Centre of Maghnia

Polycopié Pédagogique

(Cours)

Intitulé :

Assainissement

Niveau : Licence

Filière : Hydraulique

Dr CHERIF Lamia



Table des matières

Table des matières	1
Liste des figures	IV
Liste des tableaux	V
Liste des abréviations	VI

Introduction général :	1
------------------------------	---

Chapitre I : Caractéristiques générales des eaux à évacuer

Introduction :	2
1. Classification des eaux usées :	2
1.1. Les eaux domestiques :	2
1.2. Les eaux pluviales:	2
1.3. Les eaux industrielles :	2
2. Caractéristiques des eaux usées :	3
2.1. Caractéristiques physiques :	3
2.2. Caractéristiques Chimiques:	4
2.3. Caractéristiques organoleptiques :	7
2.4. Caractéristiques biologiques :	7
3. Indicateur de pollution de l'eau:	9
4. Origine de pollution :	9
A. Pollution physique :	10
B. Pollution chimique :	10
C. Pollution microbiologique :	10
5. Risques lié à la pollution des eaux :	10
5.1. Problèmes des eaux usées dans les différents pays	10
5.2. Les impacts des eaux usées sur la santé d'homme :	11
A. Les maladies causées par un manque d'eau salubre nécessaire à l'hygiène	11
B. Les maladies d'origine hydrique ou contractées en buvant de l'eau contaminée	11
C. Les maladies transmises par des vecteurs liés à l'eau	12
5.3. Les impacts des eaux usées sur l'environnement :	12
Exercice :	13
Répondez par vrai ou faux :	13
Solution d'Exercice :	13
Conclusion :	14

Chapitre II : Systèmes et schémas d'assainissement

Introduction :	15
1. Définition des divers systèmes d'assainissement :	15
<input type="checkbox"/> Système unitaire	15
<input type="checkbox"/> Système séparatif	15
<input type="checkbox"/> Système pseudo séparatif	16
2. Choix du système d'assainissement :	17
3. Tracé du réseau d'assainissement	17
4. Différent schéma d'évacuation :	17
5. Avantages et inconvénients des systèmes d'assainissement :	20
Conclusion :	21
Chapitre III : Evaluation des débits à collecter	
Introduction :	22
1. Méthodes d'évaluation de la pluie :	22
1.1. Caractéristique pluviométrique :	22
1.2. Mesure et évaluation de la pluie :	23

a)	Analyses des mesures d'une station :	23
b)	Analyse de mesure sur une zone géographique :	25
1.3.	Evaluation de débit pluvial par la méthode Rationnelles :	25
-	Détermination de l'intensité :	27
-	Détermination du temps de concentration	27
-	Détermination de coefficient correctif K_i :	28
-	Définition et détermination du coefficient de ruissellement :	28
1.4.	Evaluation de débit pluvial par la méthode superficielle de Caquot :	30
-	Allongement d'un bassin :	31
-	Le coefficient d'influence « β » :	31
-	Le coefficient de ruissellement :	31
-	Assemblage des bassins :	32
-	Limites d'application du modèle de CAQUOT	32
2.	Calcul de débits des eaux usées (domestiques et industrielles) :	33
-	Estimation du débit des eaux usées :	33
-	Projection de la population :	33
-	Débits moyens journalier	33
-	Détermination de débits de pointe	34
-	Coefficient de pointe :	34
	Exercice 1:	35
	Solution exercice 1 :	35
	Exercice 2:	37
	Solution exercice 2 :	38
1.	Détermination d'A1 et I1 :	38
2.	Détermination d'A2 max:	38
3.	Détermination de Q_{pE} :	39
	Exercice 3:	39
	Solution exercice 3 :	39
	Exercice 4:	40
	Solution:	40
	Conclusion:	41

Chapitre IV : Calcul Hydraulique de réseau d'évacuation des eaux

Introduction	42
1. Calcul des sections d'ouvrages :	42
1.1. Le dimensionnement des canalisations :	42
A. Formule de CHEZY (Ecoulement uniforme)	42
B. Formule de Bazin :	42
C. Coefficient de Manning –Strickler :	42
2. Calcul de la valeur approximatif du diamètre de l'ouvrage :	43
3. Contraintes de calage des réseaux	44
3.1. Canalisations d'eaux usées	44
3.2. Canalisations d'eaux pluviales ou unitaires	45
4. Calcul des ouvrages par les abaques	45
5. Vérification des Conditions d'autocuarge des réseaux séparatifs d'eaux usées :	46

Chapitre V : Ouvrages annexes du réseau d'assainissement

Introduction :	55
IV.1. Les ouvrages annexes	55
1. Les ouvrages normaux	55
A. Les bouches d'égout	55
B. Les caniveaux :	56
C. Les branchements :	57
D. Les regards	58
2. Les ouvrages principaux :	61

a) Les déversoirs d'orage :	61
b) Station de pompage (Poste de relèvement des eaux d'égout) :	61
c) Bassins de retenue des eaux pluviales :	62
d) Grilles de retenue :	63
e) Dessableurs :	63
f) Bassin de décantation :	63
Conclusion :	63
Référence bibliographique :	64

Liste des figures

Figure I. 1 : Rejet des eaux usées.....	3
Figure I. 2 : les maladies de peau.....	11
Figure I. 3: Exemple de maladie à transmission hydrique (le choléra).....	12
Figure I. 4 : Un cours d'eau contaminé par la pollution chimique.....	12
Figure II 1 : Schéma de système unitaire.....	15
Figure II 2: Schéma de système séparatif.....	16
Figure II 3: Schéma de système pseudo- séparatif.....	16
Figure II 4: Schéma des différents types de réseaux d'assainissement.....	19
Figure III 1: La variation de la hauteur de pluie en fonction de temps.....	23
Figure III 2: L'héytogramme de pluie.....	24
Figure IV 1: Méthode de détermination de D, Qps et Vps.....	48
Figure IV 2: Méthode de détermination de rh et rv.....	48
Figure V 1 : Les bouches d'égout.....	56
Figure V 2 : Les caniveaux à grilles.....	56
Figure V 3 : Caniveau à fente sur terrasse en pavés préfabriqués.....	57
Figure V 4 : Les branchements.....	57
Figure V 5 : Regard de visite en PEHD.....	58
Figure V 6 : Regard de visite béton préfabriqué.....	58
Figure V 7 : Nomenclature d'un ouvrage avaloir simple.....	59
Figure V 8 : Les regards de branchement.....	60
Figure V 9: Regard en PVC.....	60
Figure V 10 : Regard en béton.....	60
Figure V 11: Déversoir d'orage.....	61
Figure V 12: Station de relèvement.....	62
Figure V 13 : Bassins d'orages.....	62

Liste des tableaux

Tableau II 1 : Avantages et inconvénients des différents systèmes	20
Tableau III 1 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population	29
Tableau III 2: Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	30

Liste des abréviations

°C : Degré Celsius

g/l : Gramme par litre

mS/cm : MilliSiemens par centimètre

pH : Potentiel d'Hydrogène

mg : Milligramme

l : Litre

h : Heure

s : Seconde

m³ : Mètre cube

DBO5 : Demande biochimique en oxygène pendant 5 jours.

DCO : Demande chimique en oxygène.

M.E.S : Matières en suspension.

CE : Conductivité électrique

Hab : Habitant

T : Période de retour

tc : Temps de concentration

ts : Temps de ruissellement

te : Temps d'écoulement

PVC : Polychlorure de vinyle

PEHD : Polyéthylène haute densité

Introduction général :

L'assainissement des agglomérations a pour objet d'assurer l'évacuation de l'ensemble des eaux pluviales et usées, ainsi que leur rejet dans l'exutoire naturel sous des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement (Coste et Loudet, 1980).

Selon la nature de l'habitat et le choix de la collectivité, on distingue deux types d'assainissement : Assainissement non collectif et assainissement collectif

- **Assainissement non collectif**

Pour une zone d'habitats dispersés, des systèmes d'assainissement sont mis en place pour chaque habitat (assainissement individuel) ou pour un groupe d'habitations (assainissement autonome) (Dagerskog, 2006).

- **Assainissement collectif**

En zone urbaine ou d'habitats regroupés, les eaux usées sont collectées dans un réseau d'assainissement et drainées vers une station d'épuration où elles sont traitées avant tout rejet dans l'environnement (Monnier, 1994).

Ce polycopié de cours, intitulé : Assainissement, est destiné pour les étudiants de 3^{ème} année licence hydraulique. Le contenu de ce polycopié est compatible avec le programme de formation de la licence hydraulique. Ce document a été divisé en cinq chapitres qui présentent l'ensemble des notions nécessaire à la bonne compréhension des calculs du réseau d'assainissement.

Introduction :

Les eaux usées sont utilisées pour des usages domestiques, industriels ou même agricole, constituant donc un effluent pollué qui sont rejetées dans un émissaire d'égout. Ils regroupent les eaux usées domestiques (les eaux vannes et les eaux Ménagères), les eaux de ruissellement et les effluents industriels (eaux usées des usines) (Baumont et al, 2004)

1. Classification des eaux usées :

Selon Eckenfelder, (1982), les eaux usées proviennent de trois sources principales :

- 1- Les eaux usées domestiques.
- 2- Les eaux usées industrielles.
- 3- Les eaux de pluie et de ruissellement (Eckenfelder, 1982).

1.1. Les eaux domestiques :

Les eaux usées domestiques sont constitués de :

- Les eaux ménagères : constituées principalement des rejets de la cuisine (évier et lave-vaisselle) et de la salle de bains (lavabo, douche, baignoire, lave-linge, etc.). Elles contiennent des matières organiques et des produits de lavage.
- Les eaux vannes : constituées principalement des rejets des WC et toilettes. Ces eaux contiennent beaucoup de matières organiques (Baumont et al, 2004)

Ces eaux sont d'une extrême pollution et la fréquence de leur rejet suit le train de vie des habitants pendant la journée (Gomella et Guerree, 1986)

1.2. Les eaux pluviales:

Les eaux de ruissèlement comprennent essentiellement les eaux de pluie. Ces eaux en ruisselant sur les voies, la chaussée et les trottoirs, se chargent de débris, de matières solides, d'huile, etc. qui peuvent être nuisibles pour la santé.

Ces eaux peuvent être la cause de pollutions importantes des cours d'eau, notamment pendant les périodes orageuses. La pollution de ces eaux est variable dans le temps (Gomella et Guerree, 1986)

1.3. Les eaux industrielles :

Ce sont celles en provenance de diverse usines de fabrication ou de transformation.

Les caractéristiques des eaux usées industrielles varient d'une industrie à l'autre. Elles peuvent également contenir, en plus de matières organiques, azotées ou phosphorées, des produits toxiques, des solvants, des métaux lourds, des micropolluants organiques, des hydrocarbures (Gomella et Guerree, 1986).

Les rejets industriels peuvent donc suivre trois voies d'assainissement

- ils sont directement rejetés dans le réseau domestique.
- ils sont prétraités puis rejetés dans le réseau domestique.
- ils sont entièrement traités sur place et rejetés dans le milieu naturel (Baumont et al, 2004)



Figure I. 1 : Rejet des eaux usées.

2. Caractéristiques des eaux usées :

2.1. Caractéristiques physiques :

A. La température :

La température est un facteur écologique important du milieu. Elle permet de corriger les paramètres d'analyse dont les valeurs sont liées à la température (conductivité notamment).

De plus en mettant en évidence des contrastes de température de l'eau sur un milieu, il est possible d'obtenir des indications sur l'origine et l'écoulement de l'eau. Il est important de connaître la température de l'eau avec une bonne précision, en effet celle-ci joue un rôle dans la solubilité des sels et surtout des gaz, dans la dissociation des sels dissous donc sur la conductivité électrique, dans la détermination du pH, pour la connaissance de l'origine de l'eau et des mélanges éventuels. Elle agit aussi comme un facteur physiologique agissant sur le métabolisme de croissance des micro-organismes vivant dans l'eau (Rodier et al, 1996).

B. La matière en suspension (MES) :

La pollution particulaire est due à la présence de particules de grande taille, supérieure à $10\mu\text{m}$, en suspension dans l'eau, et que l'on peut assimiler aux matières en suspension (MES). En fait, les matières en suspension ne sont des particules solides véritablement en suspension que dans des conditions moyennes d'écoulement des effluents correspondant à une vitesse minimale de $0,5\text{ m/s}$. En fonction de la taille des particules, on distingue les matières grossières ou décantables (diamètre supérieur à $100\ \mu\text{m}$) et les matières en suspension. On peut également prendre en compte une partie des matières colloïdales, de dimension inférieure, qui constitue la limite entre la phase solide et la phase dissoute (entre 1 et $10^{-2}\ \mu\text{m}$) (Rejesk, 2002).

2.2. Caractéristiques Chimiques:

A. Le potentiel Hydrogène (pH):

L'acidité, la neutralité ou l'alcalinité d'une solution aqueuse peut s'exprimer par la concentration en H_3O^+ (noté H^+ pour simplifier). De manière à faciliter cette expression ; on utilise le logarithme décimal de l'inverse de la concentration en ion H^+ : c'est le pH.

$\text{pH} = \log 1/[\text{H}^+]$ (Rodier, 2009).

B. La Conductivité :

La conductivité est la propriété que possède une eau de favoriser le passage d'un courant électrique. Elle est due à la présence dans le milieu d'ions qui sont mobiles dans un champ électrique. Elle dépend de la nature de ces ions dissous et de leurs concentrations (Rejesk, 2002).

La conductivité électrique d'une eau est la conductance d'une colonne d'eau comprise entre deux électrodes métalliques de 1 cm^2 . L'unité de conductivité est le siemens par mètre (S/m).

$1\text{ S/m} = 10^4\ \mu\text{S/cm} = 10^3\ \text{mS/m}$ (Rodier, 2009).

C. L'Oxygène Dissous :

L'oxygène dissous est un composé essentiel de l'eau car il permet la vie de la faune et il conditionne les réactions biologiques qui ont lieu dans les écosystèmes aquatiques.

La solubilité de l'oxygène dans l'eau dépend de différents facteurs, dont la température, la pression et la force ionique du milieu.

La concentration en oxygène dissous est exprimée en $\text{mg O}_2\ \text{l}^{-1}$ (Rejesk, 2002).

D. La Demande Chimique en Oxygène (DCO) :

La demande chimique en oxygène (DCO) est la quantité d'oxygène consommée par les matières existantes dans l'eau et oxydables dans des conditions opératoires définies. En fait la mesure correspond à une estimation des matières oxydables présentes dans l'eau quel que soit leur origine organique ou minérale.

La DCO étant fonction des caractéristiques des matières présentes, de leurs proportions respectives, des possibilités de l'oxydation (Rodier, 2009).

La DCO est la concentration, exprimée en mg.L^{-1} , d'oxygène équivalente à la quantité de dichromates consommée par les matières dissoutes et en suspension lorsqu'on traite un échantillon d'eau avec cet oxydant dans des conditions définies par la norme (Rejesk, 2002).

E. La Demande Biochimique en Oxygène (DBO) :

Pratiquement, la demande biochimique en oxygène devrait permettre d'apprécier la charge du milieu considéré en substances putrescibles, son pouvoir auto-épuration et d'en déduire la charge maximale acceptable, principalement au niveau des traitements primaires des stations d'épuration (Rodier, 2009).

La demande biochimique en oxygène après 5 jours (DBO5) d'un échantillon est la quantité d'oxygène consommé par les microorganismes aérobies présents dans cet échantillon pour l'oxydation biochimique des composés organiques et/ou inorganiques (Rejesk, 2002).

F. L'azote :

L'azote présent dans l'eau peut avoir un caractère organique ou minéral. L'azote organique est principalement constitué par des composés tels que des protéines, des polypeptides, des acides aminés, de l'urée. Le plus souvent ces produits ne se trouvent qu'à de très faibles concentrations. Quant à l'azote minéral (ammoniacque, nitrate, nitrite), il constitue la majeure partie de l'azote total (Rodier, 2009).

G. Nitrites :

Les ions nitrites (NO_2^-) sont un stade intermédiaire entre l'ammonium (NH_4^+) et les ions nitrates (NO_3^-). Les bactéries nitrifiantes (nitrosomonas) transforment l'ammonium en nitrites. Cette opération, qui nécessite une forte consommation d'oxygène, est la nitrification.

Les nitrites proviennent de la réduction bactérienne des nitrates, appelée dénitrification. Les nitrites constituent un poison dangereux pour les organismes aquatiques, même à de très faibles concentrations. La toxicité augmente avec la température (Rodier, 2009)

H. Nitrates (NO_3^-)

Les nitrates constituent le stade final de l'oxydation de l'azote organique dans l'eau. Les bactéries nitratâtes (nitrobacters) transforment les nitrites en nitrates.

Les nitrates ne sont pas toxiques ; mais des teneurs élevées en nitrates provoquent une prolifération algale qui contribue à l'eutrophisation du milieu. Leur potentiel danger reste néanmoins relatif à leur réduction en nitrates (Rodier, 2009)

I. Le Phosphore

Le phosphore peut exister dans les eaux en solution ou en suspension, à l'état minéral ou organique. Les composés phosphorés qui, sans hydrolyse ou minéralisation, répondent au test spectrophotométrique sont considérés comme étant des orthophosphates.

L'hydrolyse en milieu acide fait apparaître le phosphore hydrolysable et minéralisation, le phosphore organique. Chaque fraction (phosphore en solution ou en suspension) peut être séparée analytiquement en orthophosphates, phosphore hydrolysable et phosphore organique.

J. Le sulfate

La concentration en ion sulfate des eaux naturelles est très variable. Dans les terrains ne contenant pas une proportion importante de sulfates minéraux, elle peut atteindre 30 à 50 mg/L, mais ce chiffre peut être très largement dépassé (jusqu'à 300 mg/L) dans les zones contenant du gypse ou lorsque le temps de contact avec la roche est élevé. La teneur en sulfates des eaux doit être reliée aux éléments alcalins et alcalinoterreux de la minéralisation. Leur présence dans l'eau est généralement due à des rejets en provenance d'ateliers de blanchiment (laine, soie, etc.), d'usines de fabrication de cellulose (pâte à papier, etc.) et d'unités de déchloration. Sont utilisées, par ailleurs, les propriétés réductrices des sulfites dans les eaux de chaudières pour éviter la corrosion liée à la présence d'oxygène dissous ; l'injection dans le circuit se fait habituellement en continu à la concentration de 20 mg/L. Cependant un excès d'ions sulfites dans les eaux de chaudières peut avoir des effets néfastes car il abaisse le pH et peut alors développer la corrosion. En cas de rejet dans l'environnement, les sulfites se combinent à l'oxygène en donnant des sulfates (Rodier, 2009)

2.3. Caractéristiques organoleptiques :

A. La turbidité

La turbidité représente l'opacité d'un milieu trouble. C'est la réduction de la transparence d'un liquide due à la présence de matière non dissoutes. Elle est causée, dans les eaux, par la présence des matières en suspension (MES) fines, comme les argiles, les grains de silice et les

micro-organismes. Une faible part de la turbidité peut être due également à la présence des matières colloïdales d'origine organiques ou minérale (Rejesk, 2002).

B. La couleur

Une eau pure observée sous une lumière transmise sur une profondeur de plusieurs mètres émet une couleur bleu clair car les longueurs d'ondes courtes sont peu absorbées alors que les grandes longueurs d'onde (rouge) sont absorbées très rapidement. (REJESK, 2005). La coloration d'une eau est dite vraie ou réelle lorsqu'elle est due aux seules substances en solution. Elle est dite apparente quand les substances en suspension y ajoutent leur propre coloration (Rodier, 2009).

2.4. Caractéristiques biologiques :

Les bactéries sont ubiquitaires dans la nature car il s'agit probablement des premiers êtres vivants apparus sur la terre (archéobactéries). Seules quelques dizaines d'espèces sont adaptées à l'homme : la plupart sont inoffensives ou même utiles, étant commensales et faisant partie des flores cutanées, digestive, buccale, génitale ; certaines sont pathogènes, opportunistes ; une minorité est régulièrement pathogène (Rodier, 2009).

A. Les coliformes :

Sous le terme de « coliformes » est regroupé un certain nombre d'espèces bactériennes appartenant en fait à la famille des Enterobacteriaceae.

Les coliformes comprennent les genres : Echerichia, Citrobacter, Enterobacter, Klebsiella, Yersinia, Serratia.

- Le terme de « coliformes fécaux » ou de « coliformes-tolérants » correspond à des coliformes qui présentent les mêmes propriétés (caractéristiques de coliformes) après incubation à la température de 44 C°. Le groupe des coliformes fécaux comprend les espèces suivantes : Citrobacter freundii, Citrobacter diversus, Citrobacter amalonaticus, Entrobacter aerogenes, Entrobacter cloacae, Echerichia coli, Klebsiella pneumonia, Klebsiella oxytoca, Moellerella wisconsensis, Salmonella (sous genre III Arizona), Yersinia enterocolitica.
- Le terme « E. coli *préssumé* » correspond à des coliformes thermotolérants qui produisent de l'indole à partir de tryptophane, à 44 C°.

- Le terme « E. coli » correspond à des coliformes thermotolérants qui produisent de l'indole à partir du tryptophane et ont les caractères biochimiques propres à cette espèce (Rodier, 2009).

B. Les streptocoques fécaux et Enterococcus

Sous la dénomination générale de « streptocoques fécaux », il faut entendre l'ensemble des streptocoques possédant la substance (acide teichoïque) antigénique caractéristique du groupe D de Lancefield, c'est-à-dire essentiellement : Enterococcus faecalis, E. faecium, E. durans, E. hirae, Streptococcus bovis, S. suis et S. equinus. Ces streptocoques du groupe D sont généralement pris globalement en compte comme des témoins de pollution fécale, car tous ont un habitat fécal.

Toutefois, d'une façon générale, les concentrations en streptocoques fécaux sont, dans les milieux naturels autres que ceux spécifiquement pollués par le bétail, inférieures à celles des coliformes fécaux. Il faudra tenir compte de cette différence des concentrations (que l'on peut évaluer à un rapport de 1 à 2 ou 4) dans le choix de la prise d'essai (Rodier, 2009).

C. Les bactéries sulfito-réductrices

Les Clostridium sulfito-réducteurs sont souvent considérés comme des témoins de pollution fécale. La forme spore, beaucoup plus résistante que les formes végétatives des coliformes fécaux et des streptocoques fécaux, permettrait ainsi de déceler une pollution fécale ancienne ou intermittente.

Sans débattre de l'intérêt réel d'une telle indication concernant la date de pollution, il faut cependant considérer que si les Clostridium sulfito-réducteurs peuvent certes être des germes fécaux, ce sont également des germes telluriques et que, de ce fait, aucune spécificité d'origine fécale ne peut être attribuée à leur mise en évidence.

Dans une telle optique d'interprétation, il y a intérêt à ne rechercher que les espèces les plus susceptibles d'être d'origine fécale : c'est le cas en particulier de Clostridium perfringens (Rodier, 2009).

3. Indicateur de pollution de l'eau:

Les indicateurs de pollution sont :

A. Matière en suspensions :

On désigne leur poids à l'état sec exprimé en mg/l par le sigle MES. Elles constituent le dépôt obtenu au bout de 2 heures dans une éprouvette conique graduée d'une contenance de 1 litre; le volume ainsi obtenu s'exprime en cm³.

B. Demande chimique en oxygène (DCO) :

C'est la quantité d'oxygène exprimée en mg/l consommée immédiatement par une eau résiduaire en combinaison avec les matières oxydables sans intervention des micro-organismes.

C. Demande biochimique d'oxygène 5 jours en (DBO₅) :

C'est la quantité d'oxygène exprimée en mg/l, nécessaire pour oxyder les matières organiques contenues dans une eau résiduaire avec l'aide des micro-organismes, en 5 jours à la température de 20° (Henry, 1978).

4. Origine de pollution :

La pollution de l'eau connaît différentes origines : naturelle, domestique, industrielle et agricole.

L'origine naturelle implique un phénomène tel que la pluie, lorsque par exemple l'eau de ruissellement passe à travers des terrains riches en métaux lourds ou encore lorsque les précipitations entraînent les polluants de l'atmosphère vers le sol.

L'origine domestique concerne les eaux usées ménagères (salle de bains, cuisine, ...etc.), les eaux vannes (WC...etc.), ainsi que les eaux rejetées par les hôpitaux, commerces,...etc.

Quant à l'origine agricole et industrielle, elle concerne par exemple les eaux surchargées par des produits issus de l'épandage (engrais, pesticides) ou encore les eaux contaminées par des résidus de traitement métallurgique, et de manière plus générale, par des produits chimiques tels que les métaux lourds, les hydrocarbures...etc [8].

A. Pollution physique :

On parle de ce type de pollution quand le milieu pollué est modifié dans sa structure physique par divers facteurs. Elle regroupe :

- **pollution mécanique :**

Elle résulte des décharges de déchets et de particules solides apportés par les eaux résiduaires industrielles, ainsi que les eaux de ruissellement. Ces polluants sont soit les éléments grossiers soit du sable ou bien les matières en suspension MES (Afir et Mezaoua, 1984).

- **Pollution thermique :**

Les eaux rejetées par les usines utilisant un circuit de refroidissement de certaines installations (centrales thermiques, nucléaires, raffineries, aciéries..); l'élévation de température qu'elle induit diminue la teneur en oxygène dissous. Elle accélère la biodégradation et la prolifération des germes. Il se trouve qu'à charge égale, un accroissement de température favorise les effets néfastes de la pollution (Afir et Mezaoua, 1984).

B. Pollution chimique :

Elle résulte des rejets chimiques, essentiellement d'origine industrielle, domestique et agricole. La pollution chimique des eaux est regroupée dans deux catégories:

- **Organique** (hydrocarbures, pesticides, détergents..).
- **Minérale** (métaux lourds, cyanure, azote, phosphore...).

C. Pollution microbiologique :

Les eaux usées contiennent tous les microorganismes excrétés avec les matières fécales. Cette flore entérique normale est accompagnée d'organismes pathogènes. L'ensemble de ces organismes peut être classé en quatre grands groupes, par ordre croissant de taille : les virus, les bactéries, les protozoaires et les helminthes (Baumont et al, 2004)

5. Risques lié à la pollution des eaux :

5.1. Problèmes des eaux usées dans les différents pays

Les pays développés : Leur besoin en eau est satisfait grâce aux nombreuses infrastructures mises en place pour épurer les eaux.

Les pays en voie de développement : Seulement la moitié des besoins en eau potable est satisfaite dans ces pays, il manque dramatiquement d'infrastructures pour évacuer les eaux usées et les eaux de pluie, d'où les inondations et les maladies souvent meurtrières.

Les pays non-développés : Leurs besoins en eau potable et en assainissement ne sont pas couverts ou partiellement, ce qui entraîne une détérioration de la qualité de vie et une multiplication des maladies hydriques. Selon les estimations des Nations Unies, en 2025, la population mondiale atteindra 8,5 milliards d'individus. Près de la moitié des hommes vivront

alors dans des villes de pays en développement et près de la moitié de ces personnes-là seront des citoyens vivant dans les quartiers défavorisés (ONU, 2017).

5.2. Les impacts des eaux usées sur la santé d'homme :

A. Les maladies causées par un manque d'eau salubre nécessaire à l'hygiène

La nécessité de boire pour éviter la déshydratation est aussi importante que le fait de se laver avec une eau salubre pour prévenir des processus de contagion comme les affections cutanées ou les maladies de peau (gale, lèpre, impétigo...) (ONU, 2017).



Figure I. 2 : les maladies de peau.

B. Les maladies d'origine hydrique ou contractées en buvant de l'eau contaminée

- **Le choléra:** Quelques rares cas se manifestent chaque année en Europe et aux États-Unis mais ne provoquant aucunes épidémie. Mais en Afrique, en Amérique Latine et en Asie, les victimes se comptent chaque année par milliers.
- **Les gastro-entérites:** Chaque année, 6 millions d'enfants de moins de 5 ans meurent de diarrhée.
- **la dracunculose:** c'est est une infection par le canal d'insectes microscopiques présents dans l'eau consommée, qui ont ingérés les larves du ver de Guinée. Si les insectes microscopiques sont détruits par le suc gastrique dans l'estomac, il n'en va pas de même pour les larves qui traversent la paroi intestinale où elles effectuent leur croissance (ONU, 2017).



Figure I. 3: Exemple de maladie à transmission hydrique (le choléra)

C. Les maladies transmises par des vecteurs liés à l'eau

Le paludisme est la première cause de mortalité dans le monde. Cette maladie transmise par les moustiques qui se développent grâce aux eaux stagnantes, concerne plus de 2 milliards d'hommes vivant en quasi-totalité dans les pays pauvres (ONU, 2017).

5.3. Les impacts des eaux usées sur l'environnement :

Dans les pays en développement, 90 % des eaux usées sont rejetées dans le milieu naturel sans aucun traitement. Cela entraîne des dommages sanitaires et environnementaux des plus conséquents. Par exemple en Europe, la totalité des fleuves sont pollués. La pollution vient à la fois de l'agriculture, des industries, et des eaux usées domestiques plus ou moins bien traitées. L'aménagement abusif des berges et des cours d'eau a détruit la faune et la flore, compromettant encore la régénération des eaux (ONU, 2017).



Figure I. 4 : Un cours d'eau contaminé par la pollution chimique

Exercice :

Répondez par vrai ou faux :

1. Les eaux usées proviennent de deux sources principales : Les eaux usées domestiques et Les eaux de pluie.

2. Les eaux vannes sont celles en provenance de diverses usines de fabrication ou de transformation.
3. La température des eaux usées c'est un paramètre organoleptique est toujours supérieure à 30°.
4. La turbidité des eaux usées est inférieure à 5 NTU.
5. La DBO c'est la quantité d'oxygène nécessaire pour oxyder les matières organiques contenues dans une eau résiduaire avec l'aide des micro-organismes.
6. Les gastro-entérites c'est est une infection par le canal d'insectes microscopiques présents dans l'eau consommée.
7. Le paludisme une maladie transmise par les moustiques qui se développent grâce aux eaux usées.
8. Les indicateurs principales de pollution des eaux sont : MES ; DCO et DBO₅.

Solution d'Exercice :

1. Les eaux usées proviennent de deux sources principales : Les eaux usées domestiques et Les eaux de pluie. « **Faux** »
2. Les eaux vannes sont celles en provenance de diverses usines de fabrication ou de transformation. « **Faux** »
3. La température des eaux usées c'est un paramètre organoleptique est toujours supérieure à 30°. « **Faux** »
4. La turbidité des eaux usées est inférieure à 5 NTU. « **Faux** »
5. La DBO c'est la quantité d'oxygène nécessaire pour oxyder les matières organiques contenues dans une eau résiduaire avec l'aide des micro-organismes. « **vrai** »
6. Les gastro-entérites c'est est une infection par le canal d'insectes microscopiques présents dans l'eau consommée. « **Faux** »
7. Le paludisme une maladie transmise par les moustiques qui se développent grâce aux eaux usées. « **vrai** »
8. Les indicateurs principales de pollution des eaux sont : MES ; DCO et DBO₅. « **vrai** »

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons abordé plusieurs points concernant les eaux usées à savoir : Leur origine et leurs sources ; Leurs caractéristiques physiques, chimiques et biologiques et leurs impacts sur l'environnement et la santé humaine.

Introduction :

Le réseau d'assainissement d'une commune a pour rôle principal de collecter les eaux et de les acheminer jusqu'à une station d'épuration au moyen de collecteurs. Les canalisations assurent le transport des eaux usées, soit naturellement soit sous l'effet de la pression.

1. Définition des divers systèmes d'assainissement :

Le système d'assainissement désigne l'ensemble des moyens de collecte, de transport et de traitement d'épuration des eaux usées avant leur rejet dans le milieu naturel.

Trois systèmes se présentent pour l'évacuation des eaux usées :

- Système unitaire.
- Système séparatif.
- Système pseudo séparatif
(Coste et Loudet, 1980).
- **Système unitaire**

Le réseau unitaire ou «tout à l'égout» collecte dans les mêmes canalisations les eaux usées et les eaux pluviales. Il est dimensionné pour supporter les variations importantes de débits lors des pluies (Monnier, 1994).

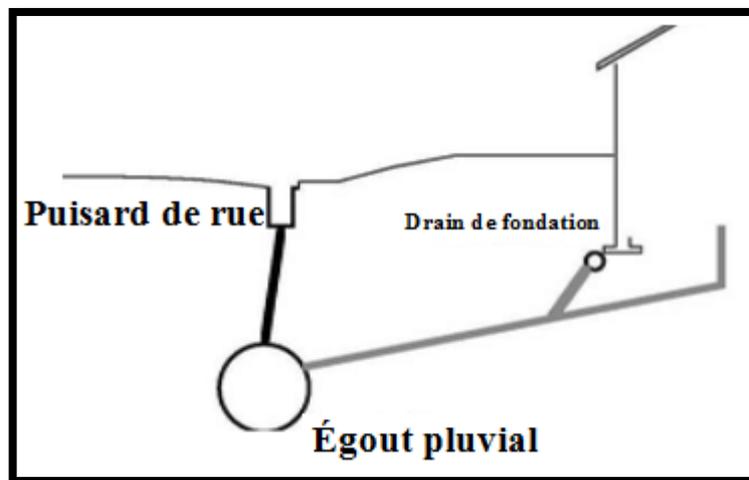


Figure II 1 : Schéma de système unitaire (Gomella et Guerree, 1986)

- **Système séparatif**

Il consiste à réserver un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques (eaux vannes et eaux ménagères) et de certains effluents industriels, alors que l'évacuation des eaux météorologiques est assurée par un autre réseau (Crompton et Savioli, 1993).

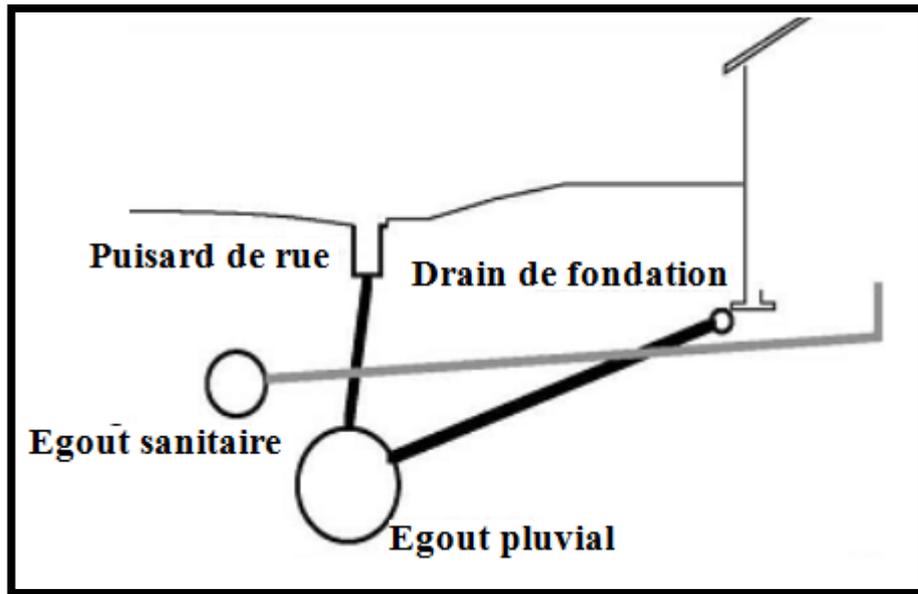


Figure II 2: Schéma de système séparatif (Gomella et Guerree, 1986)

- **Système pseudo séparatif**

C'est un système dans lequel on divise les eaux météorologiques en deux parties (Monnier, 1994):

- l'une provenant uniquement des surfaces de voirie, qui s'écoule par des ouvrages particuliers déjà conçus par les services de la voirie municipale (caniveaux, fossés avec évacuations directes dans la nature) ;
- l'autre provenant des toitures, cours, jardins et qui se déverse dans le réseau d'assainissement via les mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques. Ce système peut être retenu dans de nombreuses zones périurbaines où les habitations sont encore à forte densité, mais relativement proches de la nature (Coste et Loudet, 1980).

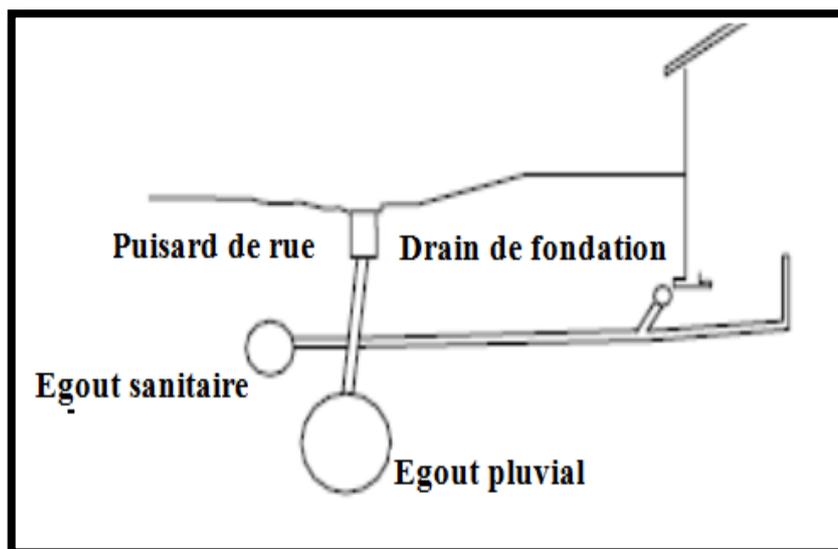


Figure II 3: Schéma de système pseudo- séparatif (Gomella et Guerree, 1986).

2. Choix du système d'assainissement :

Le choix du système d'assainissement est conditionné par plusieurs facteurs (situation, profil, débit, cout etc.) et notamment par :

- La densité de population
- La nature des sols et leurs aptitudes à assurer l'épuration des eaux usées
- La présence des nappes phréatiques
- L'existence d'un système d'assainissement collectif public
- L'espace disponible
- Les orientations choisies en matière d'aménagement (élaboration d'un schéma directeur d'assainissement et sa mise en œuvre).

De tout ce qui précède, dans le présent projet le réseau le plus adéquat, approprié et nécessaire à adapter est celui du type unitaire pour les raisons suivantes :

- Indisponibilité d'espace ; voie de 3.00m de large et l'existence de plusieurs réseaux enterrés (réseau d'AEP, réseau électrique, réseau téléphonique, réseau Gaz et l'actuel réseau d'assainissement) ;
- Impossibilité de réaliser un réseau pluvial par tronçons courts et autonomes ;
- Existence d'un réseau général unitaire (Crompton et Savioli, 1993).

3. Tracé du réseau d'assainissement

Le tracé du réseau d'un réseau d'assainissement se fait selon les critères suivants :

- Suivre autant que possible le plan de la voirie
- Distance max entre 2 regards de visite : 70m
- Regard de visite aux changements de pente et de direction
- Couverture minimale des canalisations : 80 cm
- Suivre si possible la pente naturelle
- Pente minimale de 2 mm/m pour les eaux usées et 4 mm/m pour les eaux pluviales.
- Diamètre minimal : réseau d'eaux usées $\varnothing 200$ mm et $\varnothing 300$ mm pour le réseau pluvial ou unitaire
- Diamètres croissants d'amont en aval
- Délimiter les sous bassins versants drainés par chaque tronçon.

4. Différent schéma d'évacuation :

Le mode d'écoulement en assainissement est généralement gravitaire, donc dépendant du relief et de la topographie du terrain naturel, pour assurer cet écoulement gravitaire on a les différents schémas d'évacuations suivantes (Bonnin , 1986):

1.1.Schéma perpendiculaire :

Il est adopté pour les eaux pluviales des réseaux séparatifs s'il n'y a pas de traitement qui est prévue. L'écoulement se fait directement dans le cours d'eau le plus proche. Suivant la disposition des collecteurs par rapport au cours.

1.2.Schéma par déplacement latéral :

Le schéma par déplacement latéral est le plus simple de ceux permettant de transporter l'effluent à l'aval de l'agglomération en vue de son traitement. Les eaux sont recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eau.

1.3.Schéma transversal ou oblique :

Le schéma à collecteur transversal ou oblique, le transit de l'effluent en aval de l'agglomération.

1.4.Schéma latéral par zone étagée :

Ce schéma est une transposition du schéma à déplacement latéral, mais avec multiplication des collecteurs longitudinaux. Ils permettent de décharger le collecteur bas des apports en provenance du haut de l'agglomération.

1.5.Schéma radial :

Si notre agglomération est sur un terrain plat, il faut donner une pente aux collecteurs en faisant varier la profondeur de la tranchée, vers un bassin de collecte par la suite un relevage est nécessaire au niveau ou à partir du bassin vers la station d'épuration.

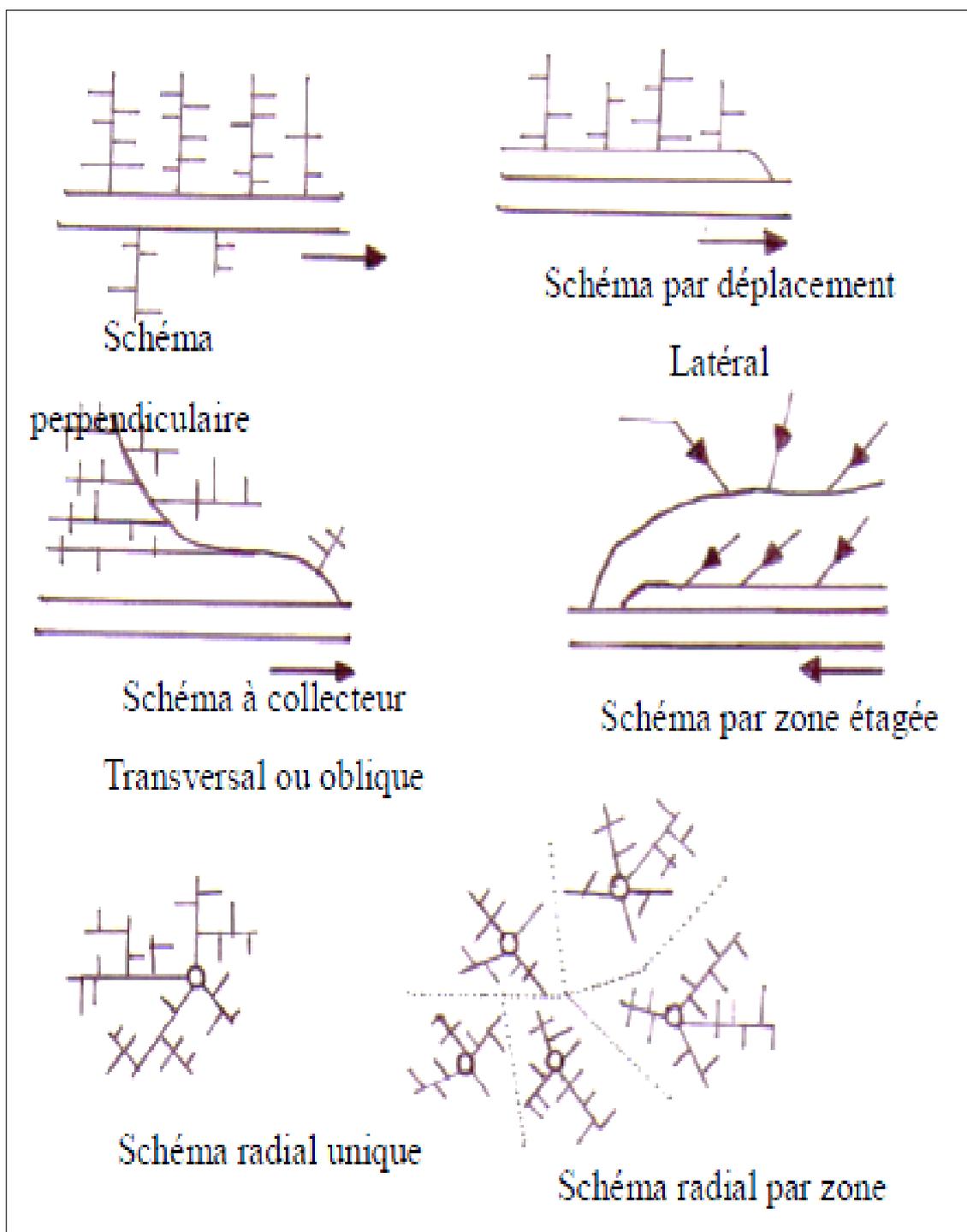


Figure II 4: Schéma des différents types de réseaux d'assainissement (Bonnin , 1986).

5. Avantages et inconvénients des systèmes d'assainissement :

Tableau II 1: Avantages et inconvénients des différents systèmes (Gomella et Guerree, 1986) :

Système	Domaine d'utilisation	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Unitaire	<ul style="list-style-type: none"> - milieu récepteur éloigné des points de collecte - topographie à faible relief - débit d'étiage du cours d'eau récepteur important. 	<ul style="list-style-type: none"> - conception simple - encombrement réduit du sous-sol - à priori économique - pas de risque d'inversion de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - débit à la STEP très variable - la dilution des eaux usées est variable - apport de sable important à la station d'épuration ; - rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage. 	<ul style="list-style-type: none"> - entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage - difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.
Séparatif	<ul style="list-style-type: none"> - petites et moyennes agglomérations ; - extension des villes ; - faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur. 	<ul style="list-style-type: none"> - diminution des sections des collecteurs - exploitation plus facile de la STEP - meilleure nature préservé 	<ul style="list-style-type: none"> - encombrement important du sous-sol - coût d'investissement élevé - risque important d'erreur de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - Surveillance accrue des branchements - entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales)
Pseudo séparatif	<ul style="list-style-type: none"> - petits et moyennes agglomération. - présence d'un milieu récepteur proche. 	<ul style="list-style-type: none"> - Le problème des faux branchements est éliminé. - Le plus gros des eaux pluviales étant acheminées en d'heure de la ville, ce qui nous donne des collecteurs traversant la ville de moindre 	<ul style="list-style-type: none"> - le fonctionnement de la station d'épuration est perturbé, la charge polluante est variable en qualité et en quantité 	<ul style="list-style-type: none"> - Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage ; - Surveillance accrue des branchements.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons abordé les points concernant les différents types de systèmes et schémas d'évacuation des eaux usées, les critères de choix et de tracés de ces systèmes.

Aucun système ne l'emporte nettement sur l'autre. Le choix d'un système dépend des conditions locales, la topographie, la nature du récepteur...etc.

Introduction :

L'objectif de la réalisation d'un réseau d'évacuation des eaux pluviales est la protection de la ville contre les inondations. Une protection absolue conduirait à des ouvrages excessivement dimensionnés qui seront très faiblement exploités.

On préfère se fixer en général une période de retour donnée, ce qui donnerait à une probabilité de dépassement donnée. Plusieurs méthodes sont disponibles dans la littérature et elles se prêtent aisément à la programmation informatique.

L'assainissement pluvial recouvre les problèmes d'évacuation des eaux. Elle a donc pour objet d'étudier trois systèmes :

- Le bassin versant
- Le réseau de canalisation
- Les ouvrages annexes.

Une nécessité de maîtriser trois phénomènes fondamentaux :

- La pluie : son problème est double : Comment représenter correctement une averse et quelle sont les types d'averse à prendre en compte ;
- Le ruissellement pluvial : sa modélisation nous permet de calculer la quantité d'eau qui arrive au réseau ;
- Les écoulements dans les canalisations et les ouvrages : sa modélisation permet de déterminer les débits des eaux transitant dans les réseaux et ainsi que le dimensionnement de réseau.

1. Méthodes d'évaluation de la pluie :

La pluie en assainissement sont observer pour mesurer la quantité d'eau qui précipité.

1.1. Caractéristique pluviométrique :

- La durée de la pluie
- La hauteur de la pluie : mesurer par un pluviomètre ou par un pluviographe exprimer en millimètre.
- L'intensité de la pluie : c'est le rapport entre la hauteur de la pluie tombé (h) et la durée de la pluie (t) [$i=h/t$] (mm/min **ou** mm/h)
- La fréquence de la pluie (f) : $f = \frac{n}{N}$

n : le nombre de période d'enregistrement ;

N : le nombre de fois que la pluie a été enregistrée.

- La période de retour T : c'est la période pendant dans laquelle la pluie apparue au moins une fois.

$$T = \frac{1}{f}$$

(François et al, 2012)

1.2. Mesure et évaluation de la pluie :

a) Analyses des mesures d'une station :

- Un pluviomètre : est un instrument utilisé en météorologie dans le but de comptabiliser la quantité de précipitations tombée sur une surface donnée ;
- Un pluviographe : Instrument qui enregistre l'évolution dans le temps de la quantité d'eau de pluie tombée. Il permet de déterminer l'intensité des épisodes pluvieux ;
- Le radar : détermine l'extension, l'orientation et le mouvement des orages ;
- Le réseau de mesures : permet de mesurer l'extension géographique de l'orage.

(François et al, 2012)

Il conduit à définir :

✚ L'hyétogramme :

A partir des courbes de variation de la hauteur de pluie en fonction de temps obtenu à partir de pluviographe ; on construit l'hyétogramme de cette averse à un pas de temps Δt .

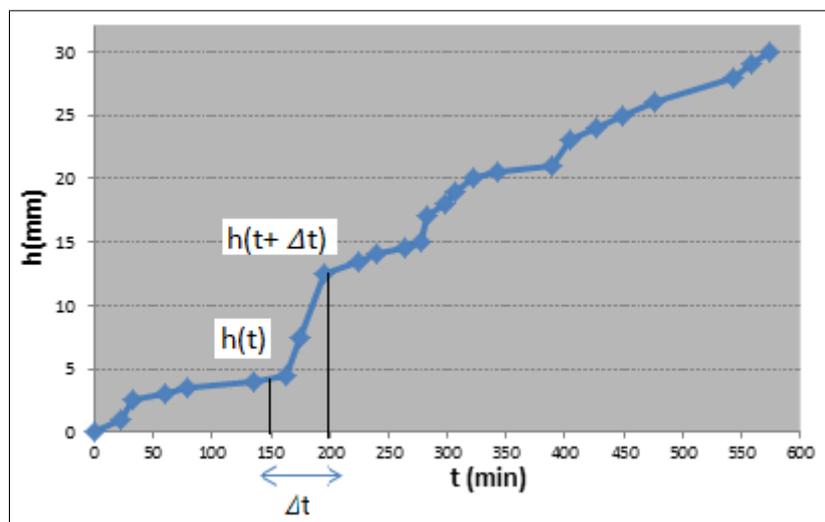


Figure III 1: La variation de la hauteur de pluie en fonction de temps

$$i(t, t + \Delta t) = \frac{h(t + \Delta t) - h(t)}{\Delta t}$$

i: intensité moyenne durant Δt (François et al, 2012)

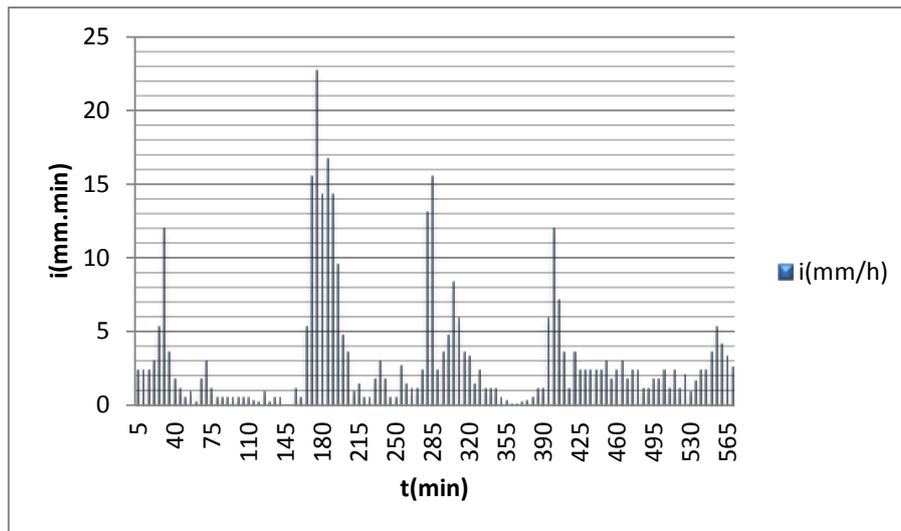


Figure III 2: L'hétyogramme de pluie.

- ✚ Les intensités moyennes maximales : c'est la hauteur de la pluie maximale que l'on obtient pour une période du temps (t)
 - ✚ La courbe IDF : (IDF : intensité, durée, fréquence)
- Si on dispose une série de l'hétyogramme, on peut construire une famille de courbe IDF pour différent période de retour.

(François et al, 2012)

la courbe IDF permettent d'une part de synthétiser l'information pluviométrique, d'autre part de calculer les débits de projet et d'estimer des débits de crue.

Pour construire la courbe IDF, il faut suivent les étapes suivants :

1. Etude statistiques des averses et des pluies
2. Pour une période de retour données T, on détermine à partir des courbes de retour de pluie cumulée l'hétyogramme correspondant pour un pas de temps (Δt)
3. Sur chaque hétyogramme on détermine les intensités moyennes maximales correspondant aux intervalles de temps choisis.
4. Pour chaque intervalle de temps, on classe les intensités moyennes maximales par ordre décroissant.
5. On utilise ce classement pour chaque Δt , et on détermine les valeurs des intensités moyennes maximales qui sont atteindre ou dépassé une fois (2 ans, 5 ans, 10 ans...etc.)
6. La modélisation des courbes IDF pour chaque période de retour (T) par des modèles de type :

- **Montana :**

$$i_M(T,t) = a(T) t^{b(T)}$$

a et b : paramètres climatiques de Montana. (Laurent et patrice, 2009).

- **Talbot :**

$$i(T, t) = \frac{a'(T)}{b'(T) + t}$$

a' et b' : les paramètres d'ajustement qui dépendent de lieu où se trouve la station et la période de retour(T) (Dupont, 2005)

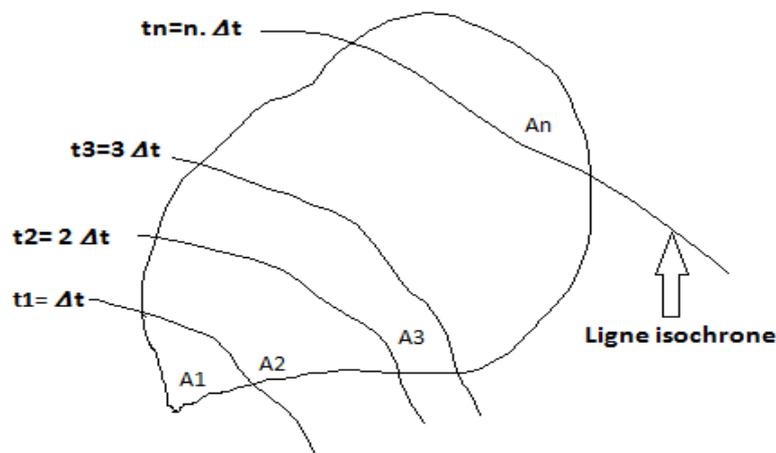
b) Analyse de mesure sur une zone géographique :

Pour les grandes surfaces, la méthode généralement proposées pour calculer la moyenne des pluies à partir de l'ensemble des mesures ponctuelles obtenues à plusieurs stations pluviométriques sur le bassin.

On distingue la méthode des moyennes arithmétiques et la méthode de polygones de THIESSEN ou l'utilisation d'isohyètes (Bennis ,2007).

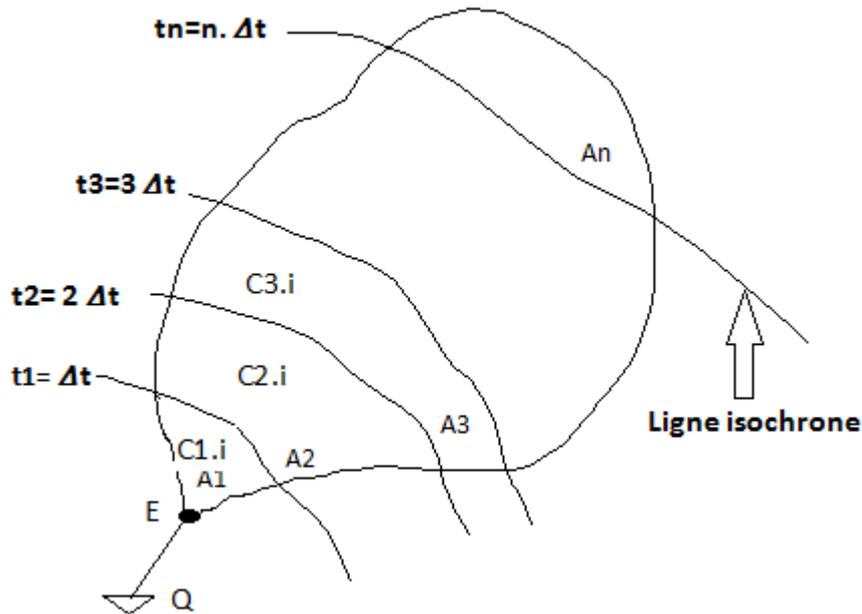
1.3. Evaluation de débit pluvial par la méthode Rationnelles :

- La méthode rationnelle permet d'estimer le débit de pointe d'une crue pour des unités hydrauliques rurales ou naturelles.
- C'est un excellent outil pour calculer, rationaliser les résultats et pour dégager les meilleurs caractéristiques d'un projet.
- La méthode consiste à exprimer les débits à partir de découpage du bassin versant à plusieurs secteurs A1, A2, A3.....An ; limités par les lignes isochrone ; tel que l'eau qui tombe sur le secteur dépend d'un temps (Δt). (Satin et al, 2010)



Δt : le pas de temps qui sépare deux isochrones consécutives.

- Si sur une terre tombe une averse d'intensité i et de durée t_p , la valeur $(c_j \cdot i)$ sera la partie de l'averse qui ruissellent sur cette partie A_j ; Donc :
 $Q = c_j \cdot i \cdot A_j$ (Satin et al, 2010).



Dans cette hypothèse l'évolution de débit mesuré pour une durée $t_1 = \Delta t$; $t_2 = 2 \Delta t$; ... ; $t_n = n \Delta t$, se présente comme suit :

- $t_p = n \Delta t = t_c$ ($t_c =$ temps de concentration du bassin versant)

$$Q(0) = 0$$

$$Q(\Delta t) = C1.i.A1$$

$$Q(2\Delta t) = C1.i.A1 + C2.i.A2$$

$$Q(3\Delta t) = C1.i.A1 + C2.i.A2 + C3.i.A3$$

·
·
·
·
·
·

$$Q(n\Delta t) = C1.i.A1 + C2.i.A2 + C3.i.A3 + \dots + Cn.i.An$$

$$\text{Alors : } Q_p = i.C.A.Ki$$

Avec :

- Q_p : débit de pointe (max) (m^3/s) ;
- K_i : coefficient d'homogénéité de donnée ;

- C : coefficient de ruissellement ;
- i: intensité moyenne maximal ;
- A : surface du bassin versant (en hectare).

(Satin et al, 2010)

- **Détermination de l'intensité :**

L'intensité de précipitation I (en mm/mn **ou** en mm/h) est déterminée à partir des courbes intensité - durée – fréquence (IDF) pour une durée égale au temps de concentration.

L'intensité s'exprime en fonction des paramètres a et b par la formule de Montana :

$I \text{ (mm/mn)} = a \cdot t^b$; t en mn obtenus à partir des courbes IDF

$$I = H / t_c$$

- H: hauteur totale maximum de précipitation relevée pendant une durée égale au temps de concentration.
- t_c : temps de concentration.

(Dupont, 2005)

- **Détermination du temps de concentration**

Le temps de concentration est une valeur du temps que mettra une goutte d'eau la plus éloignée hydrauliquement pour parvenir à l'exutoire.

Le temps de concentration peut être calculé par la formule de Ventura :

$$t_c = m \cdot A^{1/2} \cdot I^{-1/2}$$

Où

I : pente moyenne du Thalweg principal (m/m)

m : coefficient qui varie suivant les caractéristiques physiques du bassin,

(Coste et Loudet, 1980).

$$- \text{ Pour un bassin versant sans réseau : } t_c = t_2 = 0,0195 L_1^{0,77} \cdot I_1^{-0,385}$$

t_2 : temps d'entrée dans le réseau en (min)

L_1 : longueur hydraulique de bassin versant

I_1 : pente de bassin versant

$$- \text{ Pour un bassin versant avec réseau : } t_c = t_1 + t_2$$

Avec :

$$t_1 = \frac{L}{60 V}$$

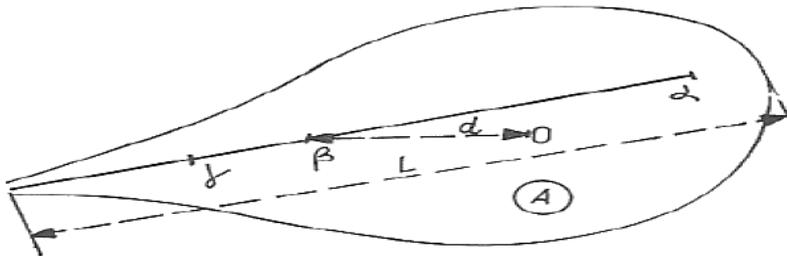
t_1 : temps de parcours dans le réseau (min)

L : longueur de la conduite (m)

V : vitesse moyenne de l'écoulement (m/s)

- **Détermination de coefficient correctif K_i :**

Par ailleurs, pour tenir compte de la distribution de la pluie dans l'espace, il y a lieu de lui appliquer un coefficient de répartition K de la pluie qui diminue lorsque l'on s'éloigne de l'épicentre.



Le coefficient correctif K est donné d'après la loi de Fruhling par :

Pour des bassins longs (rectangle étroit, Largeur $\leq 0,5$ longueur, largeur = A/L)

$$K = 1 - 0,006 d$$

• Pour des bassins ramassés (Largeur $> 0,5$ longueur)

$$K = 1 - 0,005 2.d$$

• La forme générale qui est indépendante de la forme est :

$$K = 1 - 0,0046 2.d$$

d : distance entre le point considéré et le centre du bassin.

Remarque :

$K_i = 0.167$; si l'intensité est en mm/min

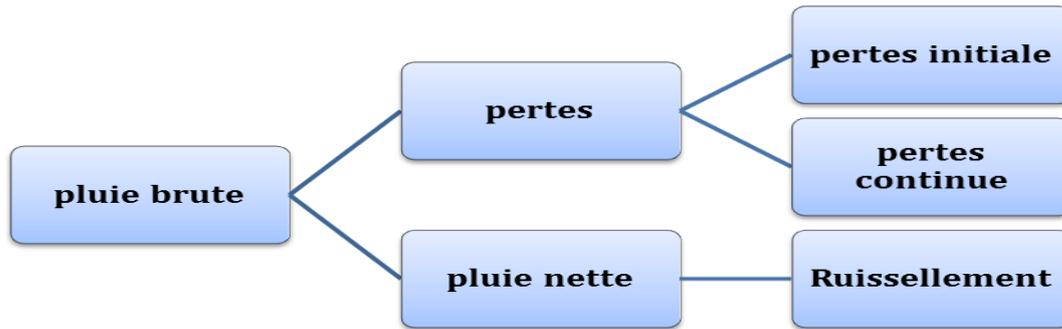
$K_i = 0.002778$; si l'intensité est en mm/h

(Coste et Loudet, 1980).

- **Définition et détermination du coefficient de ruissellement :**

Le coefficient de ruissellement (C), (C_r) est le rapport entre la hauteur d'eau ruisselée à la sortie d'une surface considéré (pluie nette) et la hauteur d'eau précipitée (pluie brute).

Le processus hydrologique de ruissellement peut être schématisé comme suite :



✓ **Les pertes initiales :**

- Evaporation et évapotranspiration
- Interception pour les végétaux

✓ **Les pertes continues :**

- l'infiltration
- Rétention de surface

Le coefficient de ruissellement peut être évalué comme suit :

- France : $C=0.1 +0.65imp+0.015P$
- USA : $C=0.14+0.65imp+0.05P$

Avec :

- ✓ Imp : % d'imperméabilité = surface impérméable / surface totale) (Imp>0.08)
- ✓ P : pente moyenne de bassin versant (0.5<P<6 %)

(Dupont, 2005)

Dans le cas de la méthode rationnelle, des valeurs de coefficient de ruissellement sont rassemblées dans les tableaux suivants :

Tableau III 1 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population (Dupont, 2005)

Densité de la population (hab / ha)	Cr
20	0.20
30 – 80	0.20 – 0.25
60 – 150	0.25 – 0.30
150 – 200	0.30 – 0.45
200 – 300	0.45 – 0.60
300 – 400	0.60 – 0.80
400 et plus	0.80 – 0.90

Tableau III 2: Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation (Dupont, 2005)

Zone influence	Cr
Surface imperméable	0,90
Pavage à larges joints	0,60
Voirie non goudronnées	0,35
Allées en gravier	0,20
Surface boisées	0,05

1.4. Evaluation de débit pluvial par la méthode superficielle de Caquot :

Cette méthode est proposée par M. CAQUOT qui a dégagé une formule incluant l'ensemble des données qui interviennent dans la formulation des points de ruissellement, y compris les coefficients climatiques.

Les études les plus récentes confirmées par des vérifications expérimentales ont permis de fixer la valeur numérique des coefficients de cette expression :

$$Q = k \cdot C_r^y \cdot I^z \cdot S^v$$

- Y,z,v : sont des paramètres fonctions des caractéristiques du bassin, déterminés expérimentalement de la période de retour.
- I: désigne la pente moyenne du cheminement hydraulique le plus long du bassin versant ;
- K: Coefficient fonction de la fréquence, obtenu expérimentalement ;
- Cr: Coefficient de ruissellement ;
- S: Superficie du bassin considéré.

La formule de M. CAQUOT a des formes différentes en fonction la période de retour :

Période de retour (ans)	La formule de M. CAQUOT
10	$Q = 1,430 I^{0,29} C_r^{1,26} S^{0,78}$
5	$Q = 1,192 I^{0,30} C_r^{1,21} S^{0,78}$
2	$Q = 0,834 I^{0,31} C_r^{1,22} S^{0,77}$
1	$Q = 1,682 I^{0,29} C_r^{1,32} S^{0,77}$

Pour l'Algérie on préconise :

$$Q = \beta 0,52 I^{0,2} Cr^{1,11} S^{0,83}$$

Dans les zones fortement urbanisées et dépourvues de reliefs, le débit trouvé pour la période décennale sert de base pour la détermination des débits pluviaux correspondants aux périodes de retour supérieures,

En multipliant le premier par un coefficient correctif « n »

$$n = 1,25 \text{ pour } T=20 \text{ ans}$$

$$n = 1,60 \text{ pour } T=50 \text{ ans}$$

$$n = 2,60 \text{ pour } T=100 \text{ ans.}$$

Le coefficient « n » augmente, car la plus forte pluie a un temps de retour grand, donc pour augmenter le débit, il faut que « n » soit supérieur à « 1 ».

- **Allongement d'un bassin :**

L'allongement « M » d'un bassin à assainir est égal au rapport du plus long cheminement hydraulique « L » au côté du carré dont la surface équivalente à celle de ce bassin.

$$M=L (A)^{-1/2} \geq 0,8$$

Avec L : plus long cheminement hydraulique en hm ;

A : la surface en ha.

- **Le coefficient d'influence « β » :**

Ce coefficient « β » a pour but de donner une certaine précision dans l'évaluation du débit.

S'il s'agit d'un bassin de forme très ramassé ou très allongé, le débit calculé devra être multiplié par le coefficient d'influence « β ».

$$\beta = (M/2)^{0,7b} \quad \text{avec} \quad \beta < 1,73$$

b (T)= coefficient de Markine (b(T)= - 0,5 « en Algérie)

- **Le coefficient de ruissellement :**

Le coefficient de ruissellement qui est le rapport du volume d'eau ruisselé par le volume d'eau tombée, est généralement assimilé au taux d'imperméabilisation du site qui est égale au rapport de la surface imperméabilisée par la surface totale.

Le coefficient de ruissellement dépend du type d'occupation du sol et de la typologie d'habitat, les valeurs unitaires proposées sont les suivantes :

Densité de la population	Cr
Habitats dense	0,8 à 0,9
Habitas économique	0,6 à 0,8
Immeuble	0,6 à 0,75
Villas	0,3 à 0,4
industriel	0,5 à 0,8
Parcs et jardins publics	0,1 à 0,25
voirie	0,9

- Assemblage des bassins :

La formule superficielle développée ci-avant est valable pour un bassin de caractéristiques physiques homogènes. L'application du modèle à un groupement de sous-bassins hétérogènes avec des paramètres individuels A_j ; C_j ; I_j ; L_j ; Q_{pj} ; nécessite l'emploi de formule d'équivalence pour les paramètres « A ; C ; I et M » du groupement. Ces formules sont en « série ou en « parallèle » sont exprimées ci-après :

Paramètres équivalents	A_{eq}	C_{eq}	I_{eq}	M_{eq}
Bassins en série	$\sum A_j$	$\sum \frac{C_j A_j}{\sum A_j}$	$\left[\frac{\sum L_j}{\sum \frac{L_j}{\sqrt{I_j}}} \right]^2$	$\frac{\sum L_j}{\sqrt{\sum A_j}}$
Bassins en parallèle	$\sum A_j$	$\sum \frac{C_j A_j}{\sum A_j}$	$\frac{\sum I_j Q_{pj}}{\sum Q_{pj}}$	$\frac{L(Q_{pj} MAX)}{\sqrt{\sum A_j}}$

- Limites d'application du modèle de CAQUOT

- Le réseau ne doit pas être en charge pour les débits maximums par ce que le modèle de CAQUOT permet de déterminer les débits maximums circulants dans les divers tronçons
- La surface totale du bassin doit être inférieure à 200 ha
- Le coefficient de ruissellement doit être compris entre 0,20 et 1,00
- Les pentes seront comprises entre 0,002 et 0,05 m/m
- Le coefficient d'allongement doit être supérieur à 0,8

Ces limites correspondent au concept de bassin (hydrauliquement homogène) en milieu urbain (réseau d'assainissement urbain classique à surface libre).

(Guide technique, 2008)

2. Calcul de débits des eaux usées (domestiques et industrielles) :

Les calculs des débits d'eaux usées portent essentiellement sur l'estimation des quantités et de la qualité de rejets liquides provenant des habitations et des lieux d'activité.

- Eaux usées domestiques :

- Bien maîtrisées en quantité (consommation x coef. restitution)

- Débit faible (en comparaison avec les flux d'eaux pluviales)

- Eaux usées industrielles :

- Très variables en qualité et en quantité

- Obligation d'enquêter auprès des gros consommateurs : usage de l'eau, prétraitements, nature et continuité de l'activité, lieu de rejet

- Estimation du débit des eaux usées :

Les eaux usées peuvent être d'origine domestique, industrielle ou des services publics. Généralement, ces eaux usées domestiques rejetées représentent 80% de la quantité globale consommée.

On doit, tout d'abord, estimer les besoins domestiques et ceux des équipements pour en calculer le débit rejeter.

- Projection de la population :

Le nombre de la population, le taux d'accroissement ainsi que la projection de la population à long terme sont nécessaires.

On obtient la valeur de population à long terme par l'application de la formule des intérêts composée exprimée par la relation suivante :

$$N = N_0 \left(1 + \frac{T}{100}\right)^n$$

Où :

N : Population future à l'horizon considéré ;

N_0 : Population de référence ;

T : Taux d'accroissement ;

n : Nombre d'année séparant l'année de référence de l'horizon considéré.

- Débits moyens journalier

La quantité des eaux projetées, par la population et les différents équipements, représente environ 80% des eaux destinées à leur alimentation. Dans cette condition, les débits moyens rejetés sont calculés par la relation suivante :

$$Q_{moyj} = \frac{0,80 \sum (N_i M_i)}{24 * 3600}$$

Où :

Q_{moyj} = Débits moyens journalier rejeté (l/s) ;

N_i : Nombre de consommateurs ;

M_i : Dotation journalière par groupe de consommateur (l/j/usager)

- Détermination de débits de pointe

C'est le débit maximal rejeté. Il est calculé dans le but de dimensionner le réseau d'assainissement. La relation intervient dans ce cas :

$$Q_{pt} = K_p * Q_{moy.j}$$

Où :

Q_{pt} : Débits de pointe rejetée (l/s) ;

k_p : Coefficient de pointe ;

$Q_{moy.j}$: Débits moyens journalier rejeté (l/s).

- Coefficient de pointe :

Il est traduit par le rapport du débit maximum. Dans l'heure la plus chargée sur le débit moyen journalier.

$$K_p = Q_{max} / Q_{moy}$$

Dans une analyse plus poussée « k_p » est donnée par la formule suivante :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy}}} \quad \text{Si } Q_{moyj} > 2.8 \text{ l/s}$$

$$K_p = 3 \quad \text{Si } Q_{moyj} < 2.8 \text{ l/s}$$

$$Q_{moy.j} > 2,8 \text{ l/s}$$

Où :

k_p : Coefficient de pointe.

$Q_{moy.j}$: Débits moyens journalier rejeté (l/s).

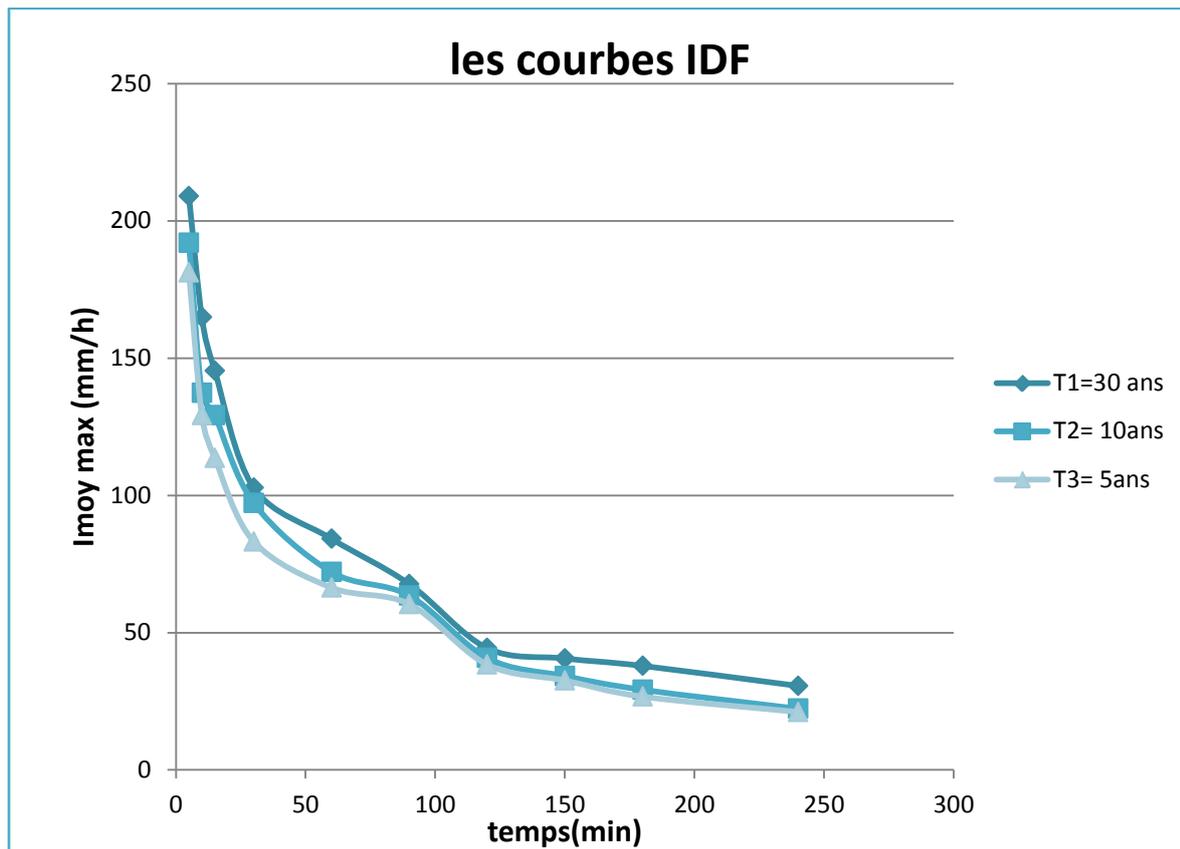
Exercice 1:

Pour une station donnée le tableau des intensités moyen maximal obtenue pendant de période de retour :

t	T1=30 ans	T2=10ans	T3=5ans
5	209	192	181,2
10	164,9	137,4	129,2
15	145,4	129,2	113,6
30	102,8	97,2	83,2
60	84,2	72,1	66,4
90	67,7	63,5	60,4
120	44,4	40,8	38,4
150	40,6	34,2	32,6
180	37,9	29,2	26,7
240	30,6	22,3	21,1

1. Tracer les courbes IDF correspondant à chaque période T (30, 10 et 5 ans)
2. Ajuster chaque courbe à la loi de Montana.

Solution exercice 1 :



Ajustement par la loi de Montana :

$$I = a * t^b \quad (1)$$

Pour trouver les paramètres de Montana(a, b), il faut travailler en parallèle avec la méthode de Moindres carrées :

$$Y=ax+b \quad (2)$$

(1) Donne : $\ln I = \ln(a \cdot t^b)$

Donc : $\ln I = \ln(a) + b \cdot \ln(t)$

(1) Et (2) donne :

$$y = \ln(I)$$

$$B = \ln(a)$$

$$A = b$$

$$X = \ln(t)$$

$$A = \frac{\sum(X_i - \bar{X})(Y_i - \bar{Y})}{\sum(X_i - \bar{X})^2} = b$$

$$B = \ln(a) = \ln I - b \times \ln t \rightarrow a = e^{\ln I - b \times \ln t}$$

$$x_{moy} = \frac{\sum x_i}{N} \text{ et } y_{moy} = \frac{\sum y_i}{N} \text{ avec } N=10$$

• Pour T= 30ans :

x=ln(t)	y=ln(I)	(x _i -x _{moy})	(y _i -y _{moy})	(x _i -x _{moy})(y _i -y _{moy})	(x _i -x _{moy}) ²
1,60943791	5,34233425	-2,29927685	1,016215536	-2,33656086	5,28667404
2,30258509	5,10533923	-1,60612967	0,779220514	-1,25152919	2,57965252
2,7080502	4,97948857	-1,20066456	0,653369849	-0,78447802	1,44159539
3,40119738	4,63278535	-0,50751738	0,306666637	-0,15563865	0,25757389
4,09434456	4,43319492	0,1856298	0,107076205	0,01987653	0,03445842
4,49980967	4,21508618	0,59109491	-0,11103254	-0,06563077	0,34939319
4,78749174	3,79323947	0,87877698	-0,53287925	-0,46828201	0,77224898
5,01063529	3,70376807	1,10192053	-0,62235065	-0,68578096	1,21422886
5,19295685	3,63495111	1,28424209	-0,6911676	-0,88762653	1,64927774
5,48063892	3,42100001	1,57192416	-0,90511871	-1,42277796	2,47094557
$\bar{x} = 3,90871476$	$\bar{y} = 4,32611872$	$\Sigma = 0$	$\Sigma = 3,55271E-15$	$\Sigma = -8,03842841$	$\Sigma = 16,0560486$

• Pour T= 10ans :

x=ln(t)	y=ln(I)	(x _i -x _{moy})	(y _i -y _{moy})	(x _i -x _{moy})(y _i -y _{moy})	(x _i -x _{moy}) ²
1,60943791	5,25749537	-2,29927685	1,08076726	-2,48498314	5,28667404
2,30258509	4,92289638	-1,60612967	0,746168268	-1,19844299	2,57965252
2,7080502	4,86136159	-1,20066456	0,68463348	-0,82201516	1,44159539
3,40119738	4,57677071	-0,50751738	0,4000426	-0,20302857	0,25757389
4,09434456	4,27805404	0,1856298	0,101325932	0,01880911	0,03445842
4,49980967	4,15103991	0,59109491	-0,02568821	-0,01518417	0,34939319
4,78749174	3,70868208	0,87877698	-0,46804603	-0,41130808	0,77224898
5,01063529	3,53222564	1,10192053	-0,64450247	-0,7101905	1,21422886
5,19295685	3,37416871	1,28424209	-0,8025594	-1,03068056	1,64927774
5,48063892	3,10458668	1,57192416	-1,07214143	-1,68532502	2,47094557
$\bar{x} = 3,90871476$	$\bar{y} = 4,17672811$	$\Sigma = 0$	$\Sigma = 3,9968E-15$	$\Sigma = -8,54234908$	$\Sigma = 16,0560486$

- Pour T=5ans :

$x=\ln(t)$	$y=\ln(I)$	(x_i-x_{moy})	(y_i-y_{moy})	$(x_i-x_{moy})(y_i-y_{moy})$	$(x_i-x_{moy})^2$
1,60943791	5,19960139	-2,29927685	1,101812758	-2,53337257	5,28667404
2,30258509	4,86136159	-1,60612967	0,763572956	-1,22639718	2,57965252
2,7080502	4,73268351	-1,20066456	0,634894871	-0,76229577	1,44159539
3,40119738	4,42124735	-0,50751738	0,323458712	-0,16416092	0,25757389
4,09434456	4,19569706	0,1856298	0,097908421	0,01817472	0,03445842
4,49980967	4,1009891	0,59109491	0,00320047	0,00189178	0,34939319
4,78749174	3,64805746	0,87877698	-0,449731176	-0,3952134	0,77224898
5,01063529	3,48431229	1,10192053	-0,613476347	-0,67600218	1,21422886
5,19295685	3,28466357	1,28424209	-0,81312507	-1,04424944	1,64927774
5,48063892	3,04927304	1,57192416	-1,048515595	-1,648187	2,47094557
$\bar{x} = 3,90871476$	$\bar{y} = 4,09778864$	$\Sigma = 0$	$\Sigma = -7,10543E-15$	$\Sigma = -8,42981196$	$\Sigma = 16,0560486$

Les valeurs de a et b pour les périodes 30ans, 10ans, 5ans :

	T1	T2	T3
b	-0,50064799	-0,53203309	-0,52502407
a	535,3971966	521,283318	468,697684

Exercice 2:

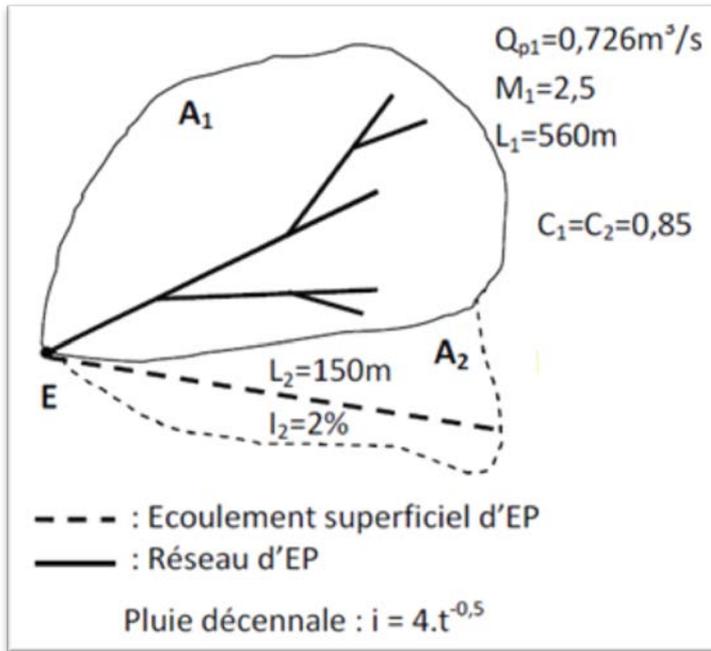
Sur la figure si dessous, A1 est la surface du bassin versant urbain existant et A2 est la surface d'un bassin versant prévu en extension.

1) Estimer la surface A1 (en m²) et la pente hydraulique I1 (en %) du BV 1. On donne le débit max Qp1, l'allongement M1 et la longueur L1 du BV 1 (voir figure).

Pour la suite, on prend A1=5ha et I1=2,5%.

2) Sachant que le débit max possible en E est Qp_E=1,022m³/s, déterminer la surface max (A2) max du BV A2.

3) On suppose que A2=1,5ha ; déterminer le débit max réel QpE à prendre en compte en E.



Solution exercice 2 :

1. Détermination d'A1 et I1 :

On utilise la méthode de Caquot puisque $M_1 > 0,8$:

$$M_1 = L_1 (A_1)^{-1/2} \Rightarrow A_1 = \left(\frac{L_1}{M_1}\right)^2 = \left(\frac{560 \cdot 10^{-2}}{2,5}\right)^2 = 5,0176 \text{ ha} = 50176 \text{ m}^2$$

$$\beta = (M/2)^{0,7b} \quad \text{avec} \quad \beta < 1,73$$

$$\beta = (2,5/2)^{0,7(-0,5)} = 0,92$$

$$Q_{p1} = \beta \cdot 0,52 \cdot I_1^{0,2} \cdot C_r^{1,11} \cdot S_1^{0,83} \Rightarrow I_1 = \left(\frac{Q_{p1}}{\beta \cdot 0,52 \cdot C_r^{1,11} \cdot S_1^{0,83}}\right)^{1/2}$$

AN:

$$I_1 = \left(\frac{0,726}{0,92 \cdot 0,52 \cdot 0,85^{1,11} \cdot 5,0176^{0,83}}\right)^{1/2} = 2,5\%$$

2. Détermination d'A2 max:

$$Q_{pE} = \beta \cdot 0,52 \cdot I_1^{0,2} \cdot C_r^{1,11} \cdot S_1^{0,83}$$

avec $C=C_1=C_2=0,85$

$$A=A_1+A_2$$

$$I=I_1=2,5\% \text{ (chemin hydraulique du réseau)}$$

On suppose que $M=L_1 (A)^{-1/2} > 0,8$ et utilisons la méthode de Caquot

$$\beta = (M/2)^{0,7b} = \left(\frac{L_1}{2\sqrt{A_1+A_2}}\right)^{-0,35}$$

Donc

$$Q_{pE} = \left(\frac{L1}{2\sqrt{A1+A2}} \right)^{-0,35} 0,52 I1^{0,2} Cr1^{1,11} (A1+A2)^{0,83}$$

$$\Rightarrow Q_{pE} = \left(\frac{L1}{2} \right)^{-0,35} 0,52 I1^{0,2} Cr1^{1,11} (A1+A2)^{1,005}$$

$$\Rightarrow A2 = \left(\frac{Q_{pE}}{\left(\frac{L1}{2} \right)^{-0,35} 0,52 I1^{0,2} Cr1^{1,11}} \right)^{1/1,005} - A1$$

AN:

$$A2 = \left(\frac{1,022}{\left(\frac{560 \cdot 10^{-2}}{2} \right)^{-0,35} 0,52 \cdot 0,0025^{0,2} \cdot 0,85^{1,11}} \right)^{1/1,005} - 5 = 2 \text{ ha}$$

$$\Rightarrow A2 \text{ max} = 2 \text{ ha}$$

On vérifie l'hypothèse de départ :

$$M = L1 (A)^{-1/2} \Rightarrow M = 560 \cdot 10^{-2} (2+5)^{-1/2} = 2,12 > 0,8$$

Donc vérifie

3. Détermination de QpE :

On considère le BV (A1+A2) donc :

$$A = 5+1, 5=6, 5 \text{ ha}$$

$$L = L1 = 560 \text{ m}$$

$$I = I1 = 2, 5\%$$

$$C = C1 = C2 = 0, 85$$

$$M1 = L1 (A1)^{-1/2} = \left(\frac{560 \cdot 10^{-2}}{6,5} \right)^{-1/2} = 2, 2 > 0, 8 \Rightarrow \text{Caquot possible}$$

$$\beta = (M/2)^{0,7} = \left(\frac{2,2}{2} \right)^{0,7} = 0,97$$

$$Q_{pE} = \beta 0,52 I1^{0,2} Cr1^{1,11} S1^{0,83} = 0,97 * 0,52 * (0,0025^{0,2}) (0,85^{1,11}) (6,5^{0,83}) = 0,952 \text{ m}^3/\text{s}$$

Exercice 3:

Soit une agglomération A d'une population de 5000 hab.

1. Calculer le débit moyen de rejet?

On donne : la dotation d'alimentation est D: 180 l/j/hab.

2. Calculer le coefficient de pointe kp?
3. Calculer le débit de point des rejets?

Solution exercice 3 :

1. le débit moyen de rejet :

$$Q_{moy} j = \frac{0,80 \sum (N_i M_i)}{24 * 3600}$$

$$Q_{moy\ j} = \frac{0,80 \sum(5000*180)}{24*3600}$$

$$Q_{moy\ j} = 720\ m^3/j = 8,33\ l/s$$

2. le coefficient de pointe k_p :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy}}}$$

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{8,33}}$$

$$K_p = 2,37$$

3. le débit de pointe des rejets :

$$Q_p = K_p * Q_{moy\ j}$$

$$Q_p = 2,37 * 720$$

$$Q_p = 1706,4\ m^3/j$$

Exercice 4:

Un bassin versant nouvellement construit d'un réseau d'assainissement séparatif. Calculer le débit de pointe nécessaire pour dimensionner le réseau d'assainissement des eaux pluviales

Données :

- Temps d'entrée dans le réseau 4 min
- Vitesse moyenne de l'eau dans la conduite est de 1,5 m/s
- Longueur de la plus longue conduite est de 1350 m
- Taille du bassin versant est de 1200.900 m
- La surface imperméable est estimée à 30%
- Les paramètres a et b de la loi de Montana et pour une période de retour de 10 ans sont :
- a=157,2 et b= - 0,48

Solution:

Le débit de pointe pour dimensionner une canalisation est donné par cette formule :

$$QP = K.C.i.A$$

Avec

- C : coefficient de ruissellement
- i : la pluie maximale calculée sur la durée du temps de concentration (mm/h)

- A : la surface du bassin versant en ha

1- On calcule le temps de concentration :

$$t_c = t_s + t_r$$

- t_s : temps d'écoulement superficiel = 4 min
- t_r : temps d'écoulement en réseau

$$t_r = \text{longueur de la plus longue conduite} / \text{la vitesse} = 1350 / (1,5 \cdot 60) = 15 \text{ min}$$

$$\text{Donc } t_c = 4 + 15 = 19 \text{ min}$$

On calcule l'intensité maximale de période de retour 10 ans

$$I_{\max} = 157,2 \cdot 19^{-0,48} = 38,25 \text{ mm/h}$$

2- On calcule de coefficient de ruissellement :

On peut aborder le coefficient de ruissellement de deux manières :

Soit on l'assimile au coefficient d'imperméabilisation, puisque nous n'avons pas de données sur la pente moyenne du bassin et donc $C=0,3$

Soit, on considère la pente minimale à respecter dans le cas d'un réseau pluvial, et on calcule de coefficient de ruissellement en utilisant la formule : $C=0,14+0,64 \cdot C_{\text{imp}}+0,05 \cdot I$

$$\text{Ce qui donne : } C=0,14 \cdot (0,64 \cdot 0,3) + (0,05 \cdot 38,25) = 0,35 \text{ (I= 0,4\% ou 0,4 cm/m)}$$

$$\text{On a donc } Q_p = 0,3 \cdot 38,25 \cdot 1200 \cdot 900 / 36 \cdot 105 = 3,44 \text{ m}^3/\text{s} \text{ ou}$$

$$Q_p = 0,35 \cdot 38,25 \cdot 1200 \cdot 900 / 36 \cdot 105 = 4,03 \text{ m}^3/\text{s}$$

Conclusion:

Ce chapitre est basé sur les calculs des débits des eaux pluviales par la méthode rationnelles et la méthode de Caquot et le calcul des débits des eaux usées domestiques et industriels.

Introduction

Une fois que la totalité des débits fut déterminée, on passe au dimensionnement proprement dit des ouvrages tout en respectant certaines normes d'écoulement du point de vue sanitaire les réseaux d'assainissement devront assurer :

- L'évacuation rapide des matières fécales hors de l'habitation;
- Le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes;

1. Calcul des sections d'ouvrages :

1.1. Le dimensionnement des canalisations :

Connaissant en chaque point, les débits à évacuer et la pente des ouvrages, le choix des sections sera déduit de la formule d'écoulement adoptée. Les dimensions des canalisations varient compte tenu des diamètres courants de fabrication, ce qui apporte de ce fait, une capacité supplémentaire d'écoulement.

A. Formule de CHEZY (Ecoulement uniforme)

Dans l'instruction technique de 1977, les ouvrages sont calculés suivant une formule d'écoulement résultant de celle de CHEZY (Carlier, 1986).

$$V = C\sqrt{RI}$$

V : Vitesse d'écoulement en m/s

R : Rayon hydraulique avec $R = S/P$

S : section mouillée en m²

P : périmètre mouille en m

I : Pente de l'ouvrage en m.p.m

C : Coefficient de Chezy

B. Formule de Bazin :

Bazin (1897) considère que la valeur du coefficient C de Chézy dépend du rayon hydraulique Rh mais ne dépend pas de la pente J du canal. Le coefficient C peut alors être déterminé par la relation (Bazin ;1897).

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

Y est un coefficient d'écoulement qui varie suivant les matériaux utilisés et la nature des eaux transportées.

C. Coefficient de Manning – Strickler :

La vitesse moyenne V de l'écoulement uniforme peut être également évaluée par la formule dite de Manning (1891). La vitesse V est liée au coefficient C de résistance de l'écoulement, au rayon hydraulique Rh et à la pente I du canal. A l'origine, la formule de Manning –

Strickler se présentait sous une forme compliquée, puis elle a été simplifiée pour s'écrire, comme suite (Manning ; 1891) :

$$C = \frac{1}{n} Rh^{\frac{1}{6}}$$

$$C = k \cdot Rh^{1/6}$$

Donc $k=1/n$

$$\text{D'où : } V = k \cdot Rh^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}}$$

$$\text{Donc : } Q=V \cdot S_m = k \cdot Rh^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} S_m$$

K = Coefficient de Manning - Strickler

S = Section mouillée de l'ouvrage au m^2

P = Périmètre mouillé de l'ouvrage en m

R = Rayon hydraulique de l'ouvrage S/P en m

I = Pente longitudinale de l'ouvrage en m/m

V = Vitesse de l'eau dans l'ouvrage en m/s

Q = Débit capable de l'ouvrage en m^3/s

Valeurs courantes de K utilisées pour les études :

- Ouvrages en fonte, béton, grès, PVC, PEHD,... : K = 70 à 80
- Ouvrages métalliques en tôle ondulée : K = 40 à 45
- Fosses profonds engazonnées : K = 25 à 30

2. Calcul de la valeur approximatif du diamètre de l'ouvrage :

Les canalisations d'eaux pluviales et d'eaux usées sont soit de la forme circulaire ou bien ovoïde.

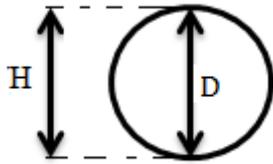
La forme des canalisations d'assainissement est généralement circulaire, mais il est préférable d'utiliser la forme ovoïde lorsque l'on désire :

- réduire la largeur de la fouille ;
- augmenter la vitesse (ou la hauteur) d'écoulement lors de faibles débits (améliorer l'autocurage) ;
- faciliter l'accès au réseau.

Pour une forme circulaire on suppose que le débit s'effectue à plein section ($H=D$)

$$P_m = \pi \cdot D$$

$$Sm = \frac{\Pi D^2}{4}$$



Donc:

$$Rh = \frac{Sm}{Pm} = \frac{\Pi D^2}{4} / \Pi . D$$

$$\Rightarrow Rh = \frac{D}{4}$$

D'après Manning –Strickler :

$$Q = \frac{1}{n} . Rh^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} Sm$$

$$\Rightarrow Q = \frac{1}{n} . \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \frac{\Pi D^2}{4}$$

$$\Rightarrow Q = \frac{1}{n} . D^{\frac{2}{3}} \left(\frac{1}{4}\right)^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \frac{\Pi D^2}{4}$$

$$\Rightarrow Q = \frac{1}{n} . D^{\frac{2}{3}} D^2 \left(\frac{1}{4}\right)^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \frac{\Pi}{4}$$

$$\Rightarrow Q = \frac{1}{n} . D^{\frac{8}{3}} I^{\frac{1}{2}} 0,3117$$

Donc :

$$D = \left[\frac{n Q}{\sqrt{I} 0,3117} \right]^{3/8}$$

n = Coefficient de Manning

D = Diamètre de canalisation circulaire (en m)

I = Pente longitudinale de l'ouvrage (en m/m)

Q = Débit de pointe (en m³/s)

3. Contraintes de calage des réseaux

3.1. Canalisations d'eaux usées

Les canalisations eaux usées sont généralement circulaires.

Les contraintes de calage des canalisations d'eaux usées sont :

- ✚ diamètre minimum de 200 mm pour éviter les risques d'obstruction
- ✚ pente minimum : 0,002 m/m

- ✚ couverture minimale de la canalisation : 80 cm ; En dessous de cette valeur, la canalisation sera protégée par une dalle de répartition en béton pour éviter son écrasement sous les charges roulantes.
- ✚ regard de visite tous les 80 m au maximum pour permettre un hydrocurage des réseaux ou une visite par camera. Distance standard : 50m
- ✚ regard à chaque changement de pente ou de direction
- ✚ vitesse maximum : 4 m/s afin d'éviter l'abrasion des tuyaux.

3.2. Canalisations d'eaux pluviales ou unitaires

Les contraintes de calage des canalisations d'eaux pluviales sont :

- diamètre minimum de 300 mm pour éviter les risques d'obstruction.
- pente minimum : $0,003\text{ m/m}$
- couverture minimale de la canalisation : 80 cm

En dessous de cette valeur, la canalisation sera protégée par une dalle de répartition pour éviter son écrasement sous les charges roulantes.

- regard de visite tous les 80 m au maximum pour permettre un hydrocurage des réseaux ou une visite par camera.
- regard à chaque changement de pente ou de direction.
- vitesse maximum : 4 m/s afin d'éviter l'abrasion des tuyaux.

Sinon, il est nécessaire d'adopter un tuyau en matériau résistant tel que la fonte ou le polyéthylène à haute densité.

Il est donc important de vérifier la vitesse de l'eau dans les canalisations pour le débit de pointe à évacuer.

4. Calcul des ouvrages par les abaques

La formule de Chézy sous ses différentes formes (Bazin, Strickler, ...) peut être représentée graphiquement (Sous forme d'Abaques) pour être utilisée dans le dimensionnement des réseaux d'assainissement (Voir abaques I, II, III et IV à la fin du chapitre).

Les Abaques II et III suffisent pour dimensionner un tronçon d'égout. En effet, l'Abaque II donne le diamètre D de la conduite, le débit à pleine section Q_{ps} et la vitesse correspondant à ce débit V_{ps} en fonction du débit réel Q transitant le tronçon considéré et la pente de ce tronçon I . Par contre, l'Abaque III donne le taux de remplissage de la conduite r_h et le rapport des vitesses r_V en fonction du rapport des débits $r_Q = Q/Q_{ps}$.

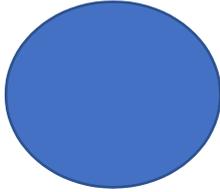
La figure 4.1 montre la méthode de détermination de D , Q_{ps} et V_{ps} à partir de l'Abaque II. La figure 4.2 montre la méthode de détermination de r_h et r_V à partir de l'Abaque III.

5. Vérification des Conditions d'autocuarge des réseaux séparatifs d'eaux usées :

Dans le cas des réseaux d'eaux usées en système séparatif, où l'on ne bénéficie aucunement des chasses pluviales, il faut prendre en compte les conditions suivantes :

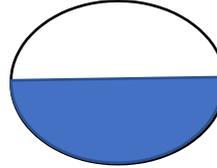
5.1. Première condition :

A pleine ($H=D$) ou à demi-section ($H=1/2 D$), une conduite circulaire doit assurer une vitesse d'écoulement ($V \geq 0,7 \text{ m/s}$) ;



La haute de remplissage : ($H_{eau}=D$)

Le rapport des hauteurs : $rH=1$



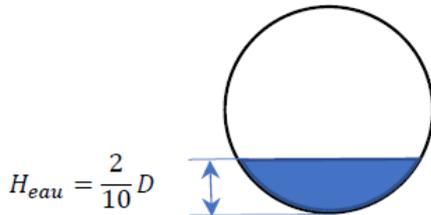
La haute de remplissage : $H_{eau}=D/2$

Le rapport des hauteurs : $rH=1/2$

⇒La vitesse d'écoulement : $V \geq 0,7 \text{ m/s}$

5.2. Deuxième condition :

Pour un remplissage égal aux $2/10$ du diamètre, la vitesse d'écoulement doit être ($V \geq 0,6 \text{ m/s}$) ;



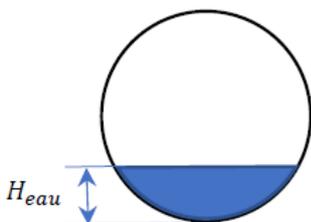
La haute de remplissage : ($H_{eau}=2/10D$)

Le rapport des hauteurs : $rH=0,2$

⇒La vitesse d'écoulement : $V \geq 0,6 \text{ m/s}$

5.3.Troisième condition :

Le remplissage de la conduite, au moins égal aux $2/10$ du diamètre, doit être assuré pour le débit moyen actuel.



Le rapport des hauteurs : $rH \geq 0,2$

⇒ La hauteur de remplissage : $H_{eau} \geq 2/10D$

À partir de l'abaque de Bazin, on détermine le débit à pleine section Q_{ps} , par la suite, on détermine V_{ps} à l'aide de la formule suivante :

✚ Vérification de la vitesse d'écoulement (v) et la hauteur de remplissage de la conduite (H). Il faut calculer les caractéristiques à pleine section :

1. Débit à pleine section « Q_{ps} » :

$$Q = \frac{1}{n} \cdot D^{\frac{8}{3}} I^{\frac{1}{2}} 0,3117$$

2. Vitesse à pleine section (m/s)

$$Q_{ps} = V_{ps} \cdot S$$

$$\Rightarrow Q_{ps} = V_{ps} \frac{\pi D^2}{4}$$

$$\Rightarrow V_{ps} = \frac{4 Q_{ps}}{\pi D^2}$$

3. Grâce à l'abaque de variation des débits et des vitesses en fonction de remplissage, on détermine les rapports suivants :

- Rapport de débit « r_Q » : $r_Q = \frac{Q_p}{Q_{ps}}$
- Rapport de vitesse « r_v » : $r_v = \frac{V_p}{V_{ps}}$
- Rapport d'hauteur « r_H » : $r_H = \frac{H}{\phi}$

Avec

ϕ : est le diamètre normalisé.

Q : Débit véhiculé par la conduite circulaire. (m³/s).

V : Vitesse d'écoulement de l'eau (m/s).

Q_{ps} : débit à pleine section

V_{ps} : vitesse à pleine section

H : la hauteur de remplissage

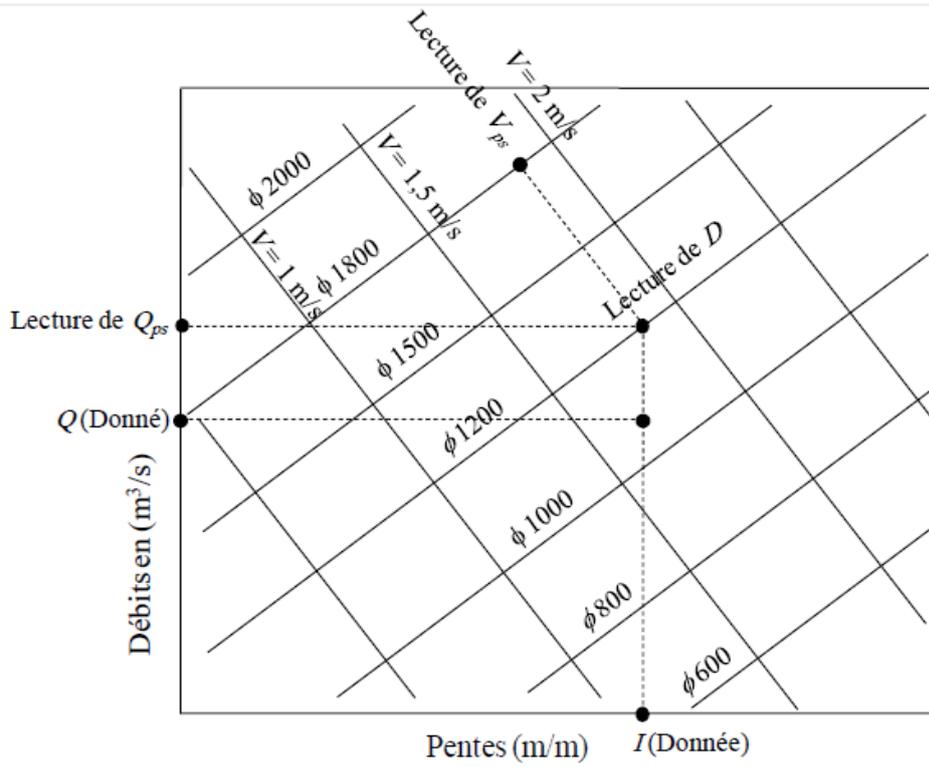


Figure IV 1: Méthode de détermination de D, Qps et Vps.

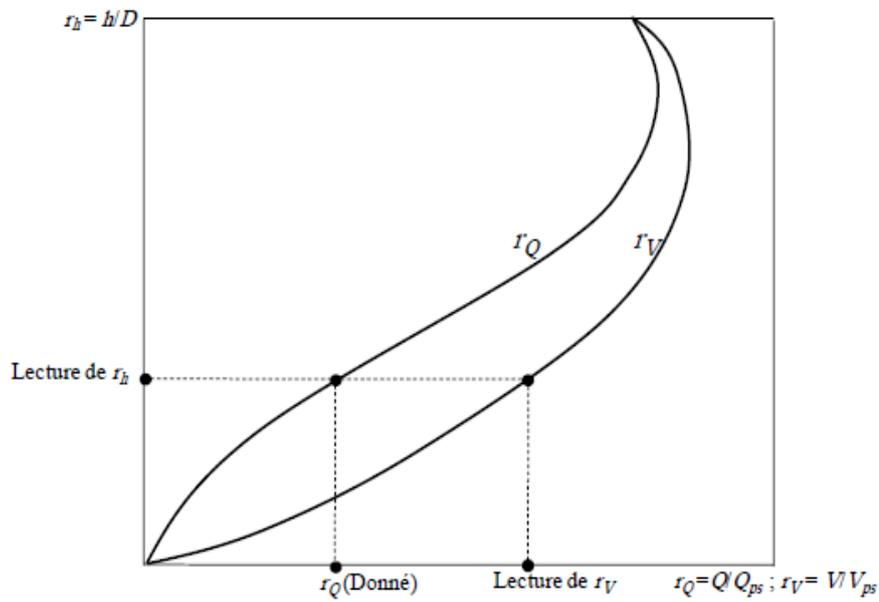


Figure IV 2: Méthode de détermination de rh et rv.

Exercice:

Une conduite circulaire de diamètre $D = 400$ mm, transitant un débit de $1500 \text{ m}^3/\text{h}$ à surface libre ayant une pente de 1%.

- Déterminer la hauteur de remplissage de la conduite correspondant à une vitesse l'écoulement égale à 2,0 m/s?

On donne le coefficient de Strickler du canal $K=100$.

Solution :

Nous avons :

$$Q_{ps} = \frac{1}{n} \cdot D^{\frac{8}{3}} I^{\frac{1}{2}} 0,3117 = 270, - 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

2. Vitesse à plein section (m/s)

$$V_{ps} = \frac{4 Q_{ps}}{\pi D^2} = \frac{4 (270, - 10^{-3})}{\pi 0,4^2} = 2,15 \text{ m/s}$$

- Rapport de vitesse sera « r_v » : $r_v = \frac{v_p}{V_{ps}} = 2/2,15$

$$r_v = 0,93$$

- d'après l'abaque ; cette valeur du rapport des vitesses correspondant à un rapport des hauteurs de $rH=0,43$

$$rH = \frac{H}{\phi} = 0,43 \Rightarrow H = 0,43 * 0,4$$

$$H = 172 \text{ mm}$$

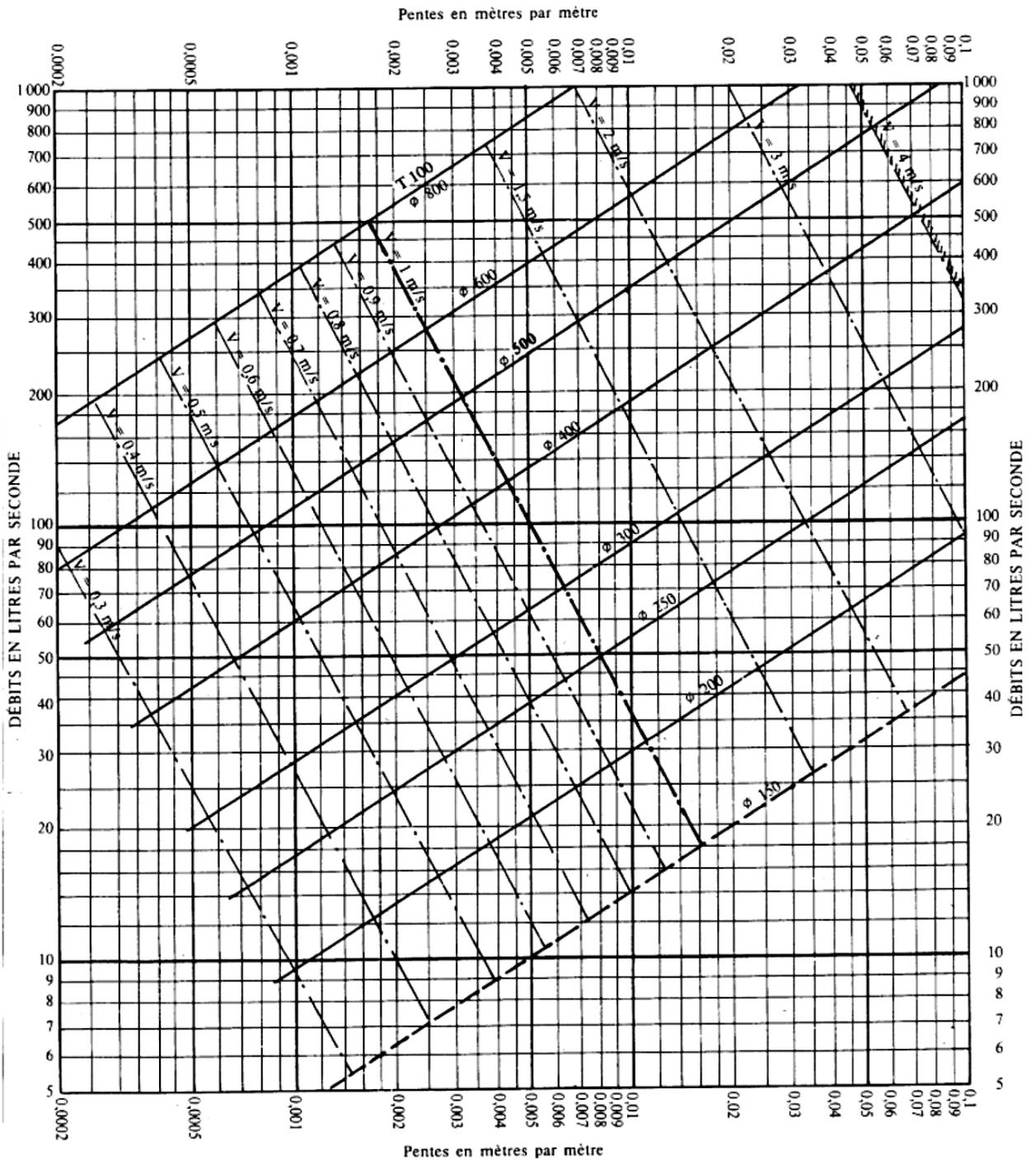
Conclusion :

Cette partie de cours est intéressé au calcul hydraulique d'un réseau d'assainissement qui mène à son dimensionnement et à la vérification des conditions de l'écoulement qui y évolue.

ABaque Ab. 3

Ab. 3

RÉSEAUX D'EAUX USÉES EN SYSTÈME SÉPARATIF

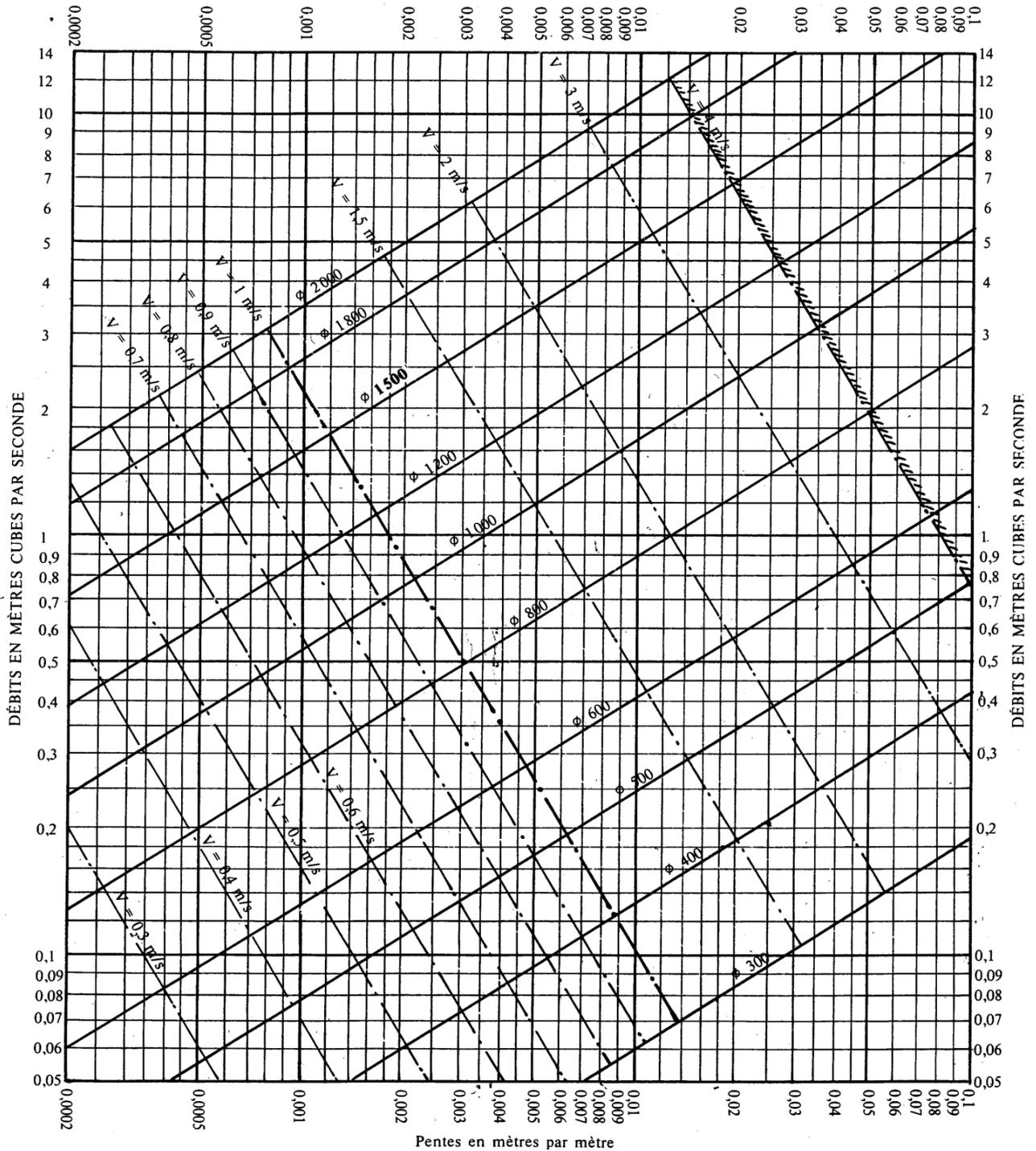


Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,25. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($V' = 0,16$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

ABAQUE Ab. 4 a

Ab. 4a

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations circulaires)

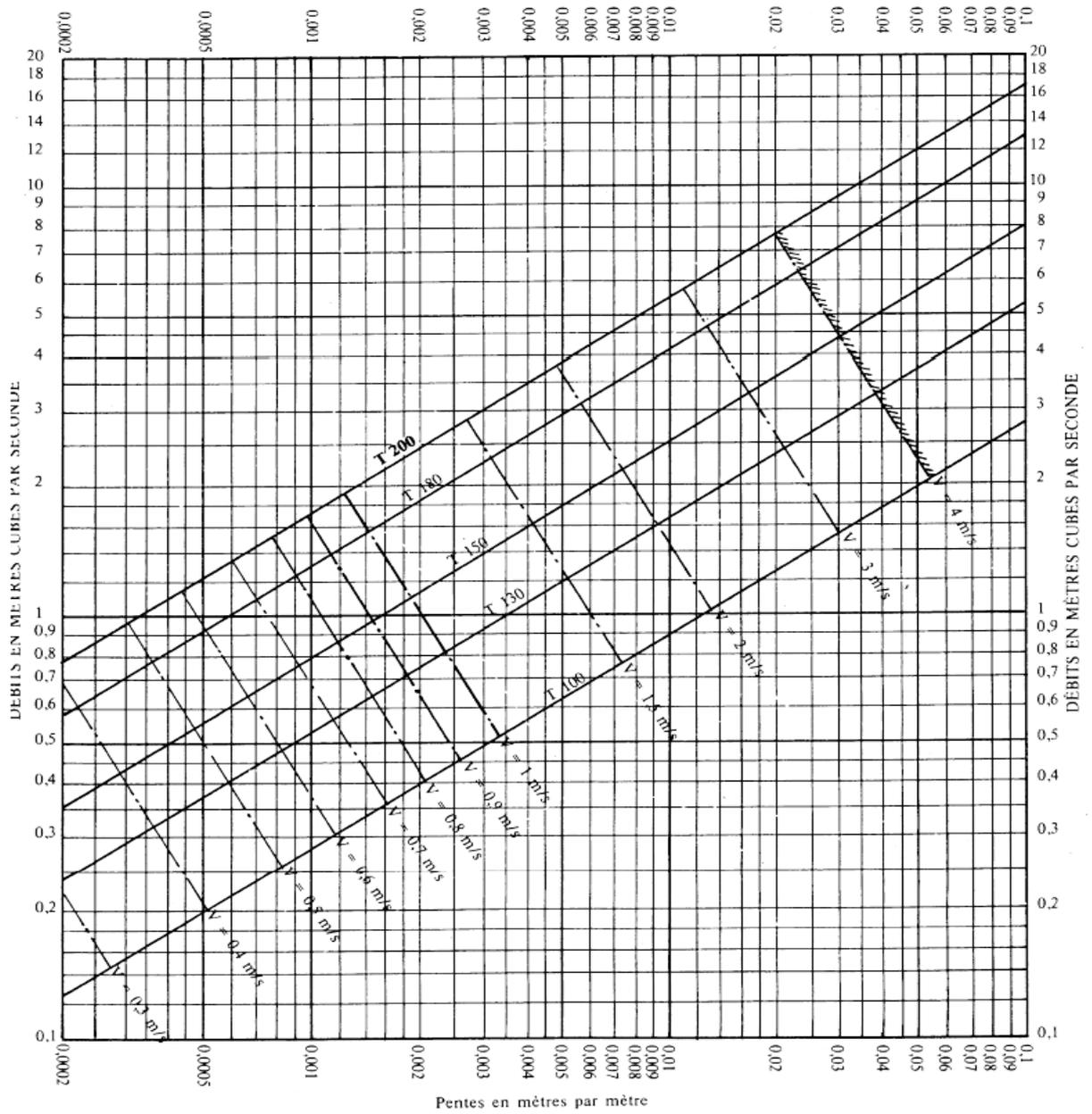


Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($\gamma = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

ABAQUE Ab. 4 b

Ab. 4b

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations ovoïdes)

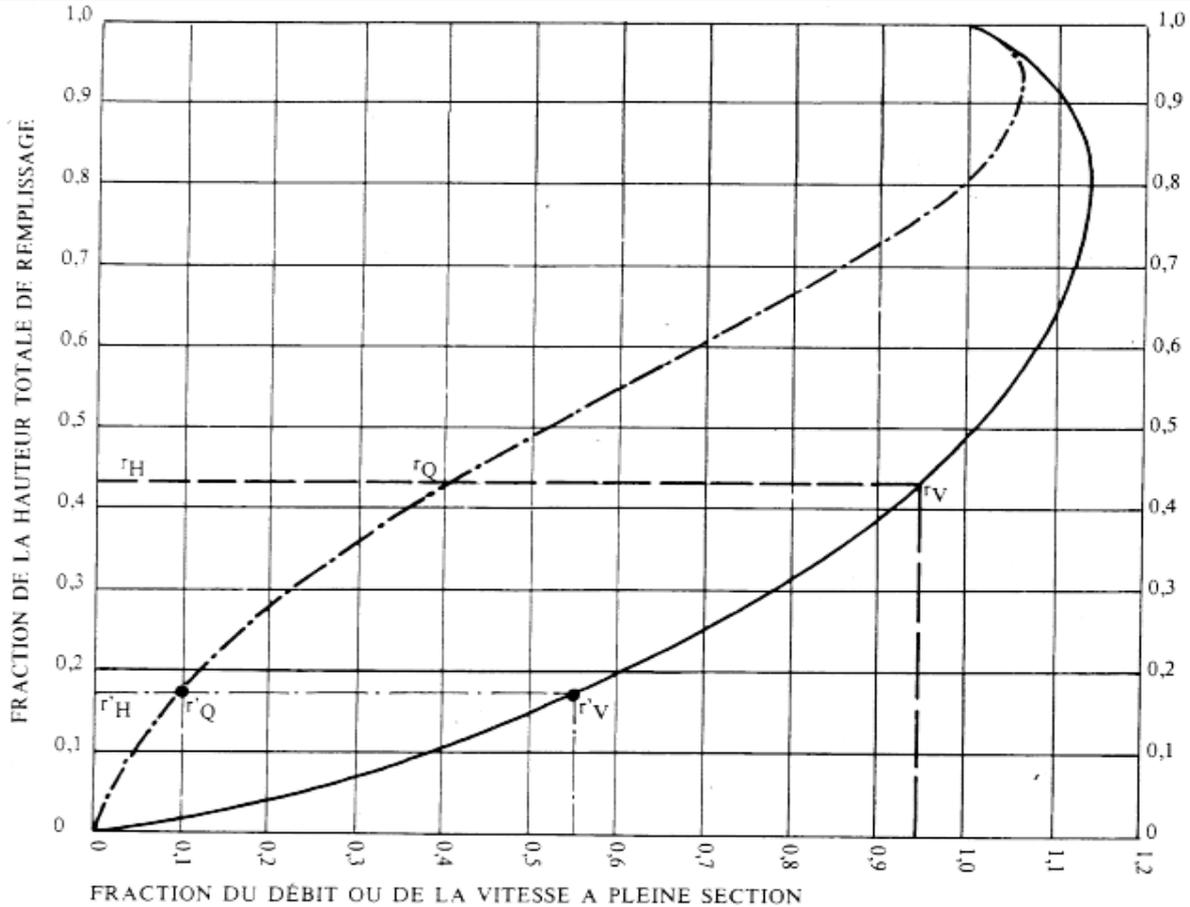


Nota. - La valeur du coefficient de Bazin à été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($\gamma = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

ABAQUE

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI.

Les abaques Ab. 3 et Ab. 4 (a et b) utilisés pour le choix des sections d'ouvrages, compte tenu de la pente et du débit, permettent d'évaluer la vitesse d'écoulement à pleine section.

Pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites, ou pour apprécier les possibilités d'autocurage, le nomogramme ci-dessus permet de connaître la vitesse atteinte en régime uniforme pour un débit inférieur à celui déterminé à pleine section.

Les correspondances s'établissent, soit en fonction de la fraction du débit à pleine section, soit en fonction de la hauteur de remplissage de l'ouvrage.

Exemples :

Pour $r_Q = 0,40$, on obtient $r_V = 0,95$ et $r_H = 0,43$.

Pour $Q_{PS}/10$, on obtient $r'_V = 0,55$ et $r'_H = 0,17$ (autocurage).

Nota. — Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport $r_Q = 1,00$ est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Le débit maximum ($r_Q = 1,07$) est obtenu avec $r_H = 0,95$.

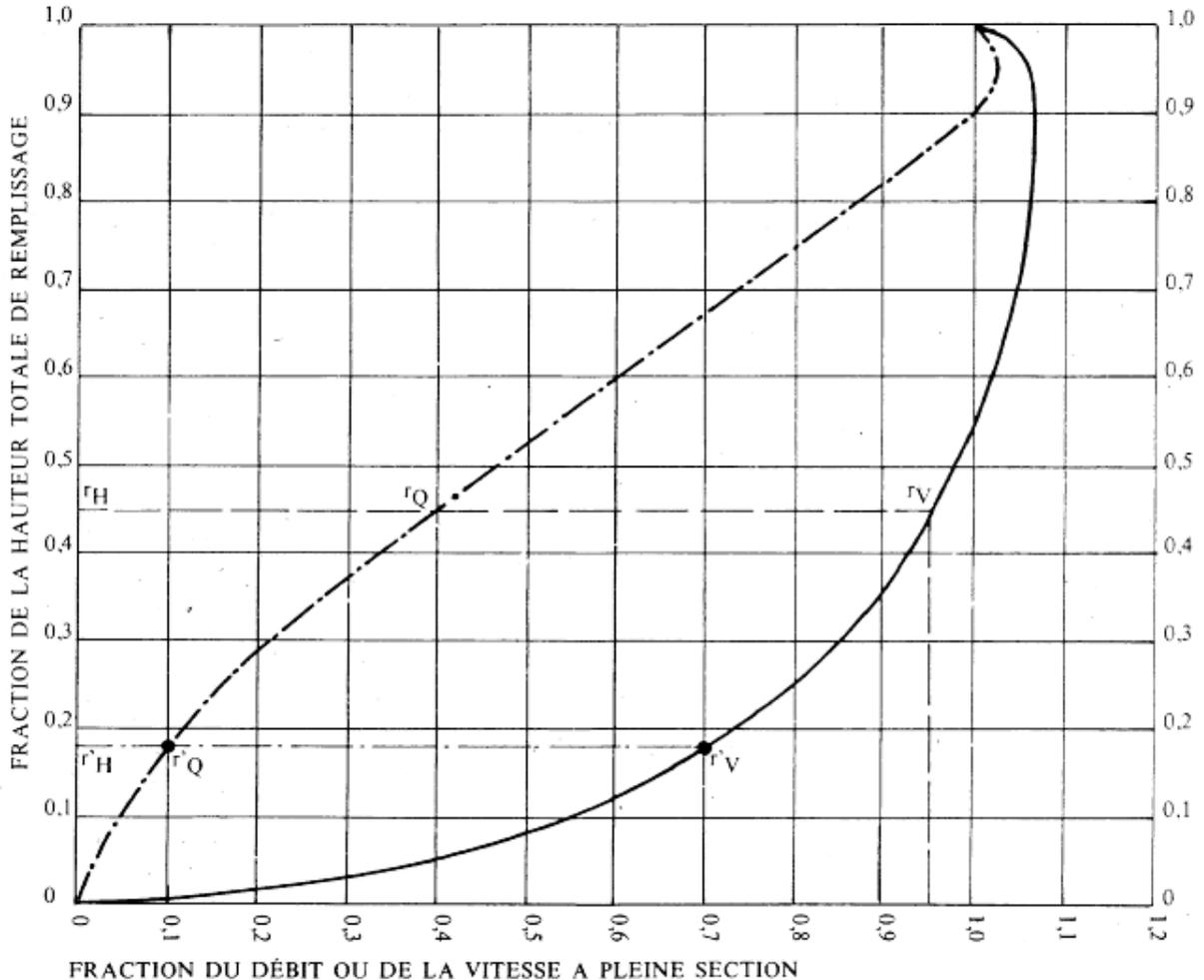
La vitesse maximum ($r_V = 1,14$) est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.

ABAQUE

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

b) Ouvrages ovoïdes normalisés



MODE D'EMPLOI.

Les abaques Ab. 3 et Ab. 4 (a et b) utilisés pour le choix des sections d'ouvrages, compte tenu de la pente et du débit, permettent d'évaluer la vitesse d'écoulement à pleine section.

Pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites, ou pour apprécier les possibilités d'autocurage, le nomogramme ci-dessus permet de connaître la vitesse atteinte en régime uniforme pour un débit inférieur à celui déterminé à pleine section.

Les correspondances s'établissent, soit en fonction de la fraction du débit à pleine section, soit en fonction de la hauteur de remplissage de l'ouvrage.

Exemples :

Pour $r_Q = 0.40$, on obtient $r_V = 0.95$ et $r_H = 0.45$.

Pour $Q_{PS}/10$, on obtient $r'_V = 0.70$ et $r'_H = 0.18$ (autocurage).

Nota. - Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport $r_Q = 1,00$ est obtenue avec $r_H = 0.90$.

Le débit maximum ($r_Q = 1,03$) est obtenu avec $r_H = 0.95$.

La vitesse maximum ($r_V = 1.07$) est obtenue avec $r_H = 0.90$.

Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.

Introduction :

Un réseau d'assainissement est composé de deux types d'ouvrages : les *ouvrages de transport des eaux (Ouvrages principaux)* et les *ouvrages annexes*.

Le transport des eaux résiduaires est assuré par :

- un réseau d'ouvrages ouverts ou en surface (caniveaux, rigoles ...) : ils servent à collecter et à transporter les eaux de pluie vers le réseau souterrain, et
- un réseau d'ouvrages fermés ou souterrains (en sous-sol : tuyaux circulaire, ovoïdes ...) : ils servent à transporter les EU et les EP vers le (ou les) exutoire (s).

IV.1. Les ouvrages annexes

Les ouvrages annexes ont une importance considérable dans l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout. Ils sont nombreux et obéissent à une hiérarchie de fonction très diversifiée: fonction de recette des effluents, de fenêtres ouvertes sur le réseau pour en faciliter l'entretien, du système en raison de leur rôle économique en agissant sur les surdimensionnements et en permettant l'optimisation des coûts.

Les ouvrages annexes sont considérés selon deux groupes : Les ouvrages normaux et Les ouvrages spéciaux.

1. Les ouvrages normaux

Les ouvrages normaux sont les ouvrages courants indispensables en amont ou sur le long des réseaux. Ils assurent généralement la fonction de recette des effluents ou d'accès au réseau.

A. Les bouches d'égout

Elles servent à l'absorption de l'eau de surface (Pluviale et de lavage des chaussées). Elles sont utilisées au point bas des caniveaux, soit dans le trottoir (Absorption du côté latéral), soit dans la chaussée (Absorption par le haut).

La distance entre les bouches d'égout est en moyenne de 50 m. La capacité hydraulique maximale d'une bouche d'égout est de 30 l/s. Il faut installer les bouches d'égout aux intersections de rues, juste en amont des passages pour piétons (Lakehal ; 2021).





Figure V 1 : Les bouches d'égout

B. Les caniveaux :

Les caniveaux sont des accessoires de la voirie, destinés à recueillir les eaux pluviales ruisselant sur le profil transversal de la chaussée et des trottoirs, et au transport de ces eaux jusqu'aux bouches à avaloir ou bouche à grille (Lakehal ; 2021).

- **Les caniveaux à grilles :**

Les caniveaux à grilles sont des ouvrages préfabriqués ouverts à leur partie supérieure et recouverts d'une grille ou coffrés et coulés en place avec dispositif de réservation pour la mise en place d'une grille. (Mota ; 2020).

Les caniveaux à grilles assurent à la fois le rôle d'avaloirs longilignes et d'ouvrages de transport. Ils remplacent les fossés pour recevoir les eaux de surface de la chaussée, mais ils ne les drainent pas. Ils peuvent être installés parfois à l'entrée de propriétés riveraines bâties pour éviter l'écoulement des eaux du domaine public vers le domaine privé et vice-versa (Mota ; 2020).



Figure V 2 : Les caniveaux à grilles

- **Les caniveaux à fente**

La fonction du caniveau à fente ne diffère pas de celle du caniveau à grille. Seule la largeur de la partie vue est plus discrète. L'architecture de nos espaces publics étant de plus en plus considérée comme espace d'art visuel et de vie, ces caniveaux permettent de récolter les eaux de ruissèlement de grandes places urbanisées ou voiries la plupart des fois piétonnes, sans imposer des grilles trop larges ou laides parfois. (Mota* ; 2020).

L'inconvénient de ce type de caniveau reste le fait que la fente ayant moins de possibilité d'assimiler les quantités d'eau de par sa largeur plus petite qu'une grille, demandera une distribution de caniveau plus importante sur la zone à récolter. (Mota* ; 2020).



Figure V 3 : Caniveau à fente sur terrasse en pavés préfabriqués

C. Les branchements :

Leur rôle est de collecter les eaux usées et les eaux pluviales d'immeubles. Un branchement

Comprend trois parties essentielles.

- Un regard de façade qui doit être disposé en bordure de la voie publique et au plus près de la façade de la propriété raccordée pour permettre un accès facile aux personnels chargés de l'exploitation et du contrôle du bon fonctionnement ;
- Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées inclinée à 45° par rapport à l'axe général du réseau public et suivant une oblique de 60° ;
- Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public (Doukhane, & Bensaïssa, 2015).

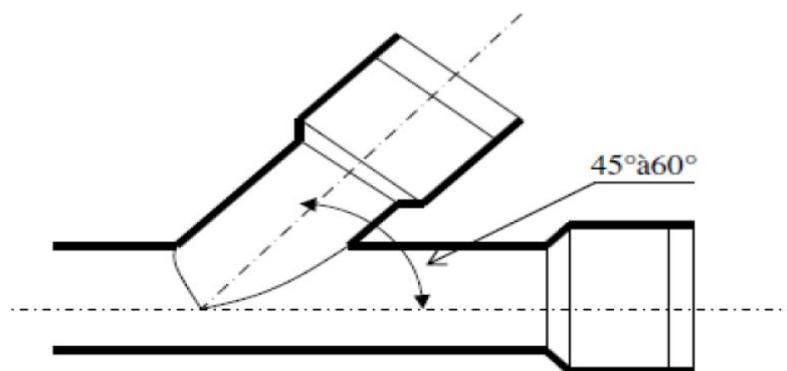


Figure V 4 : Les branchements

D. Les regards

Les regards sont les ouvrages d'accès au réseau. Ils permettent au personnel d'assurer l'entretien et la surveillance, ils assurent aussi l'aération du réseau. Les regards d'égout facilitent l'évacuation de gaz, parfois nauséabonds, toxiques et explosifs. On peut avoir plusieurs types à savoir :

- **Regards de visite :**

On prévoit les regards de visite pour pouvoir effectuer l'entretien et le curage régulier des canalisations. Ces regards le plus souvent composés d'éléments préfabriqués ont comme première fonction et la plus importante de permettre facilement l'accès aux réseaux. Ils ont une hauteur variable de un à plusieurs mètres et de diamètre 800 mm à plus de 1500 mm. Ils sont équipés d'échelons ou d'échelles afin de permettre aux ouvriers de descendre exécuter les travaux de maintenance ou de contrôle des réseaux. On les utilise pour les réseaux eaux pluviales ou les réseaux d'eaux usées (Mota ; 2020).

Ils sont généralement circulaires, cette forme permettant une meilleure répartition des efforts de contraintes. On les trouve aussi de format carré avec les mêmes équipements d'accès. Ils sont préfabriqués en béton ou en PEHD (circulaire). Ce dernier, à la différence des regards béton, nécessite un remblai en grave ciment voir béton maigre. Par contre son très faible poids est un avantage majeure pour la pose évitant ainsi tout engin de levage et une meilleure manutention en fond de fouille (Mota ; 2020).



Figure V 5 : Regard de visite en PEHD

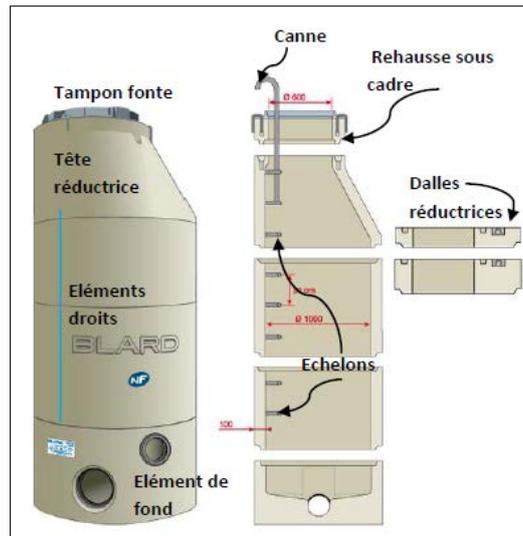


Figure V 6 : Regard de visite béton préfabriqué

- **Les regards à grille avaloir :**

Ce sont des regards qui permettent aux eaux de ruissèlements (eaux superficielles d'écoulements) sur les voiries d'être récoltées puis dirigées facilement vers le réseau d'eaux pluviales.

L'entonnement de l'avaloir peut être situé sur le même plan de la chaussée, dans ce cas il est recouvert d'une grille métallique destinée à arrêter les corps étrangers et à permettre le passage des véhicules, ou bien encastré dans une file de bordures de trottoir. (Mota ; 2020).

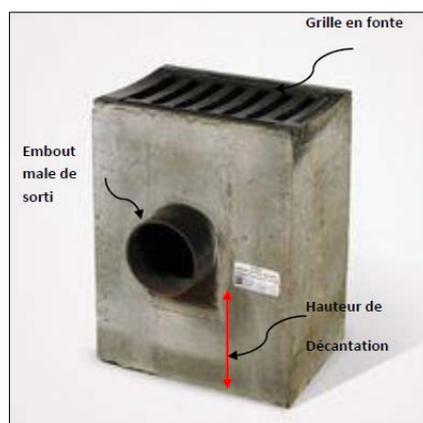


Figure V 7 : Nomenclature d'un ouvrage avaloir simple

- **Les regards de branchement ou boîtes d'inspection :**

Ce sont des ouvrages qui permettent d'inspecter l'état d'un réseau sans toutefois pouvoir y accéder physiquement. Ils sont circulaire ou carré, de section variable allant d'un 30/30

jusqu'au 60/60 (cotes en cm). Très souvent préfabriqués, car plus simple à mettre en œuvre, on peut aussi en rencontrer coffrés et coulés sur place. Ils sont fabriqués soit en béton, en PVC, en fonte ou en polyéthylène (Mota ; 2020).

La fonction d'un regard de branchement est de pouvoir raccorder au réseau existant public un réseau privé. Ce regard servira alors d'ouvrage de liaison, de raccordement et d'inspection entre le réseau privé et le réseau public (Mota ; 2020).



Figure V 8 : Les regards de branchement

- **Regards doubles**

Ce type de regards est utilisé pour le système séparatif. Nous devons prendre la précaution à ce que la conduite d'eau pluviale doit être à niveau supérieur à celui de la conduite des eaux usées. Ceci facilitera le passage des branchements au niveau de la 2^{ème} conduite, et évitera la contamination. Il est préférable que cet ouvrage soit visitable.

- **Regards de chute**

Ces regards de section carrée, sont utilisés essentiellement aux pourtours des habitations afin de récolter les eaux de pluie. En béton préfabriqué, coulé en place, ou PVC ils sont faciles à mettre en œuvre de par leur faible poids. (Mota ; 2020).



Figure V 9: Regard en PVC



Figure V 10 : Regard en béton

2. Les ouvrages principaux :

Les ouvrages principaux correspondant aux ouvrages d'évacuation des effluents vers le point de rejet ou vers la station d'épuration comprennent les conduites et les joints.

a) Les déversoirs d'orage :

Cet ouvrage interposé sur les réseaux de type unitaire est destiné à évacuer, en cas d'orage, le débit supplémentaire transitant dans le collecteur. Les eaux sont rejetées directement vers le milieu naturel, sans traitement, la dilution dans le milieu récepteur étant généralement importante. Le reste de l'effluent est dirigé vers la station d'épuration. (C.I.E.H., 1984).

On distingue (Mokadem, 2020) :

- Déversoir à seuil frontal.
- Déversoir à seuil latéral.
- Déversoir à double seuil latéral.
- Déversoir à orifice.
- Déversoir circulaire.
- Déversoir siphonoïde.
- Déversoir à vannage.

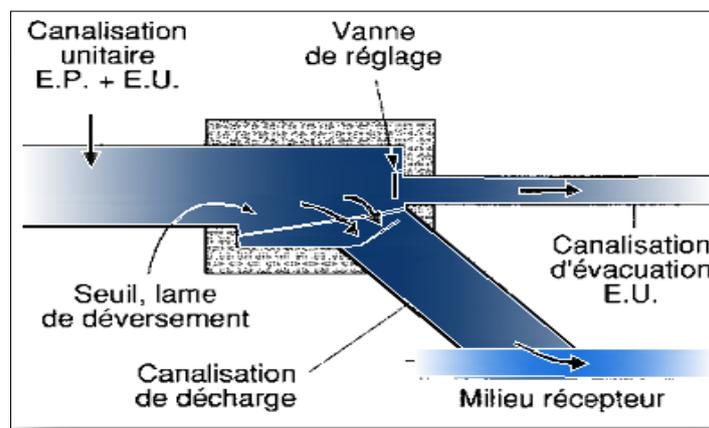


Figure V 11: Déversoir d'orage

b) Station de pompage (Poste de relèvement des eaux d'égout) :

Ce sont des appareils destinés à élever les eaux d'un niveau à un autre, soit pour contourner les difficultés provenant du franchissement d'un obstacle, soit pour modifier des conditions devenues économiquement inacceptables ou des conditions incompatibles physiquement avec les données d'aval.

- Les postes de relèvement sont destinés à relever, pratiquement sur place, et à faible hauteur les eaux d'un collecteur devenu trop profond, par le moyen de pompes centrifuges à canaux ou a vortex» de vis d'Archimède, d'éjecteurs ou d'émulseurs.
- Les postes de refoulement sont destinés à forcer le transport des effluents d'un point à un autre, souvent sur de grandes distances avec des dénivellations parfois élevées moyennant une mise en pression pour vaincre les pertes de charge à l'intérieur des conduites de transport. Les pompes utilisables en l'occurrence sont essentiellement des pompes centrifuges (C.I.E.H; 1984).

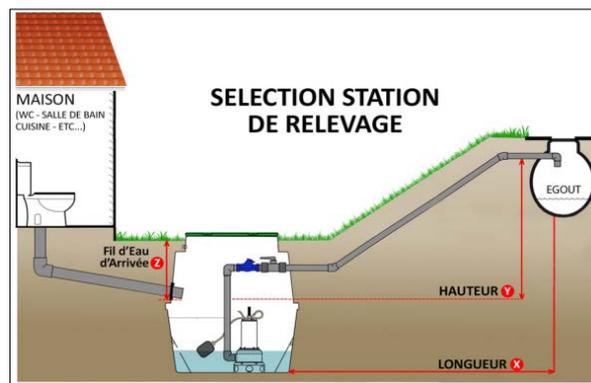


Figure V 12: Station de relèvement

c) Bassins de retenue des eaux pluviales :

Les bassins de retenue ou de rétention établis en système unitaire, ont pour rôle de retenir la fraction la plus polluée de l'écoulement par stockage des premiers flots d'orage pour la traiter ensuite. Le bassin étant rempli, l'excédent est rejeté sans traitement au moyen d'un déversoir. L'eau emmagasinée est ensuite reprise à débit constant par la station d'épuration. Situé en amont immédiat de la station d'épuration, l'ouvrage est en fait la combinaison d'un bassin de retenue et d'un déversoir d'orage. (C.I.E.H., 1984)



Figure V 13 : Bassins d'orages

d) Grilles de retenue :

Les grilles servent à retenir les matières les plus grossières charriées par l'eau qui pourraient nuire à l'efficacité du traitement. Elles se composent de grilles à barreaux placées en biais dans le canal et sont en fer plat simple ou profilé ou bien en fer rond. Ces ouvrages sont très efficaces en amont des bassins de dessablement, des déversoirs d'orage et des stations de relevage (Bendida, 2019).

e) Dessableurs :

Ce sont des ouvrages qui doivent être placés à l'aval des collecteurs secondaires pour ne pas laisser les sables déboucher dans les collecteurs principaux, pour ne pas éroder les parois et pour éviter les fermentations des éléments végétaux (Bendida, 2019).

Les dessableurs sont toujours placés à l'aval des grilles et à l'amont des décanteurs primaires dans les stations d'épuration, au niveau du siphon à point bas ; et à l'amont des déversoirs d'orage (Bendida, 2019). Il pourra néanmoins être nécessaire de les placer sur le réseau d'assainissement pour la protection des ouvrages contre (Bendida, 2019) :

- Le frottement au niveau des collecteurs et pompes.
- Les pertes en volume utilisables dues aux dépôts qui se forment rapidement.

f) Bassin de décantation :

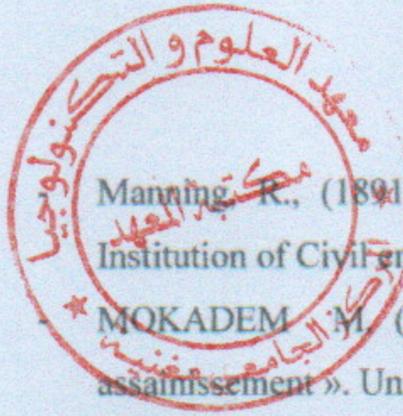
La décantation est un procédé physique qui consiste à éliminer les matières en suspension ou flottantes des eaux d'égout brutes. Dans une usine d'épuration, on utilise le terme "boues primaires". Ce terme s'applique à une décantation primaire avant le traitement biologique. Nous parlons de boues tertiaires pour toutes les boues qui sont récupérées dans un ouvrage de traitement tertiaire,

Conclusion :

Cette partie de cours est intéressé à la description des Ouvrages annexes du réseau d'assainissement.

Référence bibliographique :

- Afir D et Mezaoua, (1984), « Application et dimensionnement d'un procédé de coagulation-floculation pour le traitement des eaux résiduaires de la papeterie de Baba Ali », mémoire d'ingénieur, école nationale de polytechnique.
- Baumont S, Camard J-P, Lefranc A, Franconi A, (2004). Réutilisation des eaux usées: risques sanitaires et faisabilité en Île-de-France. Rapport ORS,
- Bazin, H., Etude d'une nouvelle formule pour calculer le débit des canaux découverts, Mémoire n°41, Annales des ponts et chaussées, Vol.14, ser.7, 4ème trimestre, p.20-70, 1897.
- BENDIDA A. (2019). Polycopié Pédagogique (Cours) Intitulé : "Assainissement". Université TAHRI Mohamed, Béchar.
- Bennis Saad, (2007). "Hydraulique et hydrologie", Edition Multimondes,
- C.I.E.H;. (1984). Conception générale des système d'assainissement urbain dans le contexte africain.
- Carlier M. (1986). Hydraulique générale et appliquée. Eyrolles,
- Coste C., Loudet M. (1980) Guide de l'assainissement en milieu urbain et rural. Concevoir-Réaliser-Exploiter-Gérer. Collection moniteur technique. Edition du Moniteur, Paris (France) 415 p
- Coste C., Loudet M. (1980) Guide de l'assainissement en milieu urbain et rural. Concevoir-Réaliser-Exploiter-Gérer. Collection moniteur technique. Edition du Moniteur, Paris (France) 415 p
- DOUKHANE, & BENSALISSA. (2015). Etude du Réseau D'assainissement de village EL DBIL W. de M'sila. M'sila: U.Bejaia
- DUPONT A, (2005), Hydraulique urbaine tome I: Captages – Réseaux d'adduction – Réservoirs -Réseaux de distribution – Equipements -Pompes – Petites centrales hydrauliques, Edition Eyrolles.
- Eckenfelder W.W, (1982). Gestion des eaux usées urbaines et industrielles. Ed. Lavoisier. Paris
- GOMELLA, C., GUERREE, H., (1986), « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1), Edition Eyrolles, Paris.
- Guide technique des travaux d'assainissement des lotissements et des ensembles immobiliers. (2008) ; Direction assainissement et environnement « division techniques d'assainissement »
- Henry M, (1978) ;mémento d'assainissement : mise en service entretien et exploitation des ouvrage d'assainissement ; troisième Edition, édition EYROLLES. Paris.
- Lakehal M . (2021), polycopie du cours assainissement université badji Mokhtar Annaba
- Laurent P. (2009), patrice mériaux ; Retenues d'altitude, Edition quae, ; France.



- Manning R., (1891); On the flow of water in open channels and pipes. Transactions, Institution of Civil engineers of Ireland, Vol.20, p.161-207, Dublin.
- * MOKADEM M. (2020). Assainissement Urbain et initiation au logiciel « COVADIS assainissement ». Université des Sciences et de la Technologies d'Oran.
- Monnier E. (1994) Diagnostic permanent en réseau d'assainissement : Mesures et calculs sur sites pilotes de la Région Ouest. Diplôme d'ingénieur de ENGEES (Strasbourg), (France)
 - MOTA P; (2020). Fiche Technique FT S7.8.5 Les ouvrages annexes - 1ère Partie - Les regards. Assemblage et pose d'éléments de réseaux
 - MOTA P; (2020) ;Fiche Technique FT S7.8.5 Les ouvrages annexes 2ème Partie – Caniveaux à grilles, à fente, descentes d'eau, traversées, têtes d'aqueduc et de ponts
 - Rapport mondiale sur la valorisation des eaux usées ; Organisation des Nations unies (ONU), (2017).
 - Rejesk, F, (2002), « Analyse des eaux ; aspects réglementaires et techniques » ; centre régional de documentaires techniques pédagogique d'aquitaine
 - Rodier J, (2009). « (L'analyse de l'eau » 9^{ème} édition, Dunond, Paris,
 - Rodier J., Bazin C, Chanbon P, Broutin J.P, Champsaur H., et Rodi L, (1996). L'analyse de l'eau : eaux naturelles, eaux résiduaires et eaux de mer. 8^{ème} Ed. Dunod, Paris
 - SATIN M, SELMI B, Bourrier R, (2010) , Guide technique de l'assainissement , édition le Moniteur, France Edition Le Moniteur