

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

**Université des Sciences et de la Technologie d'Oran
Mohamed BOUDIAF**



Faculté d'Architecture et de Génie Civil

Département d'Hydraulique

Polycopié de cours

Assainissement urbain

**Dimensionnement et exploitation des réseaux
d'assainissement**

Dr. Samira BABA HAMED

AVANT-PROPOS

L'assainissement urbain est une discipline incontournable dans le domaine de l'environnement et de la santé publique. En effet, l'assainissement a une place déterminante dans la compréhension, le dimensionnement et l'analyse des systèmes d'évacuation des eaux usées et pluviales. De plus, le contrôle de ces systèmes nécessite des connaissances précises du terrain qui oblige le concepteur et l'exploitant à une maîtrise poussée du fonctionnement hydraulique des ouvrages et de la technique de conception et de pose des réseaux d'assainissement.

Ce cours est destiné aux étudiants de la troisième année Licence et la première année Master de la filière hydraulique. L'objectif de ce polycopié est de fournir les bases nécessaires à la compréhension et aux calculs des réseaux d'assainissement impliquant ainsi plusieurs phénomènes telles que la pluviométrie, la topographie et la démographie. La population qui est en constante expansion nécessite l'extension ou la projection de nouveaux réseaux d'assainissement. Le rôle de l'assainissement prévoit aussi une épuration des eaux usées et leur rejet sans provoquer de nuisances pour l'environnement, soulignant ainsi le lien étroit coexistant entre l'assainissement et la santé publique

Les différents chapitres de ce cours sont décrits dans les paragraphes suivants :

Le premier chapitre est consacré à la description et aux caractéristiques des eaux rejetées (usées et pluviales). Le second chapitre est scindé en deux parties, la première partie discute des différents réseaux et schémas d'assainissement collectif. Tandis que la deuxième partie propose des solutions temporaires ou définitives dans le cas de l'absence du réseau public par la conception des dispositifs individuels d'assainissement, En troisième chapitre, l'évaluation des débits des eaux usées est déterminée ainsi que le calcul du débit des eaux pluviales par les méthodes rationnelle et superficielle. Le chapitre quatre traite du dimensionnement des réseaux d'assainissement et de la vérification des conditions d'écoulement qui sont l'autocurage et la hauteur de remplissage dans les conduites, nécessaires pour la sécurité du réseau et à l'évacuation correctes des eaux rejetées.

Le cinquième chapitre est dédié au dimensionnement des ouvrages annexes qui permettent un bon fonctionnement du réseau et le transport des effluents pollués vers la station d'épuration. Le dernier chapitre est consacré à l'exploitation et à la gestion du réseau d'assainissement qui est le garant d'un bon fonctionnement du réseau, par conséquent une protection de la santé publique et de l'environnement sur le long terme.

SOMMAIRE

AVANT-PROPOS	1
CHAPITRE I. CARACTERISTIQUES GENERALES DES EAUX EVACUEES	7
I Notions générales sur l'assainissement	7
I.1 But de l'assainissement	7
I.2 Nature des eaux à évacuer	7
I.2.1 Premier groupe : les eaux de ruissellement	7
I.2.2 Deuxième groupe : Les eaux usées	7
I.3 Le réseau d'assainissement.	8
I.4 La station d'épuration : STEP	8
I.5 Le rejet	8
II Caractéristiques des eaux à évacuer	9
III Classification des eaux.	9
III.1 Les eaux de ruissellement.	9
III.2 Les eaux usées.	9
III.2.1 Les eaux usées domestiques.	9
III.2.2 Les eaux usées industrielles	10
IV Caractéristiques sanitaires des différents types des eaux usées	10
IV.1 Qualités des eaux usées domestiques	10
IV.1.1 Caractères physico-chimiques	10
IV.1.2 Caractères biologiques.	11
IV.2 Qualités des eaux usées industrielles.	11
IV Conclusion	12
CHAPITRE II	13
ASSAINISSEMENT COLLECTIF ET INDIVIDUEL	13
A. Système d'assainissement collectif	13
I Introduction	13
II Différents systèmes de réseaux	13
II.1 Le système unitaire.	13
II.2 Le système séparatif.	14
II.3 Le système pseudo-séparatif.	14
II.4 Le système mixte.	15
II.5 Le système composite.	15
II.6 Les systèmes particuliers.	15
II.6.1 Systèmes sous pressions	15
II.6.2 Système sous vide	16
II.6.3 Système spécialisé.	16
III Le choix du réseau.	17
III.1 Système unitaire : « le tout à l'égout ».	17
III.2 Le système séparatif.	18
III.3 Le système pseudo-séparatif	18
III.4 Le système composite.	18
III.5 Les systèmes sous pressions et sous vide.	18
III.6 Le système spécialisé.	18
IV. Schéma général d'évacuation	19
IV.1 Schéma perpendiculaire	19
IV.2 Schéma par déplacement latérale	19
IV.3 Schéma de collecteur par zone étagée	20
IV.4 Schéma radial	20
V Principe du tracé des collecteurs.	22

VI Les ouvrages du réseau	22
VI.1 Les ouvrages principaux du réseau.	23
VI.1.1 Les tuyaux du type circulaire.	23
VI.1.2 Les tuyaux du type ovoïdes.	23
VI.2 Les ouvrages annexes	24
VI.2.1 Les regards	24
VI.2.2 Les boîtes de branchement	25
VI.2.3 Les caniveaux	26
VI.2.4 Les avaloirs.	26
VI.2.5 Le siphon.	27
VI.2.6 L'exutoire	27
B. DISPOSITIFS INDIVIDUELS D'ASSAINISSEMENT	28
I Introduction	28
II La fosse septique.	29
II.1 Principe de fonctionnement de la fosse septique	29
II.2 Principe de l'épandage	30
III La fosse chimique.	30
IV La fosse digestion - décantation	31
V La fosse étanche	31
VI La destination des boues	32
VII. Conclusion	32
CHAPITRE III	33
EVALUATION DES DEBITS A COLLECTER	33
I Introduction	33
II Evaluation des débits des eaux usées.	33
II.1 Détermination du débit journalier moyen domestique.	33
II.2 Détermination du débit moyen des eaux usées.	34
II.3 Détermination du débit maximal des eaux usées.	34
Applications sur l'évaluation du débit des eaux usées (moyen et maximal)	35
III Evaluation des débits des eaux pluviales	39
III.1 Paramètres caractéristiques de la pluie	39
III.2 Méthodes d'évaluation des débits pluviaux.	40
IV Méthodes de calculs des eaux pluviales	43
IV.1 La méthode rationnelle.	43
IV.1.1 Principe.	43
IV.1.2 Formules utilisées	43
IV.1.3 Courbes IDF (intensité-durée-fréquence)	45
IV.1.4 Estimation des Courbes IDF dans l'Algérie du Nord	49
Applications de la méthode rationnelle	52
IV.2 La méthode superficielle.	55
IV.2.1 Principe de la méthode	55
IV.2.2 Paramètres utilisés dans le modèle de Caquot.	57
IV.2.3 Limites d'application du modèle de Caquot.	60
Applications de la méthode superficielle	60
CHAPITRE IV	65
CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT	65
I Introduction.	65
II Paramètres de dimensionnement du réseau.	65
II.1 Rappels des formules.	65
II.2 Mode d'emplacement de la conduite.	67
III Détermination du diamètre et autres paramètres du réseau.	67
Application sur le calcul hydraulique du réseau d'assainissement	68
IV Calcul d'un réseau d'assainissement	71
IV.1 Estimation des débits	71
IV.1.1 Etude du réseau unitaire	71

IV.1.2 Etude du réseau séparatif. _____	73
IV.1.3 Etude du réseau pseudo-séparatif. _____	75
IV.2 Profondeur des ouvrages et matériaux utilisés. _____	75
V Profil en long _____	76
Application sur le calcul des profondeurs, cotes projets et cotes fond de fouille. _____	77
VI. Conclusion. _____	79
CHAPITRE V _____	80
LES OUVRAGES ANNEXES DES RESEAUX _____	80
D'ASSAINISSEMENT _____	80
I Introduction _____	80
II Le regard de ventilation _____	80
III Bassin de dessablement _____	81
III.1 Définition _____	81
III.2 Principe de dessablement _____	81
III.3 Méthode de dimensionnement _____	81
IV Le siphon _____	84
V Le déversoir d'orage. _____	85
V.1 Conception générale. _____	85
V.1.1 Explication du schéma _____	85
IV.1.2 Dimensionnement des déversoirs d'orage. _____	87
V.2.2 Formules générales des déversoirs. _____	89
V.2 Choix du déversoir _____	91
Application sur le dimensionnement du déversoir d'orage. _____	91
VI Les regards de chasses. _____	93
VII Les postes de crues. _____	95
VIII Les bassins de retenue _____	96
VIII.1 Définition _____	96
VIII.2 Méthode de dimensionnement _____	96
IX. Conclusion _____	99
CHAPITRE VI _____	100
EXPLOITATION ET GESTION DU RESEAU _____	100
D'ASSAINISSEMENT _____	100
I Introduction. _____	100
II Principe d'exploitation et de gestion du réseau. _____	100
III Contrôle et diagnostic du réseau. _____	102
III.1. Méthodes de diagnostic _____	102
III. 2 Les puits de contrôle _____	104
IV Entretien du réseau _____	105
IV.1 Méthodes d'entretien. _____	105
IV.2 Fréquence de contrôle et d'entretien _____	106
Ouvrages _____	106
V Principe de gestion du réseau d'assainissement. _____	107
V.1 Principe _____	107
V.2 Niveaux de gestion _____	107
VI Conclusion _____	108
Références bibliographiques. _____	109
Annexe _____	111

LISTE DES FIGURES

Chapitre I. Caractéristiques générales des eaux évacuées

Figure 1. 1. Modèle réduit d'un réseau d'assainissement (photo prise par l'auteur en 2011 à la Souterraine – Office internationale de l'eau – Limoges)	8
Figure 1. 2. Schéma général d'assainissement	8

Chapitre II. Assainissement collectif et individuel

Figure 2. 1. Schéma de principe d'un réseau unitaire	13
Figure 2. 2. Schéma de principe d'un réseau séparatif	14
Figure 2. 3. Schéma de principe d'un réseau pseudo-séparatif	15
Figure 2. 4. Principe de l'Aéro-éjecteur	16
Figure 2. 5. Schéma perpendiculaire	19
Figure 2. 6. Schéma par déplacement latéral	19
Figure 2. 7. Schéma de collecteur par zone étagée	20
Figure 2. 8. Schéma radial	20
Figure 2. 9. Récapitulatif des différents schémas d'évacuation (Kerloch et Bruno)	21
Figure 2. 10. Tuyau de type circulaire (Catalogue technique – Alcahyd)	23
Figure 2. 11. Tuyau de type ovoïde (Catalogue technique Hobas)	24
Figure 2. 12. Schéma d'un regard	25
Figure 2. 13. Boîte de branchement (http://www.dinan-agglomeration.fr)	25
Figure 2. 14. Les caniveaux	26
Figure 2. 15. Les grilles avaloires (a) Document technique Agbar)	26
Figure 2. 16. Exutoire vers le milieu naturel (Photographies de terrain)	28
Figure 2. 17. La fosse septique (Document technique- Assainissement)	29
Figure 2. 18. Fosse digestion-décantation	31

Chapitre III. Evaluation des débits à collecter

Figure 3. 1. Bassin versant	43
Figure 3. 2. Courbe des pluies cumulées (Kasmi,2013)	46
Figure 3. 3. Hyétogramme (Kasmi, 2013)	46
Figure 3. 4. Courbe IDF	47
Figure 3. 5. Grille des précipitations journalières décennales à la maille régulière de 1kilomètre	50
Figure 3. 6. Grille des gradex des précipitations journalières décennales à la maille régulière de 1kilomètre	50
Figure 3. 7. Grille du coefficient de Montana à la maille régulière de 1kilomètre	51
Figure 3. 8. Grille du coefficient correctif de Weiss à la maille régulière de 1kilomètre	51
Figure 3. 9. Données et résultats graphiques issus de la procédure adoptée par l'ANRH	52
Figure 3. 10. Assemblage de deux bassins en séries	58
Figure 3. 11. Assemblage de deux bassins en parallèles	58

Chapitre IV. Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Figure 4. 1. Mode d'emplacement de la conduite	67
Figure 4. 2. Regards et tronçon d'un collecteur	76

Chapitre V. Les ouvrages annexes des réseaux d'assainissement

Figure 5. 1. Regard et cheminée de ventilation	80
Figure 5. 2. Schéma du principe de dessablement	82

Figure 5. 3. Schéma de passage en siphon avec puits verticaux	84
Figure 5. 4. Schéma de passage en siphon avec puits inclinés	84
Figure 5. 5. Le déversoir d'orage (Pronost et al, 2002)	85
Figure 5. 6. Fonctionnement du déversoir d'orage	86
Figure 5. 7. Principe du déversoir et ses différentes caractéristiques hydrauliques	89
Figure 5. 8. Schéma de principe du déversoir frontal	89
Figure 5. 9. Schéma du déversoir latéral	90
Figure 5. 10. Etapes de fonctionnement d'un regard de chasse (Hydroconcept–Hydroflush)	94
Figure 5. 11. Principe de fonctionnement des postes de crue (https://www.siaap.fr/)	95
Figure 5. 12. Bassin de rétention	96

Chapitre VI .Exploitation et gestion du réseau d'assainissement

Figure 6. 1. Débordement de regard (Photographie de terrain)	101
Figure 6. 2. Vidange des regards (Photographie de terrain)	102
Figure 6. 3. Fiche technique d'un regard de tête	103
Figure 6. 4. Puits de contrôle (Document technique AGBAR)	104
Figure 6. 5. Caméra de surveillance des canalisations	106

CHAPITRE I. CARACTERISTIQUES GENERALES DES EAUX EVACUEES

I Notions générales sur l'assainissement

L'assainissement urbain consiste à évacuer des rejets liquides provenant des habitations (eau domestiques), des usines (eaux industrielles) et des eaux de ruissellement (eaux pluviales et eaux de lavage des routes et des voitures) à l'aide d'un réseau d'évacuation. Ces eaux seront rejetées dans l'environnement après leurs passages dans la station d'épuration pour préserver l'environnement et la santé publique.

I.1 But de l'assainissement

L'établissement d'un réseau d'assainissement dans une agglomération obéit à trois critères principaux :

- 1- assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher leur pénétration dans les immeubles, à permettre une circulation aisée dans les rues en temps de pluie et à éviter toute stagnation dans les points bas après les averses.
- 2- assurer l'élimination des eaux usées, eaux ménagères (cuisines, salle de bain et buanderie), eaux vannes (eau des WC), eaux résiduaires industrielles
- 3- préserver l'environnement et la santé publique

I.2 Nature des eaux à évacuer

Les eaux à évacuer se répartissent en deux groupes :

I.2.1 Premier groupe : les eaux de ruissellement

Ces eaux comprennent :

- Les eaux pluviales
- Les eaux de rinçage des rues
- Les eaux de lavage des voitures

I.2.2 Deuxième groupe : Les eaux usées

Ces eaux comprennent :

- Les eaux usées domestiques
- Les eaux usées industrielles

1.3 Le réseau d'assainissement.

Il est constitué par :

- des tuyaux circulaires de diamètres différents ou des tuyaux ovoïdes. Par degré, les tuyaux sont classés en collecteur principal, secondaire, tertiaire, quaternaire ...
- les ouvrages annexes du réseau



Figure 1. 1. Modèle réduit d'un réseau d'assainissement (photo prise par l'auteur en 2011 à la Souterraine – Office internationale de l'eau – Limoges)

1.4 La station d'épuration : STEP

La STEP est un dispositif dont le rôle est d'épurer les eaux à l'aide d'installation de traitement des eaux. Après épuration, l'eau sera rejetée en milieu récepteur.

1.5 Le rejet

Les eaux évacuées sont rejetées en milieu naturel. Le rejet peut être la mer, l'oued ou un fossé.

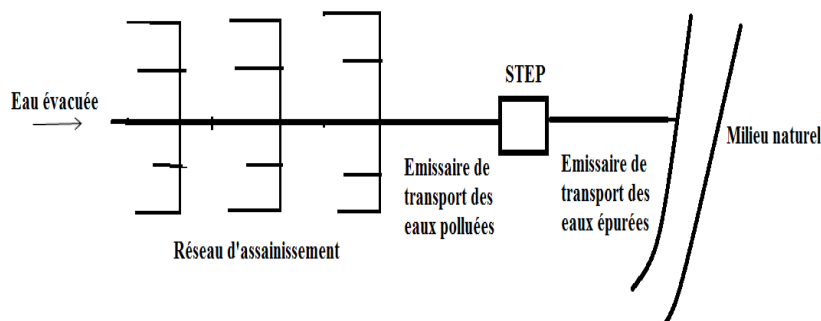


Figure 1. 2. Schéma général d'assainissement

II Caractéristiques des eaux à évacuer

L'activité urbaine et ménagère dégage des eaux plus ou moins chargées comme le démontre le tableau 1.1.

Tableau 1.1 les éléments contenus dans les eaux usées

Eau usée : activité industrielle	Eau usée : activité ménagère	Eau pluviale : activité urbaine
Dépend du type d'industrie	Sables provenant des lavages	Sable et graviers
	Déchets végétaux (légumes)	Poussières
	Déchets animaux (viandes)	Branches et feuilles mortes
	Graisses et huiles	Hydrocarbures
	Détergeant (javel, omo)	Huiles de vidange
	Papier, plastique etc.	goudron
	Produits chimiques	Objets de toutes natures
	Objet de toute nature	

III Classification des eaux.

III.1 Les eaux de ruissellement.

Dans les eaux de ruissellement, on tient compte des eaux pluviales parce qu'on peut les évaluer en fonction des facteurs pluviométriques et hydrologiques.

III.2 Les eaux usées.

Les eaux usées se répartissent en deux principaux groupes :

- les eaux usées d'origine domestique
- les eaux usées d'origine industrielle

III.2.1 Les eaux usées domestiques.

Les eaux usées domestiques comprennent :

- les eaux ménagères
- les eaux vannes

a. les eaux ménagères.

Ce sont les eaux de vaisselle, de cuisine, de lavage, de bain, de douche et de baignoire.

Ces eaux sont évacuées par les éviers, les lavabos et les baignoires.

b. les eaux vannes

Ce sont les eaux des WC (urines et matières fécales). Chaque toilette consiste en un WC et un appareil de rinçage. On distingue :

- le système à réservoir incorporé en bas et en haut
- le système à robinet
- le système avec chasse d'eau
- Les eaux vannes contiennent de la matière fermentescible donc il faut les rejeter rapidement en milieu naturel après épuration

III.2.2 Les eaux usées industrielles

Ces eaux proviennent des usines de fabrication ou de transformation. Selon le type d'industrie, les déchets rejetés peuvent être toxiques pour l'homme, la faune et la flore. Il est recommandé de traiter sur place ces eaux avant de les rejeter dans le réseau d'assainissement.

IV Caractéristiques sanitaires des différents types des eaux usées

Les eaux usées constituent un effluent pollué et nocif, l'étude concerne le point de vue biologique et physico-chimique.

IV.1 Qualités des eaux usées domestiques

IV.1.1 Caractères physico-chimiques

Les eaux usées renferment :

- Des matières minérales
- Des matières organiques

a- Les matières minérales

Les matières minérales constituent le résidu sec après chauffage de l'ensemble des matières recueillies après évaporation. Elles ne sont pas dangereuses : MES500, c'est à dire une température de 500 °C environ est nécessaire pour calciner ces matières

b- Les matières organiques

Les matières organiques sont celles qui sont volatilisés lors du chauffage dans les mêmes conditions. IL existe en quantité très faible ou même à l'état de traces : les éléments qui jouent un rôle important dans les processus de dégradation ou d'assimilation (exemple S, Fe, Cu, P) ce sont des MVS matières volatiles en suspension

Ces matières se présentent sous trois formes dans les eaux usées domestiques :

- Matières en suspension vraies décantables en 2 heures MESD
- Matières en suspension non décantables en 2 heures soit en raison de leurs granulométries très fines, de leur densité voisine de l'eau ou encore de leur état colloïdal
- Matières dissoutes

L'analyse granulométrique donne :

Etat colloïdal = 1micron

Etat dissous < 0.1 micron

Etat en suspension > 1 micron

Etat décantable > 100 microns

IV.1.2 Caractères biologiques.

Les eaux usées contiennent tous les germes des matières fécales y compris les germes pathogènes qui disparaissent plus ou moins vite par concurrence vitale

Il est recommandé à l'intérieur d'un établissement hospitalier de procéder à la séparation des eaux usées et des eaux pluviales

Les eaux ménagères sont à l'origine de certains apports de produits qui en quantité très faible peuvent jouer un rôle très important et souvent nocif dans le déroulement des opérations d'épuration (détergent, hydrocarbure).

IV.2 Qualités des eaux usées industrielles.

Les eaux usées industrielles sont extrêmement variées selon le genre d'industrie. Elles contiennent des substances pouvant être acides, corrosives ou entartrante. Parfois la température élevée aggrave ces paramètres.

Les eaux usées doivent répondre aux exigences suivantes :

- 1- les eaux ne doivent pas être trop chaudes
- 2- température à respecter $t < 30$ ou 35 degrés

- 3- elles ne doivent pas contenir des éléments corrosifs comme les acides, les bases qui attaquent les matériaux de construction
- 4- les eaux usées ne doivent pas contenir des matières solides qui peuvent détériorer par frottement les parois des canalisations
- 5- elles ne doivent pas dégager une odeur insupportable
- 6- elles ne doivent pas contenir des matières volatiles qui empoisonnent l'air des canalisations
- 7- elles ne doivent pas contenir des matières toxiques ou radioactives qui rendent plus difficile leur traitement dans les stations d'épuration
- 8- elles ne doivent pas nuire à la santé des surveillants des stations d'épuration

IV Conclusion

La caractérisation des eaux à évacuer permet de connaître les éléments contenus dans les eaux usées, et par conséquent de mettre le point sur le système de d'épuration. Le but recherché est d'éviter l'augmentation de la pollution du milieu récepteur qui selon les hygiénistes a déjà atteint des seuils alarmants

CHAPITRE II

ASSAINISSEMENT COLLECTIF ET INDIVIDUEL

A. Système d'assainissement collectif

I Introduction

L'évacuation des eaux usées domestiques industrielles et pluviales peut se faire au moyen de deux systèmes principaux :

- le système unitaire
- le système séparatif

Il existe d'autres systèmes dont un intermédiaire appelé système pseudo-séparatif ou système hybride.

II Différents systèmes de réseaux

II.1 Le système unitaire.

Ce système prévoit l'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées dans une même conduite : réseau unique, le tout à l'égout.

Les avantages de ce réseau sont la simplicité, le faible encombrement, l'économie à la conception et à l'entretien.

L'inconvénient majeur réside dans le partage des eaux qui vont soit à la station d'épuration soit en milieu naturel.

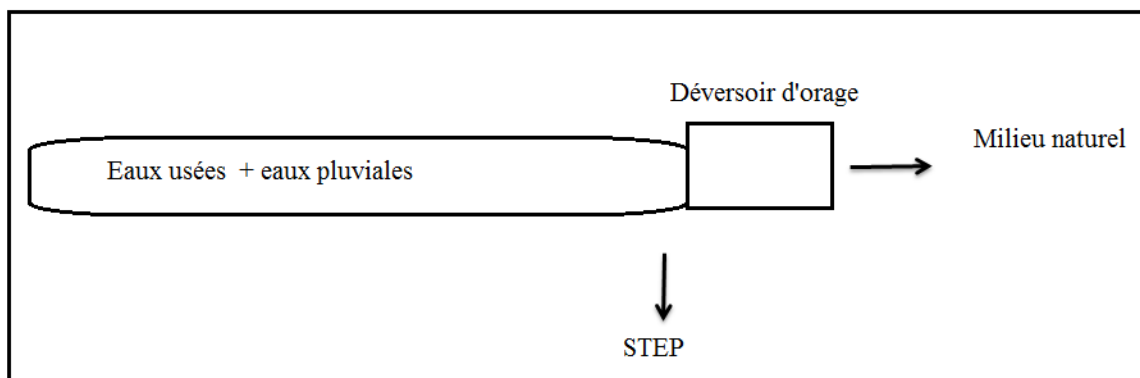


Figure 2. 1. Schéma de principe d'un réseau unitaire

II.2 Le système séparatif.

Ce système prévoit l'évacuation des eaux usées dans un réseau et les eaux de pluies dans un autre réseau.

Deux réseaux différents conduisent :

- les eaux usées à la station d'épuration
- les eaux pluviales à un point de rejet dans le milieu naturel

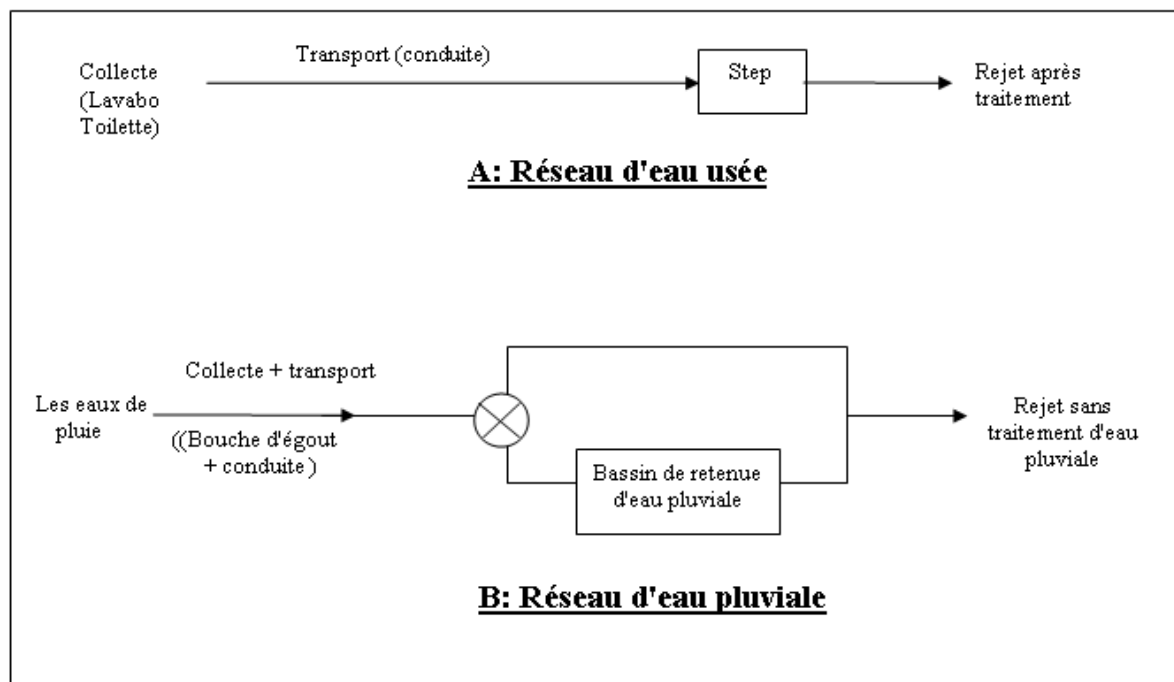


Figure 2. 2. Schéma de principe d'un réseau séparatif

II.3 Le système pseudo-séparatif.

Ce système est conçu de manière à recevoir les eaux usées et une fraction des eaux de ruissellement (pluviales) dans un réseau et l'autre fraction des eaux pluviales sera transitée par un autre réseau vers le rejet.

Avantages : moins de raccordement que le réseau séparatif

Regroupement des évacuations d'eau d'un même immeuble.

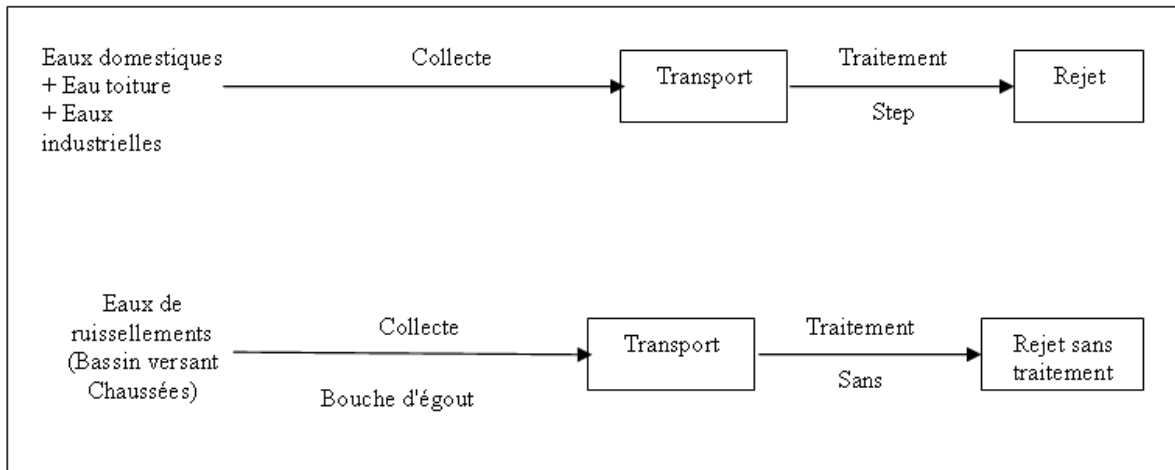


Figure 2. 3. Schéma de principe d'un réseau pseudo-séparatif

II.4 Le système mixte.

On appelle système mixte, un système constitué selon les zones d'habitations, en partie en système unitaire et en partie en système séparatif.

II.5 Le système composite.

Ce système prévoit grâce à divers aménagements une dérivation partielle des eaux les plus pollués du réseau pluvial vers le réseau des eaux usées, en vue de leur épuration. Sachant par expérience que le premier flot de pluie et orage est sensé avoir lavé les voies publiques ; en effet pendant cette courte période, les eaux de ruissellement transportent toujours d'importante quantité de souillures.

II.6 Les systèmes particuliers.

II.6.1 Systèmes sous pressions

Le réseau fonctionne en charge de façon permanente sur la totalité du parcours. Pour les eaux usées, le refoulement ou la mise sous pression est obtenu à l'aide d'aéro-éjecteur.

Pour les eaux pluviales, le pompage des débits est parfois envisagé en relevage ou pour écrêter les débits de pointe.

- Principe de l'aéro-éjecteur.

Il comprend :

- des branchements de collectes arrivent en gravitaires jusqu'au poste.
- un aéro-éjecteur installé dans un regard déclenche, par air comprimé une chasse qui éjecte les eaux dans le réseau sous-pression.
- un réseau de canalisation sous pression dont l'exutoire peut être une branche du réseau gravitaire reçoit les injections d'effluents
- une conduite d'air comprimé alimente les appareils
- un poste de compression

La conception du réseau sous pression doit respecter :

- la vitesse minimale de 0.6 m/s
- diamètre minimal de 100 mm
- la hauteur manométrique totale (Hmt) de chaque appareil <30mètres.

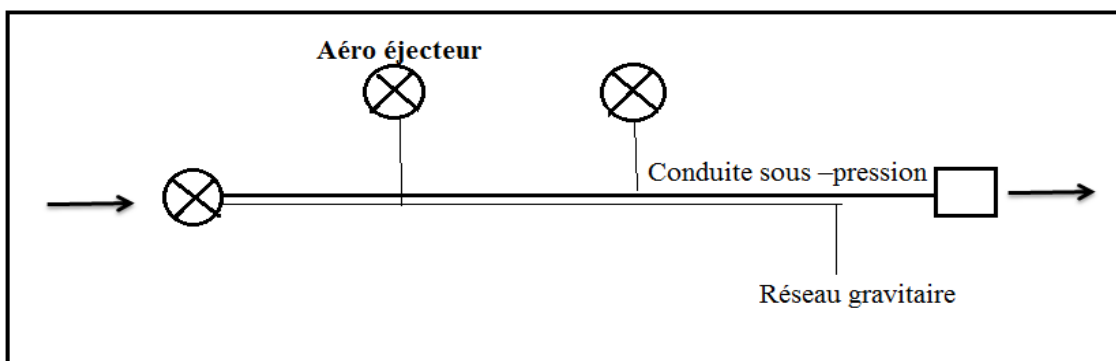


Figure 2. 4. Principe de l'Aéro-éjecteur

II.6.2 Système sous vide

Dans ce système, les conduites sont mises sous vide par une conduite d'aspiration. Ces conduites assurent le transfert et le transit des effluents dans des conditions très satisfaisantes d'étanchéité, de conformité et d'adaptation aux contraintes de tous ordres, en site urbain ou industriel.

II.6.3 Système spécialisé.

Ils assurent la collecte des effluents industriels ou de commerce ou de centre hospitalier provenant de zones localisées et justifiant un traitement spécifique.

III Le choix du réseau.

L'assainissement collectif d'une cité ou d'une commune rurale se définit de la façon suivante :

- évacuer au plus bas coût possible les eaux usées et les eaux de ruissellement
- respecter les objectifs de qualité des eaux rejetés en milieu naturel

Généralement, le choix entre les systèmes d'assainissement résulte des considérations suivantes :

- considérations techniques et des considérations locales : pente insuffisante, topographie des lieux, régime des précipitations atmosphériques, disposition du réseau et de la voirie urbaine et la répartition des masses d'habitations
- considérations économiques ; dépenses d'investissement, frais d'entretien, pompage et épuration des eaux usées
- considérations urbanistiques d'avenir : extension et l'augmentation de la population
- considération politiques et morales : acceptation ou refus de la transformation du système d'assainissement exemple : système unitaire en système séparatif
- considérations hygiéniques : milieu récepteur ne permet pas le rejet des surverses d'orages

III.1 Système unitaire : « le tout à l'égout ».

Si la population est relativement dense et le terrain accuse des dénivellations assez marquées pour qu'une évacuation gravitaire soit possible, le système unitaire est recommandé.

Ce système est utilisé dans le cas où :

- la rivière ou le cours d'eau est éloigné des points de collecte
- si la pente du terrain est faible (ce qui impose de grosses sections au réseau séparatif)
- lorsque les proportions des surfaces imperméables (toitures, chaussées, parking et cours) sont très élevées ; ce qui augmente la vitesse d'écoulement des eaux pluviales et impose des ouvrages d'évacuation visible et importante, il est possible sans dépenses supplémentaires d'ajouter les eaux usées (faibles débits)
- si l'agglomération est située en bordure d'un cours d'eau important à très gros débit (eau peu polluée, la dilution des eaux rejetées ne gênera pas le cours d'eau)

III.2 Le système séparatif.

Ce système est choisi pour un grand nombre de moyenne et petite agglomérations et surtout pour les extensions des villes.

- Il est le seul concevable si la population est dispersée et lorsque les eaux de ruissellement peuvent être évacuées dans une large mesure par voie superficielle.
- Si la rivière desservant l'agglomération est d'importance réduite (le système unitaire est impossible pour cause d'insuffisance de dilution dans le cours d'eau).
- C'est un système économique vu que la collecte séparative des eaux usées domestiques nécessite des ouvrages de sections réduites en raison du volume limité des effluents en cause
- Ce système assure à la station d'épuration un fonctionnement régulier puisque les eaux à traiter ont un débit faible et leur degré de pollution est uniforme donc installation économique en construction et en exploitation

III.3 Le système pseudo-séparatif

Système retenu dans les zones suburbaines où les habitations sont à forte densité mais proche de la nature. Ce sont des agglomérations de moyenne importance implantée en zone rurale

III.4 Le système composite.

Ce système est recommandable dans les grandes villes où la structure importante de la voirie concentre énormément des salissures et souillures de toute nature sur toute l'étendue des chaussées et trottoirs

III.5 Les systèmes sous pressions et sous vide.

Prévu dans le cas des agglomérations à relief varié pour éviter les surprofondeurs et les zones sensibles à la pollution parce que réseau plus étanche que le gravitaire.

III.6 Le système spécialisé.

Ce système est recommandé dans les zones à forte densité industrielle

IV. Schéma général d'évacuation

Les réseaux d'assainissement fonctionnent essentiellement en écoulement gravitaires. Ils sont donc fortement tributaires du relief si l'on ne veut pas aboutir à des tranchées trop profondes. En fonction du système d'assainissement et de la topographie, nous distinguons les schémas ci-dessous.

IV.1 Schéma perpendiculaire

L'écoulement se fait directement dans le cours d'eau. Ce type de schéma ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration et rend celle-ci difficile. Il n'est guère utilisable que pour les réseaux d'eau pluviale dans les systèmes séparatifs avec un rejet dans un cours d'eau. Il permet par contre un tracé très économique ne nécessitant pas de grosses sections. En fonction de la direction des collecteurs par rapport à celle du cours d'eau, on distingue le schéma perpendiculaire et étagé

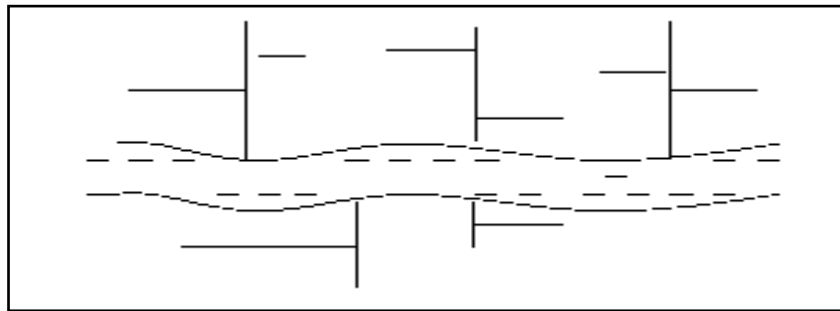


Figure 2. 5. Schéma perpendiculaire

IV.2 Schéma par déplacement latérale

Dans le cas où une épuration serait nécessaire, il est recommandé de transporter les eaux vers une station unique : ceci peut être obtenu soit par un tracé oblique soit par un collecteur latéral

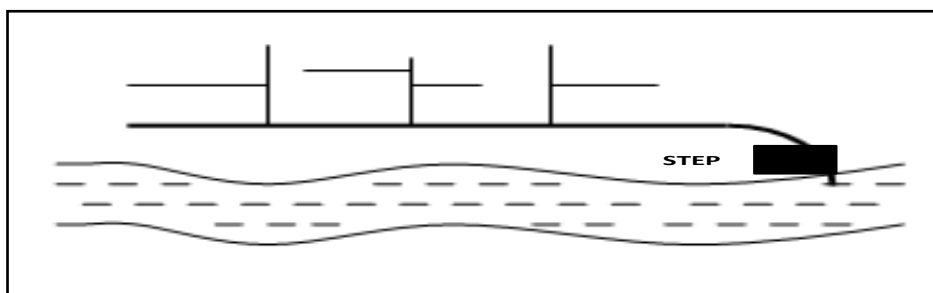


Figure 2. 6. Schéma par déplacement latéral

IV.3 Schéma de collecteur par zone étagée

C'est un réseau de collecteur à déplacement latéral avec des collecteurs secondaires longitudinaux. Le réseau (2) est utilisé pour ne pas top charger le réseau (1)

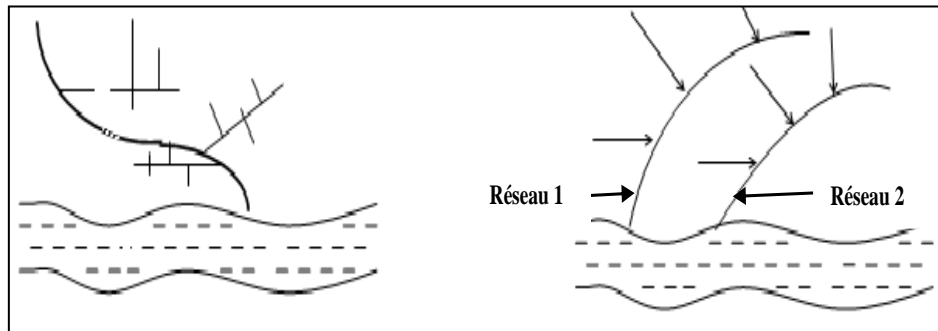


Figure 2. 7. Schéma de collecteur par zone étagée

IV.4 Schéma radial

Ce type de schéma est utilisé dans les terrains plats pour collecter tous les effluents en un point par la suite au relevage. Il est nécessaire pour le transit vers le cours d'eau récepteur

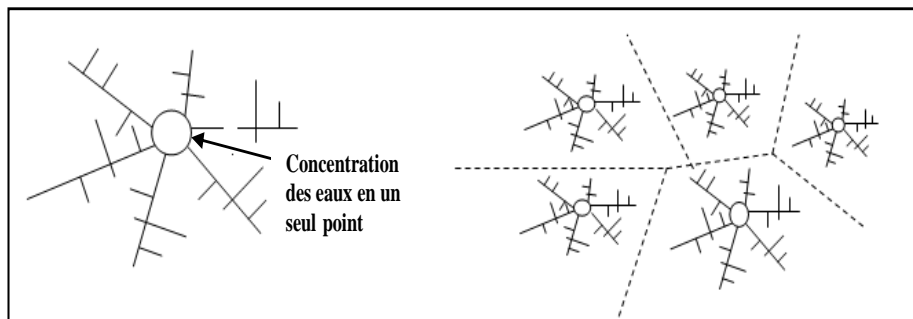
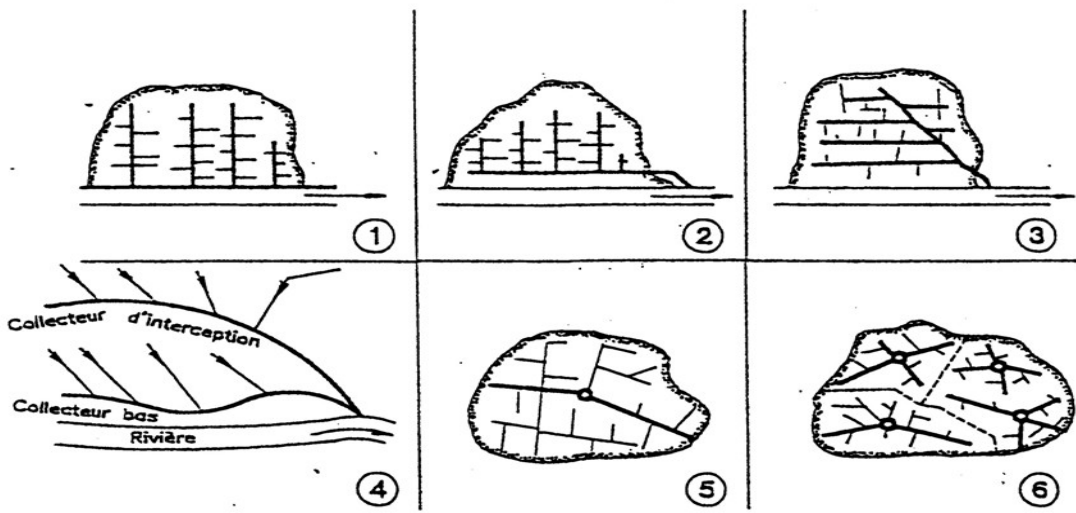


Figure 2. 8. Schéma radial

La figure 2.9 résume les schémas types des réseaux d'évacuation ainsi que le sens d'écoulement depuis le ruissellement des eaux dans les caniveaux et les canalisations avant de rejoindre le milieu naturel qui est une rivière dans ce cas de figure.

SCHEMAS TYPES DES RESEAUX D'EVACUATION



- | | |
|---|---|
| 1. Schéma type "perpendiculaire" | 4. Schéma type "zones étagées" |
| 2. Schéma type "collecteur latéral" | 5. Schéma type "centre collecteur unique" |
| 3. Schéma type "collecteur transversal" | 6. Schéma type "radial" |

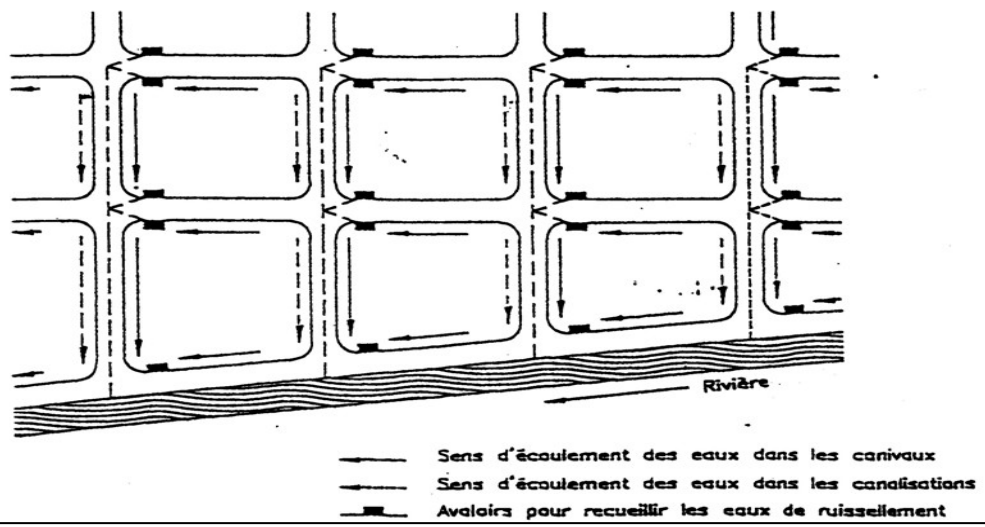


Figure 2. 9. Récapitulatif des différents schémas d'évacuation (Kerloch et Bruno)

V Principe du tracé des collecteurs.

Pour le tracé des collecteurs, il faut tenir compte des principes suivants :

1. Les collecteurs doivent être placés dans les rues prévues par le plan d'urbanisation
2. Les contre – inclinaisons sont à éviter dans la mesure du possible ainsi que les virages
3. Les égouts collecteurs principaux et secondaires doivent être placés dans les grandes rues larges aussi rectilignes que possible. Les rues à circulation peu intense sont à préférer
4. Lors du choix de la profondeur à laquelle se fait la pose des canalisations d'eau usée, Il faut tenir compte des conditions suivantes :
 - Les profondeurs des caves avoisinantes, si les caves sont anormalement profondes, les maisons doivent être reliées à l'aide des pompes aux collecteurs. En général les épaisseurs des terres au-dessus des canalisations ne doivent pas dépasser 2 à 2.5mètres sauf cas particulier
 - La résistance au gel des canalisations (l'épaisseur de terre nécessaire et minimale pour empêcher la congélation du contenu des canalisations) dépend du climat local (1.2 à 1.6mètres)
 - Dans le cas où la nappe serait proche de la surface du sol, le tracé choisi doit les éviter dans la mesure du possible pour limiter le problème de pose des canalisations, sinon il faut analyser les eaux afin de choisir le matériau de la canalisation
 - Veuillez à l'étanchéité des canalisations et des joints afin d'éviter de drainer la nappe
 - Procéder au dimensionnement de la conduite à vide pour éviter le soulèvement

VI Les ouvrages du réseau

Le réseau d'assainissement comprend des ouvrages principaux et les ouvrages annexes du réseau.

- Les ouvrages principaux du réseau : c'est l'ensemble du réseau (tuyauterie) du début du réseau jusqu'à l'entrée des effluents dans la station d'épuration.
- Les ouvrages annexes : ce sont les ouvrages qui permettent l'exploitation correcte et rationnelle du réseau (regard, déversoir d'orage etc.)

VI.1 Les ouvrages principaux du réseau.

Ils comprennent les tuyaux du type circulaire et les tuyaux du type ovoïdes :

VI.1.1 Les tuyaux du type circulaire.

Ils sont définis par leur diamètre intérieur $\Phi_{nominal}$

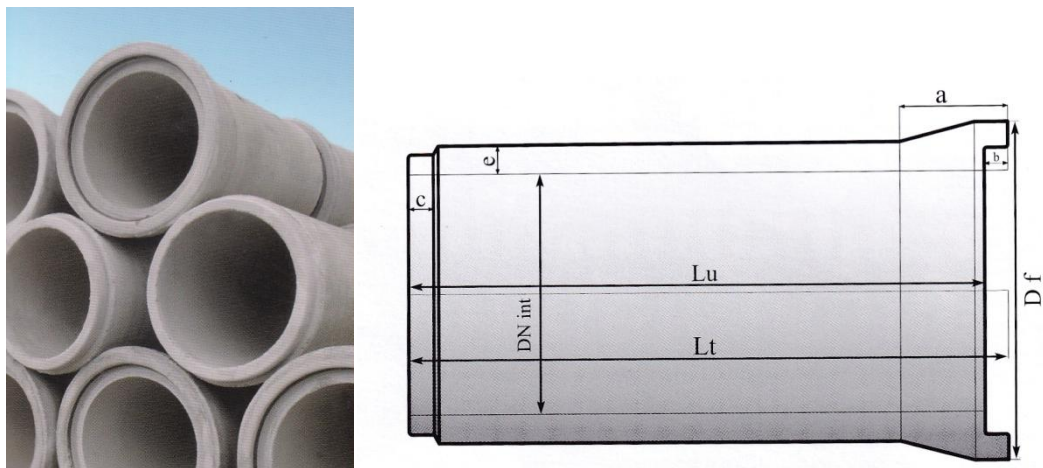


Figure 2. 3. Tuyau de type circulaire (Catalogue technique – Alcahyd)

- Pour les systèmes unitaires

Les conduites circulaires utilisées ont les diamètres suivants : 300mm, 400mm, 500mm et 600mm.

- Pour les systèmes séparatifs.

Réseau des eaux usées : 150mm, 200mm, 250mm, 300mm, 400mm, 500mm et 600mm.

- Réseau des eaux pluviales : dès la tête du réseau, conduite circulaire de diamètre 300mm.

Si le diamètre est supérieur à 600 ou 800 mm, l'utilisation d'une ovoïde est recommandée, car les ouvrages ovoïdes assurent théoriquement un meilleur acheminement du débit par petit flot à section égale et leur entretien est plus facile.

VI.1.2 Les tuyaux du type ovoïdes.

Ce sont des ouvrages visitables désignés par leurs hauteurs dites hauteur nominale dont plusieurs profils sont disponibles (figure 2.11). Ce sont des ouvrages préfabriqués en béton, ils peuvent être armés. Leur entretien est facile par rapport au tuyau circulaire. L'emploi des tuyaux ovoïdes est réservé uniquement (sauf pose particulière) à des tranchées très étroites. Le remblai devra être compacté, au maximum entre la tranchée et le tuyau de manière à assurer un soutien efficace. Les tuyaux ovoïdes doivent être placés sur un radier en béton.

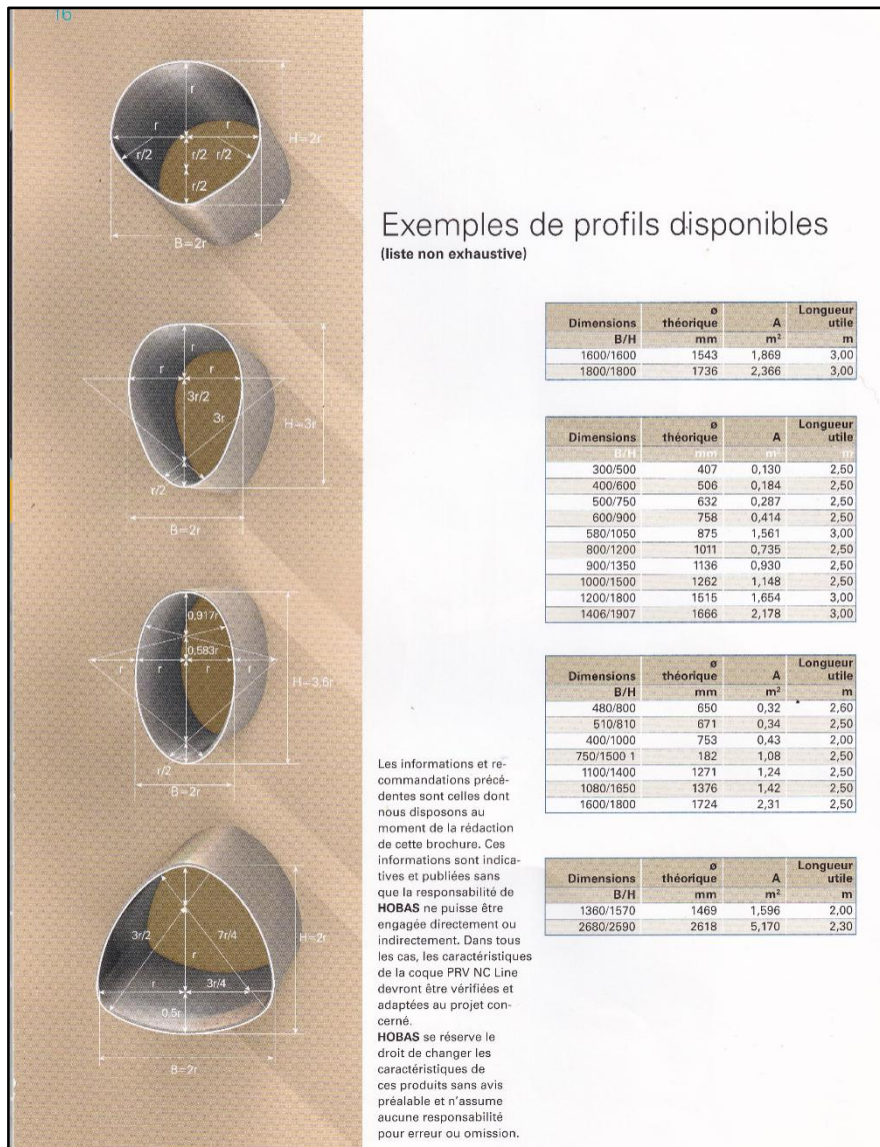


Figure 2. 4. Tuyau de type ovoïde (Catalogue technique Hobas)

VI.2 Les ouvrages annexes

VI.2.1 Les regards

Les regards sont les ouvrages du génie civil, disposés aux nœuds du réseau, à chaque changement de direction, de pente et à la jonction de canalisations.

Ils peuvent être disposés sous la chaussée ou sous le trottoir. Il existe plusieurs types de regards, les plus importants sont :

- Les regards de visite : ils sont placés tous les 40 ou 50 mètres, ils permettent le contrôle de l'état du réseau
- Les regards de ventilation : il sert à ventiler le réseau pour éviter la fermentation et assurer le dégagement gazeux

- Le regard de chute : il ramène les vitesses d'écoulement à des valeurs acceptables voisines de 4 m/s et satisfait les conditions du relief.
- Le regard de chasse : il sert à chasser les dépôts dans le cas où la vitesse d'écoulement serait faible.

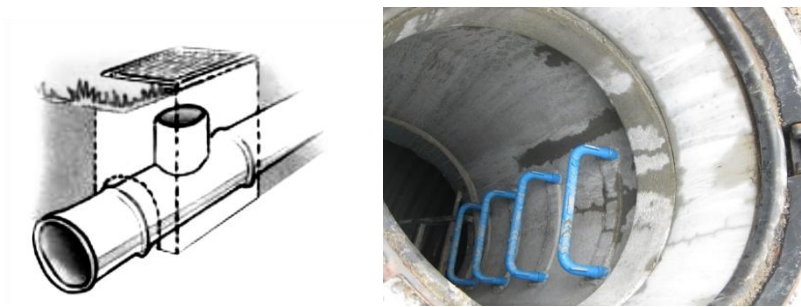


Figure 2. 5. Schéma d'un regard

VI.2.2 Les boites de branchement

Elles assurent le raccordement des canalisations intérieures collectant des eaux vannes et ménagères avec le réseau implanté sous le trottoir

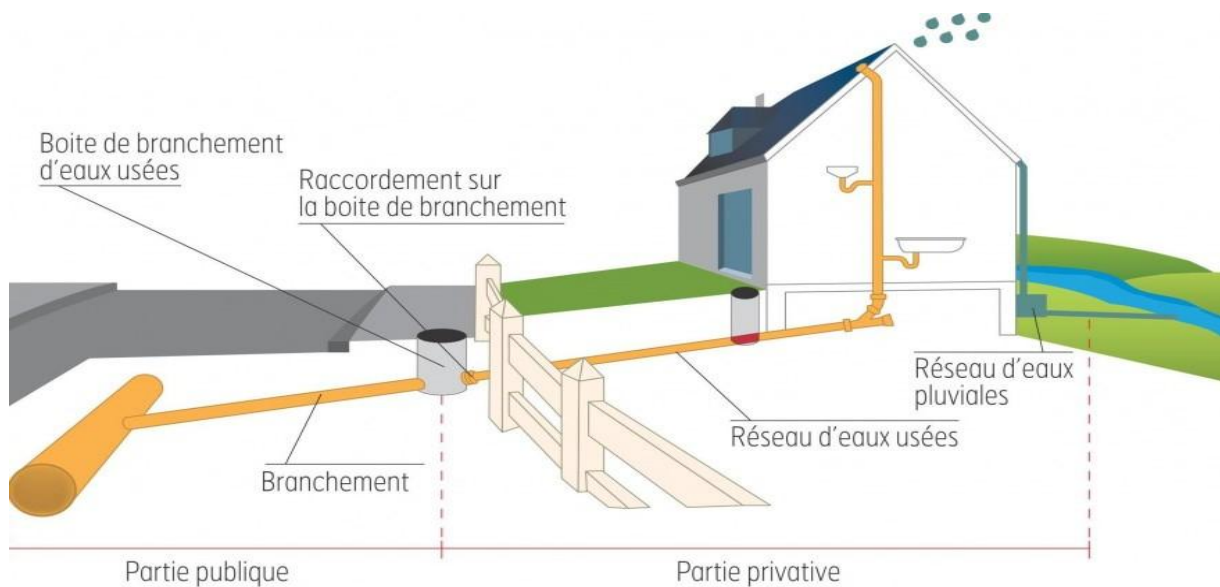


Figure 2. 6. Boite de branchement (<http://www.dinan-agglomeration.fr>)

VI.2.3 Les caniveaux

Ce sont des canaux disposés sur le sol entre le trottoir et la chaussée, ils sont destinés à acheminer les eaux de ruissellement vers les avaloirs

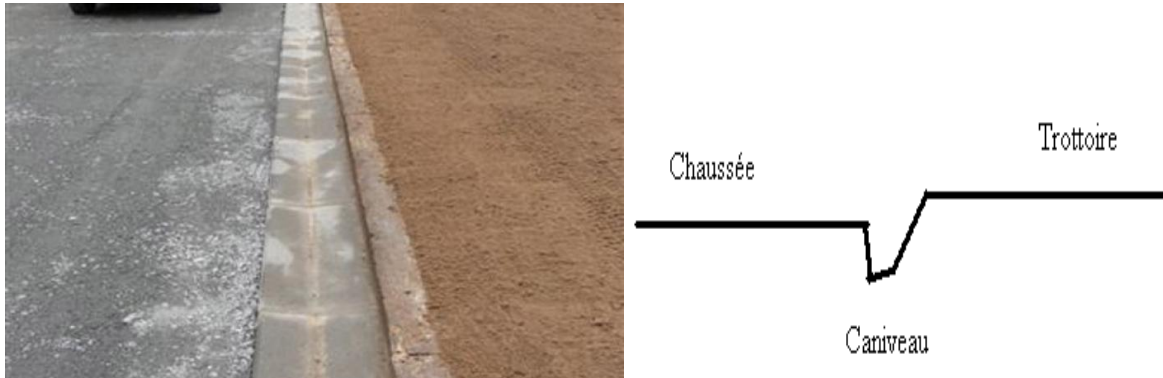


Figure 2. 7. Les caniveaux

VI.2.4 Les avaloirs.

Les avaloirs interceptent les eaux de ruissellement et les dirigent vers le réseau, ils sont munis de grille en générale. Ce sont des petites ouvertures sur le sol ou latérales aux trottoirs qui débouchent dans les regards.

a)



b)

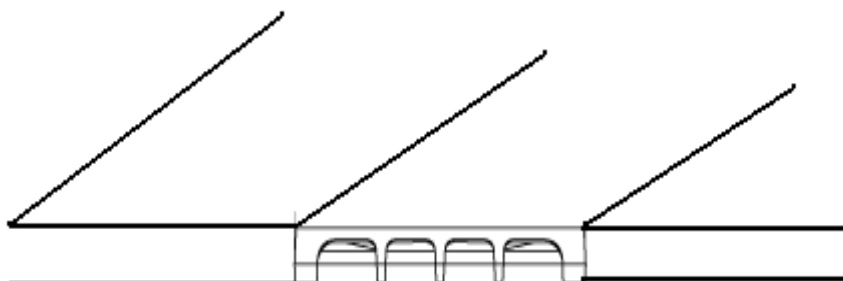


Figure 2. 8. Les grilles avaloirs (a) Document technique Agbar)

La distance entre avaloirs est donnée par la formule suivante :

$$L = \frac{1000 \times q}{i \times c \times \frac{B}{2}}$$

Avec :

L : distance entre avaloirs

q : débit d'avaloirs en l/s

C : coefficient de ruissellement

B : largeur de la route

i : intensité de la pluie en l/s/heure

VI.2.5 Le siphon.

Les siphons servent à réaliser le franchissement des obstacles (voies ferrées, cours d'eau, canaux, etc.....). Le siphon a pour but la liaison de deux ouvrages à écoulement libre ou à pente séparée par des obstacles.

VI.2.6 L'exutoire

C'est le dernier ouvrage du réseau, son rôle est de déverser l'eau traitée ou non traitée dans le milieu naturel. C'est un ouvrage du génie civil établi par le promoteur.



Figure 2. 9. Exutoire vers le milieu naturel (Photographies de terrain)

B. DISPOSITIFS INDIVIDUELS D'ASSAINISSEMENT

I Introduction

Les dispositifs individuels d'assainissement font appels à des techniques autonomes tels que les rejets des eaux usées d'une ou de plusieurs habitations. Ces habitations ne sont pas raccordées au réseau public d'assainissement et font l'objet d'un traitement spécifique sous la responsabilité d'un ou des propriétaires avant de retourner dans le milieu naturel. Dans certains cas d'habitat dispersé, il vaut mieux recourir à un assainissement autonome.

II La fosse septique.

La fosse septique est adaptée aux zones d'habitats à faible densité qu'on rencontre souvent dans les pays en développement

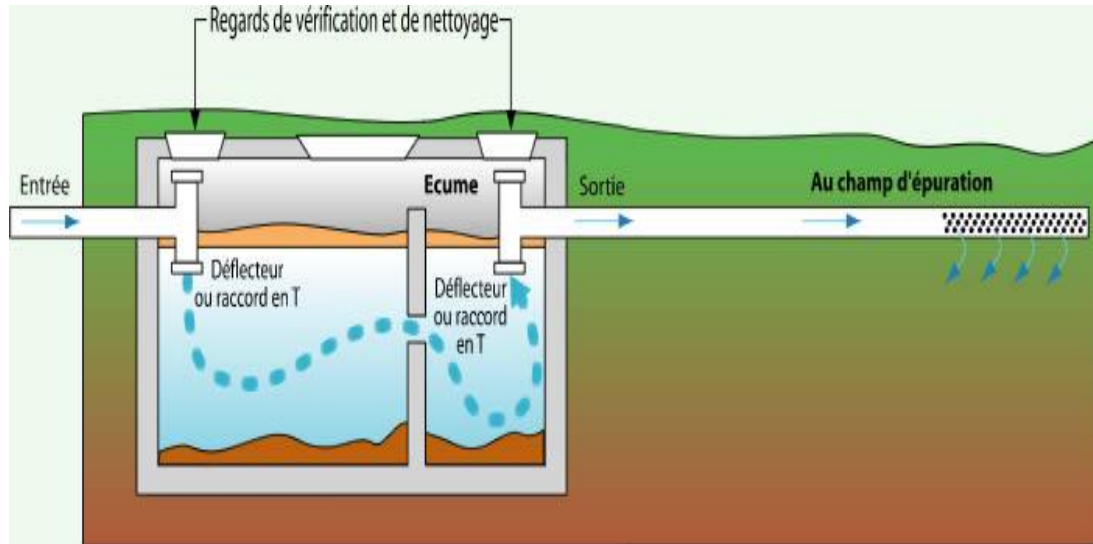


Figure 2. 10. La fosse septique (Document technique- Assainissement)

II.1 Principe de fonctionnement de la fosse septique

L'assainissement par la fosse septique se fait en deux temps.

1- Premier temps.

La fosse reçoit les eaux vannes, les matières solides en s'accumulant subissent une fermentation anaérobie basique. Cette fermentation est due à la vie cellulaire des bactéries telle que la digestion. Cette digestion entraîne la production des gaz carboniques, hydrogène et méthane. Un volume de 40 l/j et par habitant occasionne une certaine dilution des matières. Pour ne pas détruire les bactéries anaérobies, il ne faut pas introduire dans la fosse des liquides acides ou alcalins ou encore de l'eau de javel (hypochlorite NaClO) chlorure de sodium)

2- Deuxième temps

En un deuxième temps, un deuxième compartiment est prévu pour recevoir les effluents décantés sous forme d'un liquide clair. Le temps de séjour des eaux dans la fosse est de 5 à 10 jours. Ce procédé est souvent accompagné par un système d'épandage

II.2 Principe de l'épandage

L'épandage par le sol est une épuration biologique. Les produits de la fosse chimique sont rejetés sur le sol, qui se comporte comme un filtre.

Les matières organiques sont retenues par les particules de la terre puis détruite par les bactéries. Ces matières renferment de l'azote qui existe sous forme d'azote organique (azote ammoniacal), elles sont dénitrifiées par les plantes qui se développent à la surface de la terre. Les nitrates favorisent la croissance des plantes.

III La fosse chimique.

La fosse chimique est utilisée dans les locaux à occupation temporaire (exemple résidence secondaire) et où l'eau est rare. Cette fosse assure la collecte, la liquéfaction et l'aseptisation des matières excrémentielles (fécales)

On utilise des lessives alcalines concentrées pour stériliser les matières fécales

Pour désinfecter en 24 heures 1 litre de matières fécales, il faut utiliser 12 grammes de soude.

L'appareil peut être à vidange périodique ou à vidange continue. Il ne peut desservir qu'un nombre restreint d'usagers en principe 10 au maximum. La capacité d'une telle fosse est 50 litres par usagers. La fosse chimique doit être ventilée

Le contenu de la fosse chimique ne peut pas rejoindre le milieu naturel. On réalise un compost avec de la terre végétale pour être utilisée en terreau dans le jardin.

Le compost est un mélange de résidu organique de chaux et de terre qui par fermentation se transforme en terreau (terre contenant une grande proportion de matières animales et végétales décomposées)

IV La fosse digestion - décantation

La fosse digestion - décantation est constituée par un appareil destiné à la collecte et à la sédimentation des matières en suspension contenues dans les eaux usées domestiques.

C'est un ouvrage relativement profond, constitué par deux parties :

- une partie supérieure : sert à la décantation
- une partie inférieure : sert à la minéralisation par digestion anaérobie des matières décantées.

Les matières séjournent 2 à 3 mois dans la partie inférieure.

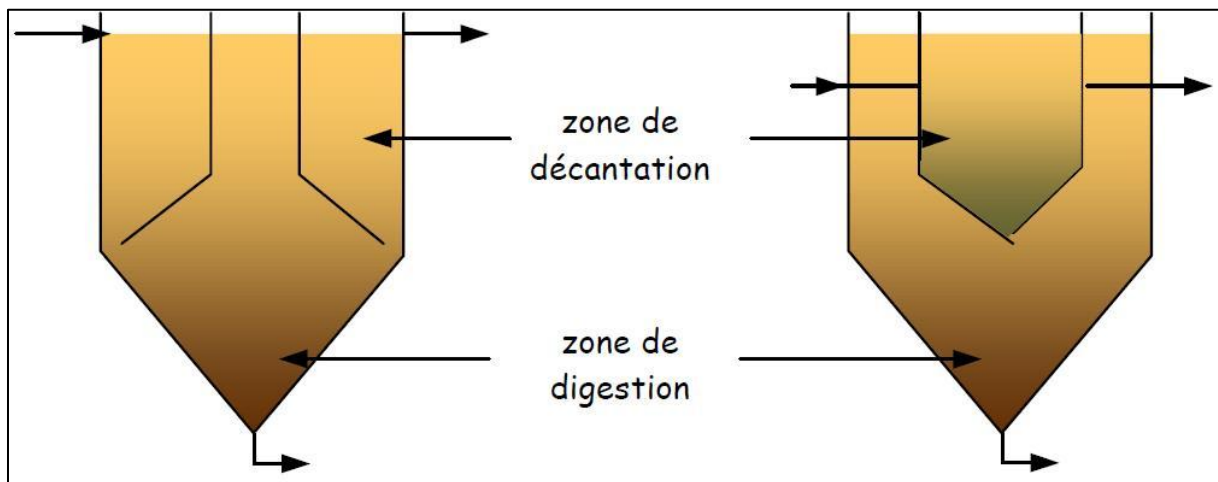


Figure 2. 11. Fosse digestion-décantation (<http://www.hqe.guidenr.fr/cible-5-hqe/decanteur-digesteur-1.php>)

- Appareil utilisé si le nombre d'usagers est $>$ à 30 personnes
- Appareil préfabriqué en béton et il se place à l'extérieur dans un sol aéré

Minéralisation : corps inorganique (modifie l'eau par addition d'une substance minérale)

Digestion : décomposition et minéralisation des matières organiques

V La fosse étanche

La fosse étanche est recommandée dans des locaux à occupation très temporaire ou dans des agglomérations où les services d'une entreprise de vidange sont rigoureux

Cette fosse est difficile à concevoir dans les milieux ruraux car il n'existe aucune organisation pour la vidange

VI La destination des boues

En fonction des boues recueillies par les différentes fosses, les usages proposés sont :

a- La valorisation en agriculture ou épandage agricole

Consiste à épandre des boues traitées ou du compost sur des terres agricoles pour tirer parti de leur pouvoir fertilisant. Réalisé en accord avec l'agriculteur, l'épandage doit être organisé par le producteur des boues, c'est-à-dire l'exploitation des unités de collecte et de traitement des eaux usées. L'épandage est encadré par une réglementation stricte

a- L'incinération

Peut être réalisée dans des fours spécifiquement conçus pour les boues, mais aussi dans des usines d'incinération dédiées à la fois aux ordures ménagères et aux boues. L'incinération produit des fumées et des résidus (cendres et autres résidus solides de l'incinération appelés mâchefers).

b- La mise en décharge

Ne peut être réservée qu'aux boues non conformes aux seuils de recyclage ou aux boues dont l'épandage est localement impossible. Les boues peuvent être stockées dans les décharges réservées aux ordures ménagères, avec un seuil minimal de siccité de 30%.

VII. Conclusion

Les systèmes autonomes d'assainissement des eaux usées constituent une alternative pour les zones isolées ou à occupation temporaire où le raccordement avec le réseau d'assainissement peut s'avérer difficile voire impossible. Ces solutions s'avèrent intéressantes vu qu'elles permettent de traiter les déchets sur place sans transport et la réutilisation des boues comme compost pour les terrains agricoles dans le cas de la fosse septique. Néanmoins, ces dispositifs individuels nécessitent un suivi rigoureux et le contrôle des rejets liquides qui doivent exclure toutes matières nocives pour l'environnement.

CHAPITRE III

EVALUATION DES DEBITS A COLLECTER

I Introduction

Le réseau d'assainissement doit assurer l'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales

– Les eaux usées

Ces eaux sont facilement estimables et représentent un débit constant appelée le débit des eaux usées ou le débit du temps sec

Si le réseau est projeté pour l'année 2040, il faudrait connaître la population de 2040

Les habitudes de la population ne changent pas. Ce qui change c'est l'accroissement qui est évalué par la formule suivante :

$$N = N_0 (1+t)^n$$

N : nombre d'habitant par rapport à l'horizon d'étude

N₀ : nombre d'habitant par rapport à l'année de base

t : taux d'accroissement démographique

n : différence entre l'année de référence et l'horizon d'étude

– Les eaux pluviales

On définira la notion de la pluie nette et de la pluie fractionnée.

II Evaluation des débits des eaux usées.

II.1 Détermination du débit journalier moyen domestique.

$$Q_{jmoy} = \frac{\text{Dotation hydrique} \times \text{population}}{1000} \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{jmoy} = \frac{qu \times N}{1000} \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{jmoy} = \frac{qu \times N}{86400} \quad l/s$$

Avec

q : dose unitaire, dotation hydrique par catégorie ou norme de consommation pour une personne pendant une journée en (l/j/hab)

q = 220 l/j/hab pour le mode de vie élevé (haut standing)

q = 150l/j/hab pour le mode de vie moyen (moyen standing)

q = 80 l/j/hab pour le mode de vie faible (faible standing)

II.2 Détermination du débit moyen des eaux usées.

$$Q_{jmoy e.u} = T \times Q_{jmoy}$$

T : taux de retour, taux de restitution (ce que le réseau d'A.E.P doit restituer au réseau d'assainissement).

T= 0.75 ~0.95 pertes par arrosage, fuites dans le réseau d'A.E.P, évaporations etc....

II.3 Détermination du débit maximal des eaux usées.

$$Q_{jmax e.u} = P \times Q_{jmoy e.u}$$

P : coefficient de pointe horaire

P se définit comme étant le rapport du débit maximum dans l'heure la plus chargée Q_{hmax} sur le débit moyen journalier

$$P = a + \frac{b}{\sqrt{Q_{jmoy eu}}}$$

$$P = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{jmoy eu}}}$$

Si $P \leq 3$ on prendra la valeur issue de la formule

Si $P \geq 3$ on prendra $P=3$.

a =1.5 et b = 2.5

a représente la limite inférieure de P

b représente la limite supérieure de P lorsque $Q_{jmoy e.u}$ tends vers 0

$a = 1.5$ paramètre qui exprime la limite inférieure à ne pas dépasser lorsque Q_j moy e.u croît vers l'infini

$b = 2.5$ paramètre introduit par sommation avec a , la valeur de croissance exprimée par le second terme de la formule lorsque Q_j moy e.u tend vers 0, on prend $b=2.5$

Q_j moy e.u est le débit moyen journalier des rejets exprimé en l/s

Remarque : La formule de P a été révisée vu qu'elle a été établie sur le fait qu'entre 00 et 6 heures, le réseau est sec, ce qui n'est pas juste surtout pour certaines industries et centres hospitaliers. On pose $b = 1$ ce qui donne :

$$P = 1.5 + \frac{1}{\sqrt{Q_{j \text{ moy eu}}}}$$

Mais l'ancienne formule reste toujours utilisée pour le dimensionnement des réseaux.

Applications sur l'évaluation du débit des eaux usées (moyen et maximal)

Application 1.

Une zone comprend 2223 habitants en 2016, le taux d'accroissement est égale à 2.40%.

La dotation hydrique est de 180 l/j/hab et le taux de retour est estimé à 80%

Pour l'horizon 2041, calculer :

1. Le nombre d'habitant à l'horizon
2. Le débit journalier moyen domestique (consommé)
3. Le débit moyen des eaux usées
4. Le coefficient de pointe
5. Le débit maximal des eaux usées

Application 2.

Soit une zone comprenant :

- a. Une cité de 15000 personnes $qu = 150$ l/j/hab
Année de base 2019, Horizon d'étude 2039, le taux d'accroissement est égal à 2.7%
- b. Un hôpital de 300 lits $qu = 200$ l/j/lit
- c. Une école de 500 élèves $qu = 30$ l/j/élève
- d. Une mosquée de 1000 pratiquants $qu = 20$ l/j/pratiquant

Estimer le débit maximal des eaux usées de la zone (Débit total) sachant que les pertes dans le réseau sont estimées à 15 %

Solution de l'application 1

1. Calcul du nombre d'habitant à l'horizon

$$N = N_0 \times (1 + t)^n$$

N : population futur (hab)

N_0 : population actuelle (hab)

t : taux d'accroissement annuel de la population

n : nombre d'années d'étude

$$N = 2223(1 + 0.024)^{(2041-2016)}$$

$$N = 4022 \text{ habitants}$$

2. Calcul du débit journalier moyen domestique.

Le débit journalier moyen est donné par la formule suivante :

$$Q_{j \text{ moy}} = q \times N / 86400$$

$Q_{j \text{ moy}}$: le débit journalier moyen (en l/s),

q : dotation hydrique prise égale à 180 l/s/hab

N : nombre d'habitants à l'horizon de l'étude

$$Q_{j \text{ moy}} = 180.4022 / 86400$$

$$Q_{j \text{ moy}} = 8.38 \text{ l/s}$$

3. Calcul du débit moyen des eaux usées.

Le débit moyen rejeté est calculé par la formule suivant :

$$Q_{j \text{ moy e.u}} = T \times Q_{j \text{ moy}}$$

- T : le taux de retour, $T=80\% = 0.8$
- $Q_{j \text{ moy e.u}} = 8.38 \times 0.8 = 6.704 \text{ l/s}$

4. Calcul du coefficient de pointe

$$P = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{j \text{ moy e.u}}}}$$

$$P = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{6.704}}$$

$$P = 2.46$$

Si $P \leq 3$ \longrightarrow on prend la valeur calculée.

Si $P > 3$ \longrightarrow $P = 3$ (la valeur maximale en réseau)

5. Calcul du débit maximal des eaux usées.

Le débit maximal est calculé par la formule suivante :

$$Q_{\max \text{ e.u}} = P \times Q_{\text{moy rejet}}$$

$$Q_{\max \text{ e.u}} = 2.46 \times 6.704$$

$$Q_{\max \text{ e.u}} = 16.49 \text{ l/s}$$

Solution de l'application 2

1. Calcul du débit maximal des eaux usées de la cité

- $N = N_0 \times (1 + t)^n = N = 15000 \times (1 + 0.027)^{(2039-2019)} = 25\ 557$
- $Q_j \text{ moy} = q \times N / 86400 = 44.398 \text{ l/s}$
- Les pertes dans le réseau sont estimées à 15% donc le taux de retour $T = 1 - \text{Pertes}$
 $T = 1 - 0.15 = 0.85$, le taux de retour est $T = 85\%$
- $Q_{j \text{ moy e.u}} = T \times Q_{j \text{ moy}} = 37.438 \text{ l/s}$
- $P = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{j \text{ moy eu}}}} = 1.91$ $P \leq 3$ donc on prend la valeur calculée.
- $Q_{\max \text{ e.u}} = P \times Q_{\text{moy e.u}} = 71.5066 \text{ l/s}$

2. Calcul du débit maximal des eaux usées de l'hôpital

Un hôpital de 300 lits $q_u = 200 \text{ l/j/lit}$

- $Q_j \text{ moy} = q_u \times N_{\text{lit}} / 86400 = 200 \times 300 / 86400 = 0.6944 \text{ l/s}$
- Les pertes dans le réseau sont estimées à 15% donc le taux de retour $T = 1 - \text{Pertes}$
 $T = 1 - 0.15 = 0.85$, le taux de retour est $T = 85\%$
- $Q_{j \text{ moy e.u}} = T \times Q_{j \text{ moy}} = 0.85 \times 0.6944 = 0.59024 \text{ l/s}$

- $P = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{j\text{moy eu}}}} = 4.75$

Si $P > 3 \longrightarrow P = 3$ (la valeur maximale en réseau) **Donc on prend P = 3**

- $Q_{\text{max e.u}} = P \times Q_{\text{moy e.u}} = 1.77072 \text{ l/s}$

3. Calcul du débit maximal des eaux usées de l'école

Une école de 500 élèves $q_u = 30 \text{ l/j/élève}$

- $Q_{j\text{ moy}} = q_u \times N_{\text{élève}} / 86400 = 30 \times 500 / 86400 = 0.17361 \text{ l/s}$

- Les pertes dans le réseau sont estimées à 15% donc le taux de retour $T = 1 - \text{Pertes}$

$$T = 1 - 0.15 = 0.85, \text{ le taux de retour est } T = 85\%$$

- $Q_{j\text{ moy e.u}} = T \times Q_{j\text{ moy}} = 0.85 \times 0.17361 = 0.14757 \text{ l/s}$

- $P = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{j\text{ moy e.u}}}} = 8.0079$

Si $P > 3 \longrightarrow P = 3$ (la valeur maximale en réseau) **Donc on prend P = 3**

- $Q_{\text{max e.u}} = P \times Q_{\text{moy e.u}} = 0.4427 \text{ l/s}$

4. Calcul du débit maximal des eaux usées de la mosquée

Une mosquée de 1000 pratiquants $q_u = 20 \text{ l/j/pratiquant}$

- $Q_{j\text{ moy}} = q_u \times N_{\text{pratiquant}} / 86400 = 20 \times 1000 / 86400 = 0.23148 \text{ l/s}$

- Les pertes dans le réseau sont estimées à 15% donc le taux de retour $T = 1 - \text{Pertes}$

$$T = 1 - 0.15 = 0.85, \text{ le taux de retour est } T = 85\%$$

- $Q_{j\text{ moy e.u}} = T \times Q_{j\text{ moy}} = 0.85 \times 0.23148 = 0.19676 \text{ l/s}$

- $P = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{j\text{ moy e.u}}}} = 7.14$

Si $P > 3 \longrightarrow P = 3$ (la valeur maximale en réseau) **Donc on prend P = 3**

- $Q_{\text{max e.u}} = P \times Q_{\text{moy e.u}} = 3 \times 0.19676 = 0.59028 \text{ l/s}$

5. Calcul du débit maximal des eaux usées de la zone : débit maximal rejeté par la zone

$Q_{\max \text{ e.u total}} = Q_{\max \text{ e.u (cité)}} + Q_{\max \text{ e.u (hopital)}} + Q_{\max \text{ e.u (école)}} + Q_{\max \text{ e.u (mosquée)}}$

$Q_{\max \text{ e.u total}} = 71.5066 \text{ l/s} + 1.77072 \text{ l/s} + 0.4427 \text{ l/s} + 0.59028 \text{ l/s}$

$Q_{\max \text{ e.u total}} = 74.31029 \text{ l/s}$

III Evaluation des débits des eaux pluviales

En assainissement, nous distinguons :

- les petites pluies
- les averses
- Les petites pluies.
 - Si la hauteur d'eau tombée est $< 0.5 \text{ mm}$, il n'y a pas de ruissellement : chaussée et voirie mouillées
 - Si la hauteur d'eau tombée $> 0.5 \text{ mm}$ mais $< 1 \text{ mm}$; il y'a ruissellement mais pas de débit dans les conduites
 - Si la hauteur d'eau tombée $> 1 \text{ mm}$, il y'a un débit dans les réseaux
- Les averses

Les éléments des averses sont caractérisés par :

- un volume important
- une forte intensité par unité de temps
- un épicentre orageux et diffusion dans l'espace
- apport de pollution lié au ruissellement

III.1 Paramètres caractéristiques de la pluie

- Fréquence F

Soit une averse de durée t et d'intensité i (mm/h). Si au cours de N années, on a enregistré n fois cette averse, on dira que la fréquence est : $F = n/N$
- La période de retour T ou intervalle de récurrence θ

La période de retour T ou intervalle de récurrence θ est l'inverse de la fréquence

$$T = \theta = 1/F = N/n$$

- L'intensité moyenne i

L'intensité moyenne i se définit par le rapport de la hauteur d'eau tombée pendant une durée donnée soit :

$$i_m = \Delta h / \Delta t \quad (\text{mm/h})$$

i_m : intensité moyenne (mm/h)

Δh : hauteur de pluie recueillie pendant la durée Δt ,

Δt : représente n minutes à n heures

- Le temps de concentration T_c

C'est le temps qui est nécessaire à l'eau pour s'écouler depuis le point le plus éloigné du bassin versant jusqu'à un point considéré du réseau

La fréquence décennale est couramment choisie pour les réseaux projetés et la fréquence cinquantenaire pour les gros ouvrages de sécurité où la probabilité de risque est grande

Pour les passages hydrauliques (voies ferrées, route et autoroute), on recommande la fréquence centennale.

Donc :

Si la hauteur d'eau tombée >1 mm, il y'a un ruissellement

Si la hauteur d'eau tombée >2 mm, il y'a un écoulement significatif

Si la hauteur d'eau tombée >6 mm, impact du déversoir d'orage sur le milieu

- La pluie nette

La pluie nette c'est la hauteur d'eau qui ruisselle effectivement après déduction des pertes par infiltration et stockage dépressionnaire

$$P_{\text{nette}} = P_{\text{tombée}} - P_{\text{infiltrée}} - S_{\text{dépressionnaire}} = \text{Partie ruissellée}$$

III.2 Méthodes d'évaluation des débits pluviaux.

Le principe d'évaluation des eaux pluviales repose sur la transformation de la pluie en débit :

- 1- analyse de la précipitation
- 2- caractéristiques du bassin versant
 - Durée de l'averse
 - Durée de stockage de l'eau sur le sol et les canalisations
 - Le temps de concentration T_c ou le plus grand parcours de l'eau : T_c

a- Le temps de concentration

La goutte d'eau tombée en un point M du bassin versant : ruisselle selon le trajet des gouttières, voiries, caniveaux...) pendant un temps de ruissellement et s'écoule dans la conduite pendant un temps d'écoulement.

Le temps de concentration comprend trois temps :

T1 : temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations ; c'est l'écoulement

$$T1 = \text{longueur/vitesse} = L/V$$

T2 : temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement ; c'est le ruissellement, on prend généralement $T2 = 2$ à 20 minutes

Mais d'autres études démontrent que $T2 = 5$ à 30 minutes

$T2 = 5$ minutes pour une faible pente, zone imperméabilisée d'habitat, coefficient de ruissellement $c \sim 1$

$T2 = 10$ à 15 minutes faible pente, habitat dense $c \sim 0.8$

$T2 = 20$ à 30 minutes, habitat résidentiel, espace vert présentant les plus longs cheminements en surface d'écoulement

Caquot donne la formule suivante : $T2 = I^{4/11}$ I étant la pente

T3 = c'est le temps de ruissellement dans un bassin qui ne comporte pas de canalisation, parcours superficiel de l'eau

Le temps de concentration sera donc :

- 1- Le bassin ne comporte pas de canalisations $Tc = T3$
- 2- Le bassin comporte un parcours superficiel et une canalisation $Tc = T1+T3$
- 3- Le bassin est urbanisé et comporte une canalisation et des branchements $Tc = T1+T2$
- 4- Si le réseau est important $T1 \gg \gg T2$, $Tc = T1$

Formule de PASSINI :

$$Tc = 64,8 \times \frac{\sqrt[3]{L \cdot A}}{I}$$

Avec :

Tc : Temps de concentration (min),

A : surface du bassin versant (km^2),

I : pente moyenne du bassin (%) ;

L : longueur du bassin (km).

b- Le coefficient de ruissellement ou d'imperméabilisation (appelée aussi coefficient d'urbanisation.

Ce coefficient est défini comme étant le volume d'eau obtenu après ruissellement en surface sur le volume d'eau tombé sur cette même surface

$$C = \frac{V_{\text{ruisselée}}}{V_{\text{total}}}$$

Si le bassin versant comporte des surfaces S_1, S_2, \dots, S_n dont les coefficients de ruissellement sont C_1, C_2, \dots, C_n , on calcule un coefficient de ruissellement pondéré :

$$C = \frac{C_1.S_1 + C_2.S_2 \dots \dots C_n.S_n}{S_1 + S_2 + \dots \dots S_n}$$

$$C = \frac{\sum_i^n S_{\text{imperméables}}}{\sum_i^n S_{\text{totales}}}$$

Quelques valeurs du coefficient de ruissellement :

Habitations très denses	C = 0.9
Habitations denses	C = 0.6 à 0.7
Habitations moins denses	C = 0.4 à 0.5
Quartiers résidentiels	C = 0.2 à 0.3
Voies en macadam	C = 0.35
Allées en graviers	C = 0.20
Surface boisée	C = 0.05

Macadam : revêtement des chaussées avec de la pierre concassée et du sable que l'on agglomère au moyen de rouleaux compresseur.

c- Le débit de pointe

Le débit de pointe ne peut être observé à l'exutoire que si l'averse à une durée au moins égale à T_c , la totalité du bassin contribue à la formation de la pointe du débit.

IV Méthodes de calculs des eaux pluviales

IV.1 La méthode rationnelle.

IV.1.1 Principe.

La méthode rationnelle consiste à estimer les débits à partir d'un découpage du bassin en secteurs A1 ,A2,.....An limité par des lignes isochrones telles que l'eau qui tombe sur le secteur A1 (respectivement A2 , A3.....An) arrive à l'exutoire au bout d'un temps Δt (respectivement $2\Delta t, 3\Delta t, \dots, n\Delta t$)

Lignes isochrones : lignes d'égales durée, détermination sur le chemin du ruissellement du bassin ou sur les émissaires de l'écoulement des points qui se trouvent à la même distance en temps de l'exutoire et on fait (hypothèse assez grossière) de relier ces points par des lignes entre lesquelles les vitesses d'écoulement sont partout uniformes.

Pour cela, on commence par :

- déterminer les lignes isochrones par l'analyse d'une carte topographique
- détermine le plus grand nombre de chemins de ruissellement
- tracé approximativement les lignes isochrones
-

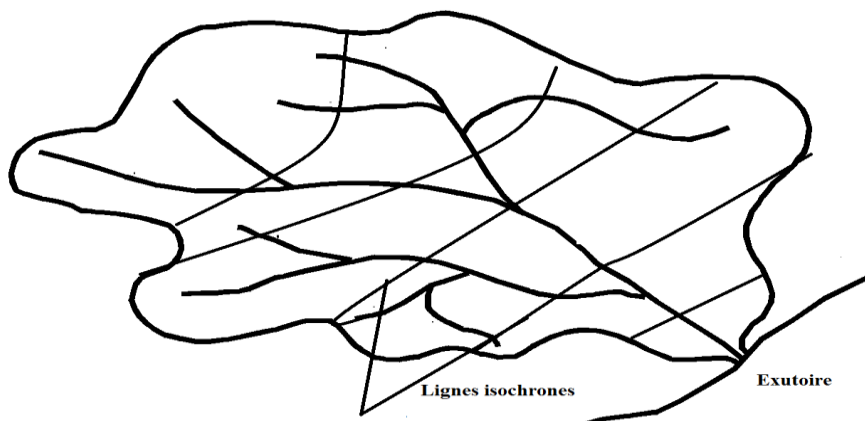


Figure 3. 1. Bassin versant

IV.1.2 Formules utilisées

Le débit résultant du ruissellement est le débit total du bassin versant :

$$Q = C \times i \times A$$

Q : débit de ruissellement

C : coefficient de ruissellement pondéré

i : intensité de la pluie

A : la surface du secteur isochrone

Mais l'intensité n'est pas uniforme (l'averse à un épicycle et se diffuse dans l'espace), on multiplie par un coefficient de répartition de la pluie : K

La formule devient :

$$Q = C \times i \times A \times K$$

En assainissement, il est fréquent de ne pas travailler en unités cohérentes. On introduit un coefficient supplémentaire dépendant des unités utilisées : u

$$Q = C \times i \times A \times K \times u$$

Si	A (ha)	}	alors u=166.7
	i (mm/mn)		
	Q (l/s)		
Si	A (ha)	}	alors u=2.778
	i (mm/h)		
	Q (l/s)		

a- Le coefficient de répartition spatial

Le coefficient k de la répartition spatiale de l'averse le plus généralement utilisé résulte de la loi de Fruhling

$$K = 1 - 0,006\sqrt{D/2} \quad \text{Pour des bassins longs rectangles étroits : largeur} \leq \frac{1}{2} \text{ longueur}$$

$$K = 1 - 0,005\sqrt{D} \quad \text{Pour des bassins ramassés (carré ou cercle)}$$

D/2 : la distance du milieu du bassin jusqu'à l'épicentre de l'orage en km

D : la distance du milieu d'une zone Aj à l'épicentre de l'orage en km

b- Intensité de la pluie.

$$i = \frac{\text{Pluie}}{\text{Temps}} = \frac{\Delta h}{\Delta t}$$

i est une fonction de la période de retour T et de la durée de la pluie t

i (t,T) dépend de la région.

$$i(t, T) = a(T) \times T^c \times b(T)$$

$$i(t, T) = \frac{a(F)}{b(F) + t}$$

Fréquence : F = 1/T

$a(F)$ et $b(F)$ sont des paramètres représentatifs de la pluviométrie, ils dépendent de la région et de la période de retour.

$$T = 10 \text{ ans} \quad i(t, 10) = \frac{45}{35 + t}$$

$$T = 1 \text{ an} \quad i(t, 1) = \frac{20}{27 + t}$$

Quel est la durée t qui conduit au plus fort débit ? C'est le temps de concentration T_c

Donc :

$$T = 10 \text{ ans} \quad i(t, 10) = \frac{45}{35 + t_c}$$

$$T = 1 \text{ an} \quad i(t, 1) = \frac{20}{27 + t_c}$$

IV.1.3 Courbes IDF (intensité-durée-fréquence)

IV.1.3.1 Principe

L'intensité des précipitations varie à chaque instant au cours d'une même averse suivant les caractéristiques météorologiques de celle-ci. Plutôt que de considérer l'averse entière et son intensité moyenne, on peut s'intéresser aux intensités observées sur des intervalles de temps au cours desquels on aura enregistré la plus grande hauteur de pluie. On parle alors d'intensité maximale.

Le contrôle des pluies compose un outil efficace dans la maîtrise du fonctionnement des systèmes d'évacuation dans les ouvrages hydrotechniques et dans les réseaux d'assainissement urbain en système unitaire ou séparatif en temps de pluie (Houichi, 2017)

Deux types de courbes déduites des enregistrements d'un pluviographe (pluviogramme) permettent d'analyser les averses d'une station :

- La courbe des hauteurs de pluie cumulée,
- le hyétogramme.

La courbe des hauteurs de pluie cumulées représente en ordonnée, pour chaque instant t , l'intégrale de la hauteur de pluie tombée depuis le début de l'averse.

Le hyétoqramme est la représentation, sous la forme d'un histogramme, de l'intensité de la pluie en fonction du temps. Il représente la dérivée en un point donné, par rapport au temps, de la courbe des précipitations cumulées. Les éléments importants d'un hyétoqramme sont le pas de temps Δt et sa forme. Communément, on choisit le plus petit pas de temps possible selon la capacité des instruments de mesure. Quant à la forme du hyétoqramme, elle est en général caractéristique du type de l'averse et varie donc d'un événement à un autre.

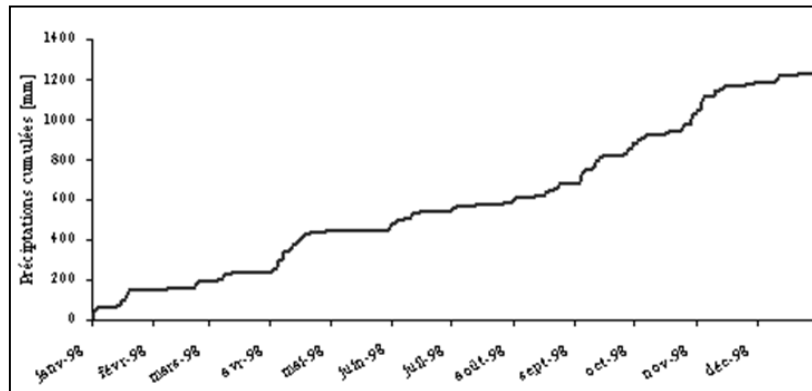


Figure 3. 2. Courbe des pluies cumulées (Kasmi, 2013)

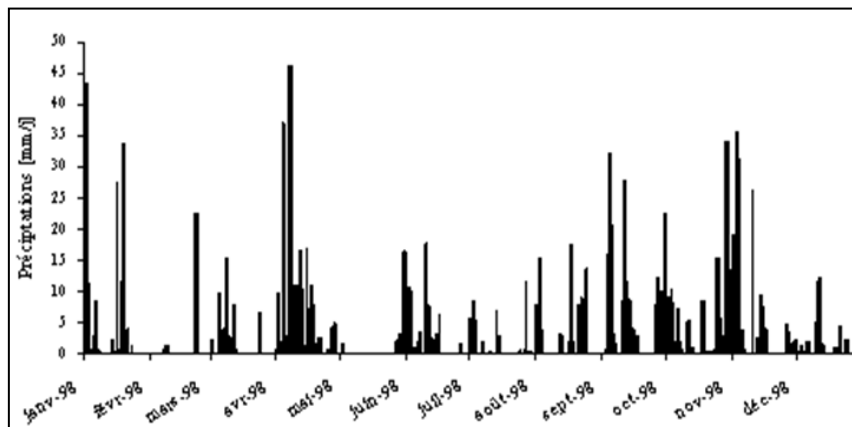


Figure 3. 3. Hyétoqramme (Kasmi, 2013)

IV .1.3.2 Définition des courbes IDF

Bien que l'intensité de la pluie (I) est très variable. Cette variabilité peut sembler totalement aléatoire. Mais il apparaît toutefois qu'il y a certaines règles observables qui régissent le phénomène. De l'observation on déduit que, en moyenne, plus la durée analysée (D) augmente, plus l'intensité diminue : les averses les plus brèves sont souvent les plus violentes ; au contraire les longues pluies, d'automne par exemple, sont généralement de faibles intensité. Cette tendance à l'augmentation de l'intensité lorsque la durée diminue, ou inversement à la diminution de l'intensité lorsque la durée augmente, n'est toutefois qu'une moyenne.

Pour mieux caractériser le phénomène on associe à chaque événement une probabilité d'apparition ou fréquence (F). Pratiquement les ingénieurs et les hydrologues parlent de temps de retour (T) : tel événement se produit, en moyenne sur une longue période, toutes les k années.

Ainsi donc, par l'observation soignée des précipitations et l'analyse statistique des résultats il est possible d'établir une loi de comportement qui lie l'intensité, la durée et la fréquence c'est une courbe IDF (figure 3.4). Les modèles IDF servent à condenser l'information pluviométrique au droit d'une station donnée et mènent à l'estimation des crues de projet (Houichi, 2017)

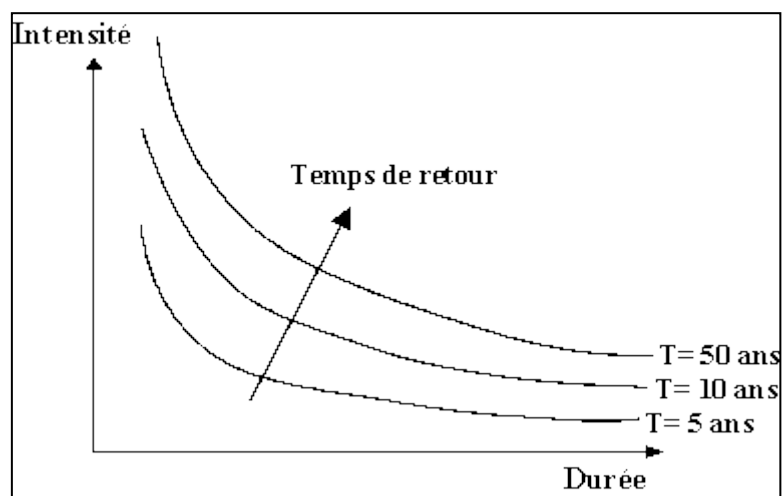


Figure 3. 4. Courbe IDF

IV.1.3.3 Formule pour l'estimation de l'intensité de pluie

Différentes formules ont été proposées pour représenter l'intensité critique d'une pluie en fonction de sa durée. La forme la plus générale (avec T variable) est la suivante :

$$i = \frac{k \cdot T^a}{(t + c)^b}$$

Avec :

i : intensité totale [mm/h], [mm/min] ou intensité spécifique [l/s.ha],

T : période de retour en années,

t : durée de référence [h] ou [min],

k, a, b, c : paramètres d'ajustement.

Montana suggère une formulation plus simple :

$$i = \frac{a}{t^b}$$

Avec :

i: intensité maximale de la pluie [mm/h],

t: durée de la pluie [minutes ou heures],

T; intervalle de récurrence (ou temps de retour) [années],

a,b: constantes locales, dépendant généralement du lieu ($0.3 < 0.8$).

IV.1.3.4 But des courbes IDF

L'information sur la pluviométrie est de première importance pour la vie quotidienne. Plus spécifiquement les ingénieurs, ont besoin de connaître les paramètres de la pluie probable afin de dimensionner les ouvrages qu'ils projettent ou qu'ils entretiennent. Les autorités ont, elles, besoins de ces mêmes paramètres pour décider des objectifs de protection (Musy et Higy 2003). A titre d'exemple on peut citer:

- Dimensionnement de drainages agricoles;
- Dimensionnement de canalisations d'évacuation des eaux pluviales;
- Corrections de cours d'eau;
- Dispositifs d'infiltration des eaux pluviales;
- Dispositifs de rétention des eaux pluviales;
- Evacuateurs de crue dans les barrages et les retenues....

IV.1.3.5 Méthodes de construction de courbes IDF

L'analyse des séries d'intensités moyennes maximales d'événement comporte plusieurs étapes énoncées ci-dessous :

- la construction des échantillons pour l'analyse ;
- l'étude statistique des échantillons avec éventuellement l'ajustement d'une loi de distribution permettant l'estimation de la fréquence d'apparition des observations ; éventuellement, l'ajustement d'expressions mathématiques reliant pour une fréquence donnée, les observations à diverses échelles de temps (par exemple : loi de Montana, loi de Talbot), (Hugo , 2000). Les courbes IDF évoluent à long terme et doivent être mise à jour, (Raiford et al, 2007).

IV.1.3.6 Modélisation des courbes IDF

Un modèle est une représentation d'un objet ou d'un phénomène dans un cadre idéalisé par les hypothèses et les règles qui ont servi à sa construction. Il simplifie la réalité et ne garde que les caractéristiques essentielles par rapport aux objectifs recherchés.

De nombreuses méthodes ont été développées pour produire une information hydrologique non disponible sur la base des données hydrométéorologiques. La plupart de ces modèles ont été développées pour simuler les débits résultant de diverses sollicitations pluviométriques de modélisations, l'une est dite physique, l'autre empirique et la dernière est baptisée conceptuelle.

- L'approche physique : consiste à utiliser des lois physiques, il s'agit des lois de conservation de la masse, de l'énergie et de la quantité de mouvement.
- L'approche empirique : reposent sur les relations observées entre les entrées et les sorties de l'hydro système considéré à l'aide d'un ensemble d'équations développées et ajustées sur la base de données météorologiques.
- L'approche conceptuelle : se placent entre les deux modèles précédent ; les modèles conceptuelles imposent une représentation simplifiée de la description de l'hydro système à savoir sa géométrie de ses caractéristiques physiques ainsi que le processus physique qui en régissent le comportement.

IV.1. 4 Estimation des Courbes IDF dans l'Algérie du Nord

L'intensité pluviale a été évaluée à partir du modèle adopté par l'agence nationale des ressources hydrauliques (ANRH, 1993) donnée par la formule suivante :

$$i(t, T) = P_{jmax(T)} \cdot a \cdot t^{(b-1)}$$

Où :

$i(t, T)$ est l'intensité de pluie de durée t ayant une fréquence correspondante à une période de retour T .

P_{jmax} est la pluie maximale journalière de fréquence correspondante à une période de retour T .

a et b sont des paramètres régionaux du modèle IDF.

Dans le cas de l'Algérie du Nord qui est caractérisée par un climat méditerranéen à semi-aride, l'agence nationale des ressources hydraulique (ANRH, rapport Laborde, 1993) a établi des grilles à la maille de 1km pour différents paramètres intervenant dans l'estimation des courbes IDF qui sont :

- Grille des pluies journalières décennales : P_{j10} (mm/h) (figure 3.5)
- Gradex de pluies journalières : g (mm) (figure 3.6)
- Coefficient de Montana : b (adimensionnel) (figure 3.7)
- Coefficient correctif de Weiss : K_w (adimensionnel) (figure 3.8)

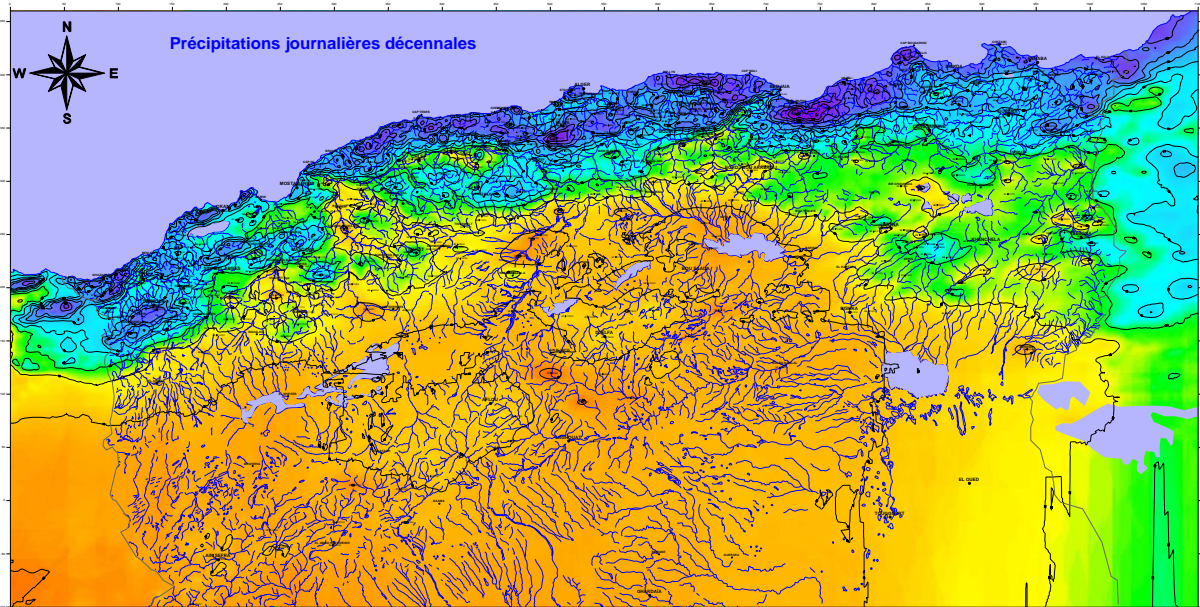


Figure 3. 5. Grille des précipitations journalières décennales à la maille régulière de 1kilomètre

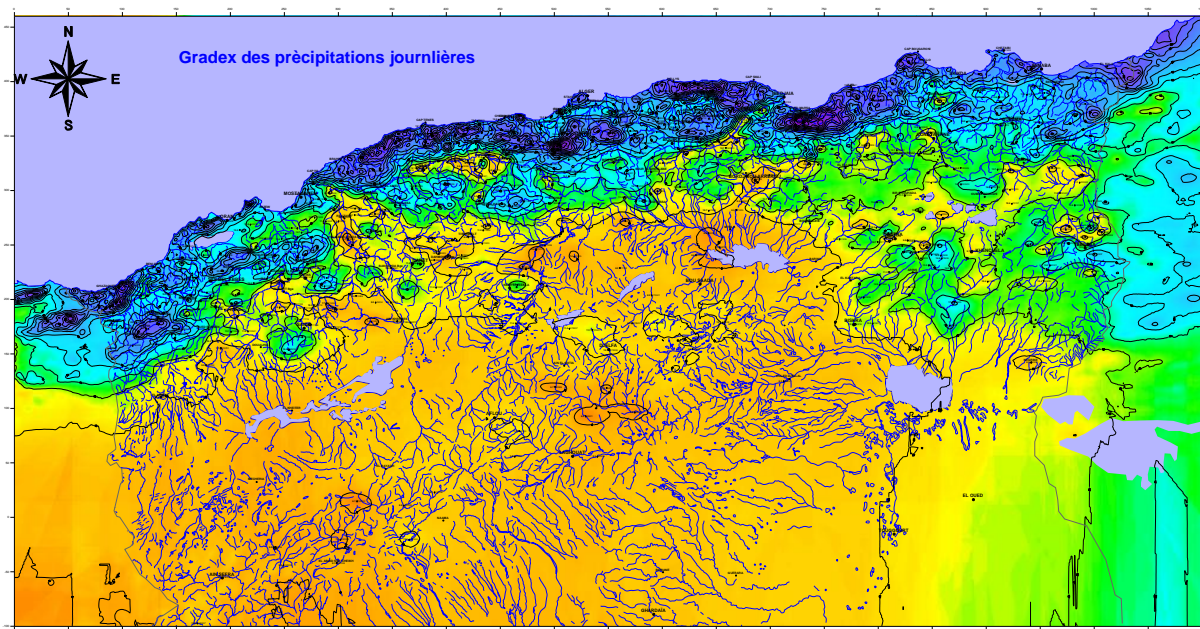


Figure 3. 6. Grille des gradex des précipitations journalières décennales à la maille régulière de 1kilomètre

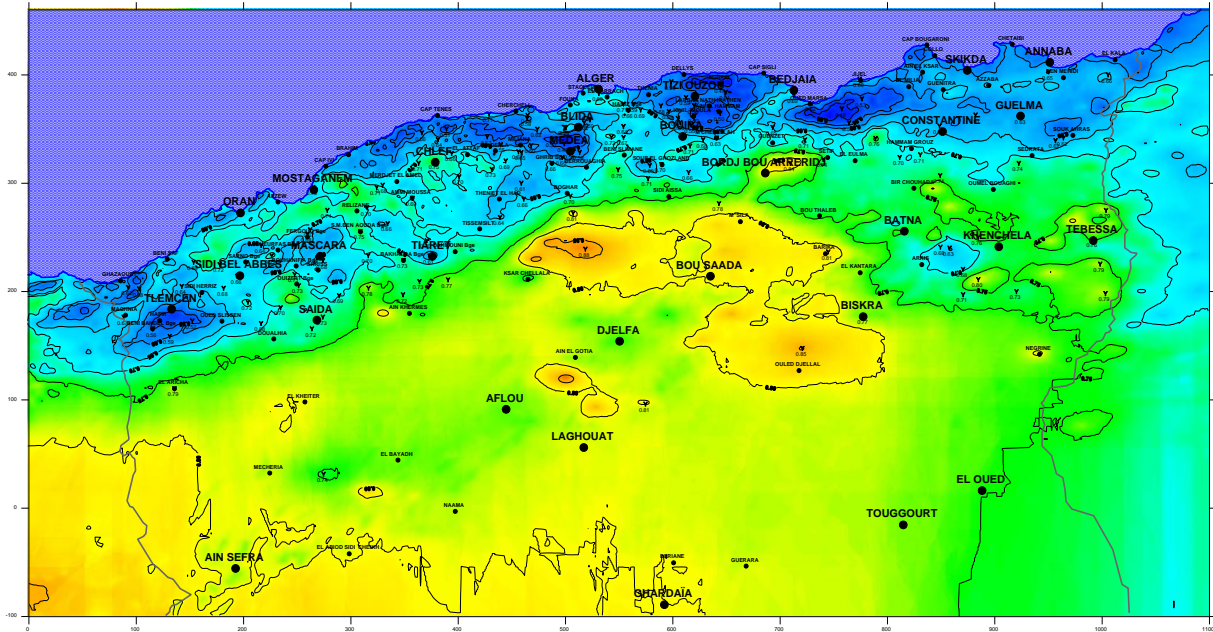


Figure 3. 7. Grille du coefficient de Montana à la maille régulière de 1kilomètre

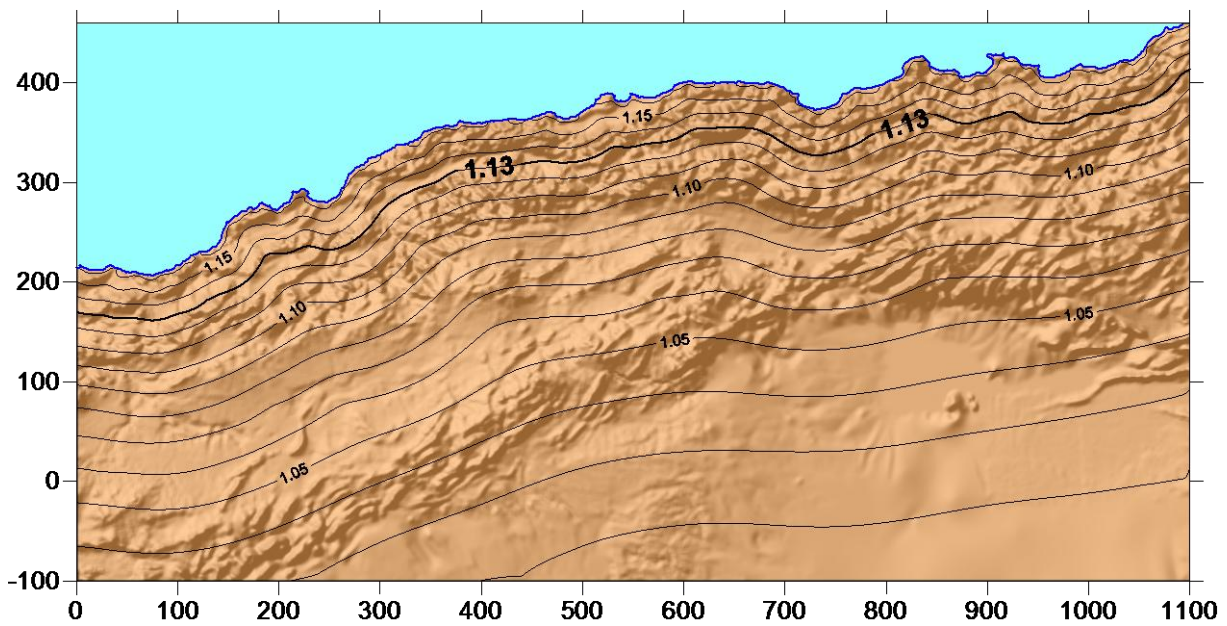


Figure 3. 8. Grille du coefficient correctif de Weiss à la maille régulière de 1kilomètre

Un outil de l'estimation des courbes IDF a été conçu sous Excel permettant ainsi de déterminer l'intensité en mm/ heure et le quantile de pluie en mm pour les périodes de retour comprises entre 2 et 100 ans , et les durées de pluies allant de 6h à 24 h. Les lectures se font sur les cartes (figures 3.5 à 3.8) à partir des valeurs de références au point concerné et sont remplies dans les cases jaunes, la durée et la période de retour sont choisies dans les cases bleues (Figure 3.9)

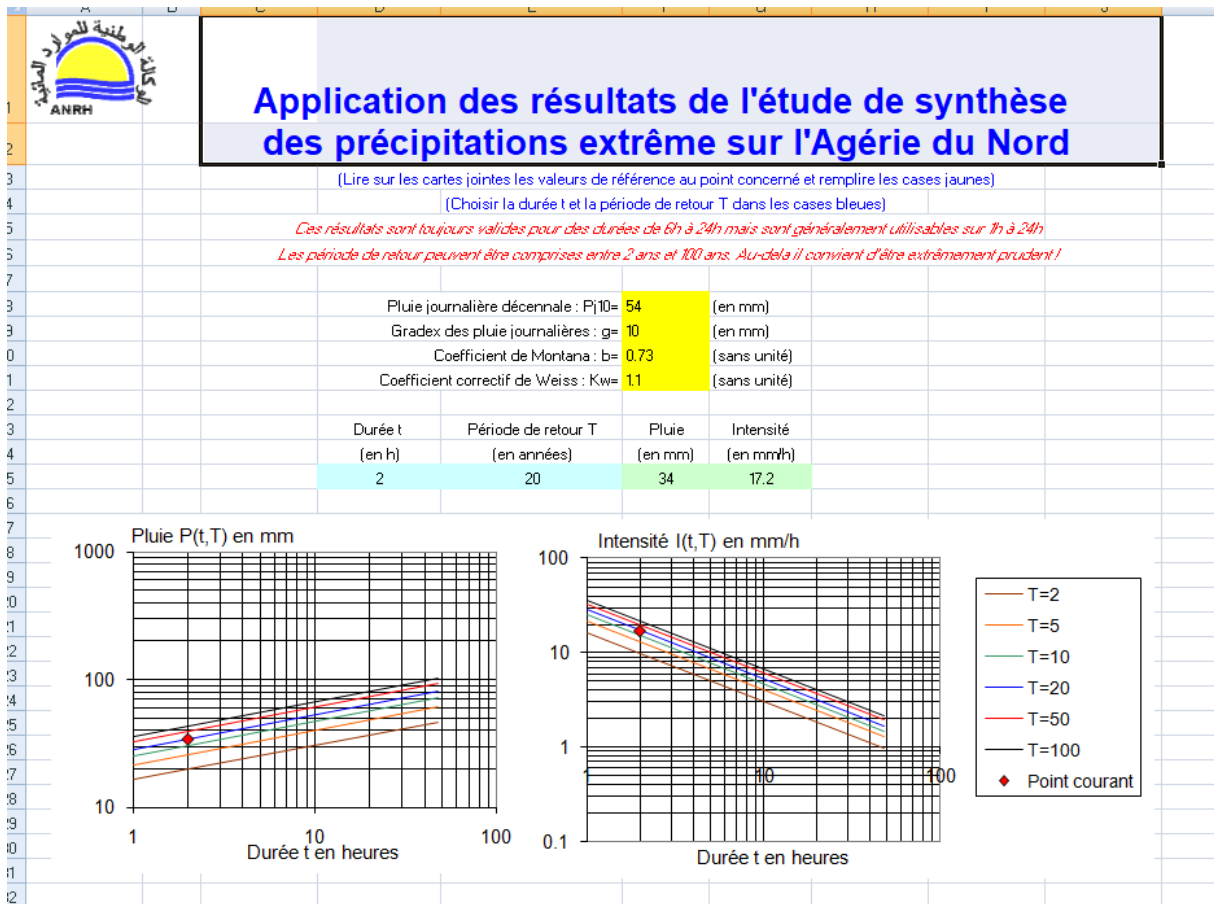


Figure 3. 9. Données et résultats graphiques issus de la procédure adoptée par l'ANRH

Les hydrologues, les ingénieurs hydrauliciens et les étudiants en projet de fin d'étude peuvent se servir des résultats obtenus par L'ANRH concernant l'application des résultats de l'étude de synthèse des précipitations extrême sur l'Algérie du Nord pour l'estimation de l'intensité pluviométrique et des quantiles de pluies.

Applications de la méthode rationnelle

Application 1.

Soit une zone comprenant :

- Espace vert $C_1 = 0.10$ $S_1 = 10$ ha
- Habitations très denses $C_2 = 0.9$ $S_2 = 12$ ha
- Quartiers résidentiels $C_3 = 0.25$ $S_3 = 25$ ha
- Habitations denses $C_4 = 0.7$ $S_4 = 8$ ha

1. Calculer le coefficient de ruissellement pondéré de la zone
2. Calculer le débit total si l'intensité pluviale $i = 115$ l/s/ha et le coefficient de la répartition spatiale de la pluie est égale à 1

Application 2.

Une zone de superficie égale à 72 ha a les données suivantes :

Des conduites de longueur totale de 1850m et la vitesse d'écoulement est de 0.95 m/s,

Le temps de ruissellement est de 10mn. Le coefficient de ruissellement pondéré de la zone est de 0.85

1. Calculer l'intensité pluviale pour une période de retour $T = 10$ ans
2. La zone a un bassin assimilé à un rectangle tel que $D = 70$ km, déterminer le coefficient de la répartition spatiale de la pluie
3. Déterminer le débit total de cette zone

Solution de l'exercice 1

1. Calcul du coefficient de ruissellement pondéré C_p

$$C_p = \frac{C_1 \cdot S_1 + C_2 \cdot S_2 + C_3 \cdot S_3 + C_4 \cdot S_4}{S_1 + S_2 + S_3 + S_4}$$

Application numérique :

$$C_p = \frac{0.1 \times 10 + 0.9 \times 12 + 0.25 \times 25 + 0.7 \times 8}{10 + 12 + 25 + 8}$$

$$C_p = 0.43$$

2. Calcul du débit total pour $i = 115$ l/s/ha et $K = 1$

$$Q_{\text{total}} = C_p \cdot i \cdot S_t \cdot K$$

$C_p = 0.43$, Surface totale (S_t) = à 55 ha

Application numérique :

$$Q_{\text{total}} = 0.43 \times 115 \times 55 \times 1$$

$$Q_{\text{total}} = 2719.75 \text{ l/s}$$

Solution de l'exercice 2

1. Calcul de l'intensité pluviale pour une période de retour $T = 10$ ans

$$i(T_c, 10) = \frac{45}{35 + T_c}$$

Le bassin est urbanisé, le temps de concentration : $T_c =$ temps d'écoulement (T_1) + temps de ruissellement (T_2)

$T_1 =$ longueur totale des conduites / vitesse d'écoulement = $1850/0.95 = 1947.37$ s

$T_2 = 10$ mn = 600 secondes

$T_c = T_1 + T_2$

$T_c = 1947.37 + 600 = 2547.37$ secondes = 42.46 mn

$$i(T_c, 10) = \frac{45}{35 + T_c}$$

A.N $i(T_c, 10) = 0.581$ mm/mn

2. Le bassin est assimilé à un rectangle tel que $D = 70$ km, Le coefficient de la répartition spatiale de l'averse est donné par la formule suivante :

$$K = 1 - 0.006\sqrt{D/2}$$

$$K = 1 - 0.006\sqrt{70/2}$$

$$K = 1 - 0.006\sqrt{35}$$

A.N $K = 0.9645$

3. Calcul du débit total du bassin

$$Q_{\text{total}} = C_p \cdot i \cdot S_t \cdot K \cdot u$$

$S_t = 72$ ha et $i(T_c, 10) = 0.581$ mm/mn donc $u = 166.7$

$C_p = 0.85$ et $K = 0.9645$

$$Q_{\text{total}} = 0.85 \times 0.581 \times 72 \times 0.9645 \times 166.7$$

A.N $Q_{\text{total}} = 79.402$ l/s

IV.2 La méthode superficielle.

IV.2.1 Principe de la méthode

Cette méthode est proposée par A. Caquot en 1949 qui fait intervenir l'effet capacité du réseau contrairement à la méthode rationnelle. A. Caquot démontre que :

A un temps antérieur $t - \Delta t$, le réseau n'était pas plein : l'eau tombée servait à l'humidification des surfaces, à l'écoulement et au remplissage des canalisations

A un temps t , le réseau est plein, il fonctionne à son maximum qui correspond au volume tombé par unité de temps

L'équation des volumes exprime le bilan de l'opération du ruissellement est :

$$1/6 \cdot \alpha \cdot H \cdot A \cdot (1 - \gamma) = Q[\delta(T1 + T2) + \beta \cdot Tc]$$

Avec :

$1/6$: coefficient d'homogénéité des unités

α : coefficient d'abattement spatial $\alpha = A^{-\epsilon}$

H : hauteur de pluie tombée entre les instants 0 et θ en mm

A : surface du bassin versant en ha

$1-\gamma = C$: coefficient de ruissellement brut $C = \text{Simper} / \text{Stotale}$

T1 : temps de parcours de l'eau dans le collecteur : écoulement

T2 : temps de parcours de l'eau à ciel ouvert : le ruissellement

$\delta \cdot Q \cdot Tc$: volume stocké en surface et dans le réseau entre 0 et θ

$\beta \cdot Q \cdot Tc$: volume écoulé à l'exutoire entre 0 et θ

$(\beta + \delta) Q$: effet de capacité total du réseau tel que β correspond à l'écoulement et δ au stockage

Q : débit maximum en m^3/s

On pose que $T1 + T2 = Tc$ et $1 - \gamma = C$

La formule devient :

$$1/6 \cdot \alpha \cdot H \cdot A \cdot C = Q(\delta + \beta) \cdot Tc$$

Or $H/Tc = i$, i étant l'intensité moyenne sur la durée Tc pour une période de retour T donnée par la formule de Grisollet :

$$i(t, T) = a(T) \cdot Tc^{b(T)} \quad b(T) < 0$$

$$1/6 \cdot \alpha \cdot (H/Tc) \cdot A \cdot C = Q(\delta + \beta) \rightarrow 1/6 \cdot \alpha \cdot i(t, T) \cdot A \cdot C = Q(\delta + \beta)$$

$$Q = 1/(6(\delta + \beta)) \alpha \cdot i(t, T) \cdot A \cdot C$$

$$Q = \frac{1}{6(\delta + \beta)} \alpha \cdot a(T) \cdot Tc^{b(T)} \cdot A \cdot C$$

D'après Caquot :

$$Tc = \mu \cdot I^c \times A^d \times Q^f \quad \mu = 0.5, \quad c = -0.41, \quad d = 0.507, \quad f = -0.287$$

μ : coefficient numérique d'ajustement

I : pente moyenne du plus long parcours de l'eau

c, d, f : exposants

En remplaçant Tc et $\alpha = A^{-\varepsilon}$ dans la formule, on obtient :

$$Q = \frac{1}{6(\delta + \beta)} A^{1-\varepsilon} \cdot a(T) \cdot [\mu \cdot I^c \cdot A^d \cdot Q^f]^{b(T)} \cdot C$$

$$Q = \frac{1}{6(\delta + \beta)} A^{1-\varepsilon} \cdot C \cdot a(T) \cdot [\mu \cdot I^c \cdot A^d \cdot Q^f]^{b(T)}$$

On obtient la formule générale suivante :

$$Q = \frac{a(T) \cdot \mu^{b(T)}}{6(\delta + \beta)} \cdot I^{\left(\frac{1}{1-b(T)f}\right)} \cdot C^{\left(\frac{1}{1-b(T)f}\right)} \cdot A^{\left(\frac{b(T)d+1-\varepsilon}{1-b(T)f}\right)}$$

- Valeurs de $(\delta + \beta)$

Soit $\beta = 0.85$ et $\delta = 1$

$$\beta = \delta = 0.75$$

$$\beta + \delta = 1.10$$

Actuellement on prend : $\beta = 0.40$ et $\delta = 1$

- Valeurs de ε de $\alpha = A^{-\varepsilon}$

$\varepsilon = 0.178$ d'après A. Caquot

$\varepsilon = 0.1$ d'après Koch

$0.125 < \varepsilon < 0.25$ d'après la formule de Burkli

$\varepsilon = 0.0625$ d'après M. Gaudin

Pour le calcul des eaux pluviales par la méthode superficielle, la France a été découpé en trois zones, chaque région possède ces propres valeurs en a et b (Instruction technique, 1977). La région 3 de France correspond à la zone méditerranéenne, ces formules sont applicables pour l'Algérie du Nord vu que le climat est le même. Les formules superficielles du débit sont reportées au tableau 3.1.

Tableau 3. 1. Formules superficielles déterminées dans la zone Méditerranéenne France, valable pour l'Algérie du Nord.

Période de retour T = 1/F	Paramètres climatiques		Formules superficielles du débit en m ³ /s
	a(F)	b(F)	
10 ans	6.1	- 0.44	$1.3 \times I^{0.21} \times C^{1.14} \times A^{0.83}$
5 ans	5.9	- 0.51	$1.33 \times I^{0.24} \times C^{1.17} \times A^{0.81}$
2 ans	5.0	-0.54	$0.12 \times I^{0.26} \times C^{1.18} \times A^{0.80}$
1 an	3.8	- 0.53	$0.80 \times I^{0.26} \times C^{1.18} \times A^{0.80}$

Pour l'Algérie du Nord, on utilise :

$$Q = 520. I^{0.20} . C^{1.11} . A^{0.83} \quad \text{pour } i = 4T^{-0.5} \quad T = 10 \text{ ans}$$

Donc la méthode superficielle conduit à déterminer le débit Q à partir des caractéristiques physiques d'un découpage en bassin et sous- bassin

IV.2.2 Paramètres utilisés dans le modèle de Caquot.

Les formules du tableau III.1 s'appliquent pour des bassins à pente et imperméabilisation homogènes. Dans le cas contraire, il faut proposer des assemblages en séries ou en parallèles de bassins élémentaires et homogènes

IV.2.2.1 La pente

a- Assemblage en série : la pente moyenne

Assemblage d'une série de tronçons successifs

$$I_{moy} = \left[\frac{\sum_1^n L_J}{\sum_1^n \frac{L_J}{\sqrt{I_J}}} \right]^2$$

J représente les tronçons dans l'écoulement canalisé, on procède à un assemblage de plusieurs tronçons successifs. Par exemple, dans la figure 3.3, les bassins B1 et B2 sont en séries

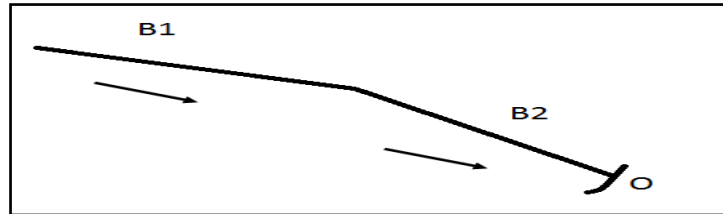


Figure 3. 2. Assemblage de deux bassins en séries

b- Assemblage en parallèle : la pente moyenne équivalente

Assemblage de plusieurs tronçons homogènes indépendants les uns des autres à l'intérieur des canalisations

$$I_{moy\ équi} = \frac{\sum_1^n I_J \times Q_J}{\sum_1^n Q_J}$$

$I_{moy\ équi}$: pente appliquée sur le cheminement du plus grand débit

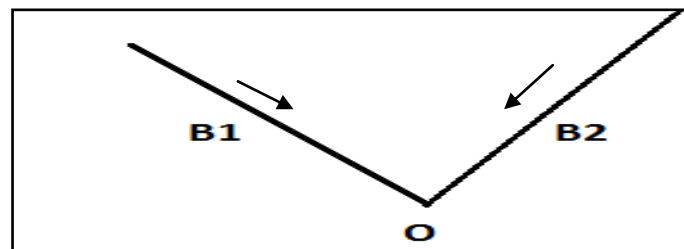


Figure 3. 3. Assemblage de deux bassins en parallèles

Tableau 3. 2. Tableau récapitulatif des assemblages des bassins

Paramètres équivalents	Surface A	Coefficient de ruissellement C	Pentes I	Coefficient d'allongement M	Longueur L
Bassins en série	$\sum_1^n A_J$	$\frac{\sum_1^n C_J \cdot A_J}{\sum_1^n A_J}$	$\left[\frac{\sum_1^n L_J}{\sum_1^n \frac{L_J}{\sqrt{I_J}}} \right]^2$	$\frac{\sum_1^n L_J}{\sqrt{\sum_1^n A_J}}$	$\sum_1^n L_J$
Bassins en parallèles	$\sum_1^n A_J$	$\frac{\sum_1^n C_J \cdot A_J}{\sum_1^n A_J}$	$\frac{\sum_1^n I_J \times Q_J}{\sum_1^n Q_J}$	$\frac{L(Q_{Max})}{\sqrt{\sum_1^n A_J}}$	$L(Q_{Max})$

c- Correction du débit

Le débit obtenu doit être corrigé, vu que Caquot a travaillé sur un modèle tel que le coefficient d'allongement du bassin versant $M = 2$.

La correction se fait à l'aide d'un coefficient m , m tient compte de la forme plus ou moins ramassé du bassin versant

$$M = \frac{L}{\sqrt{A}}$$

$$m = \left[\frac{4.A}{L^2} \right]^{\frac{-0.42}{1-b(F).f}} \quad \text{D'où :} \quad m = \left[\frac{M}{2} \right]^{\frac{0.84.b(F)}{1-b(F).f}}$$

$$i(t, T) = a(T).Tc^{b(T)}$$

$a(T)$ et $b(T)$ sont des paramètres représentatifs de la pluviométrie, ils dépendent de la région et de la période de retour.

f : facteur d'ajustement du débit

Si $M = 2$ pas de correction, l'exemple est compatible avec le modèle de Caquot

Si $M > 2$ correction l'exemple n'est pas compatible avec le modèle de Caquot

Le débit sera majoré, le coefficient m est majorateur

Si $M < 2$ correction l'exemple n'est pas compatible avec le modèle de Caquot

Le débit sera minoré, le coefficient m est minorateur

Le débit final deviendra : Q résultant corrigé = $m.Q$

Pour l'assemblage en parallèle, une condition supplémentaire doit être vérifiée :

$$\text{Max}(Q_1, Q_2, \dots, Q_n) < Q_{\text{résultant corrigé}} < \sum_{i=1}^n Q_i.$$

Si cette condition n'est pas vérifiée, on prend :

$$Q_{\text{résultant corrigé}} = \sum_{i=1}^n Q_i$$

IV.2.3 Limites d'application du modèle de Caquot.

La C.G (règlement) n'imposait aucune limite

L'instruction technique impose :

- la pente : $0.002 \leq I \leq 0.05$ m/m
- le coefficient de ruissellement : $0.2 \leq C \leq 1$
- la surface totale : $S \leq 200$ ha
- le coefficient d'allongement $M \geq 0.8$

Pour l'assemblage des bassins, la condition de la pente va changer, il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{I_{max}}{I_{min}} \leq 20$$

Si la surface est > 200 ha, il faut avoir recours à des modèles de simulation lesquels comprennent généralement :

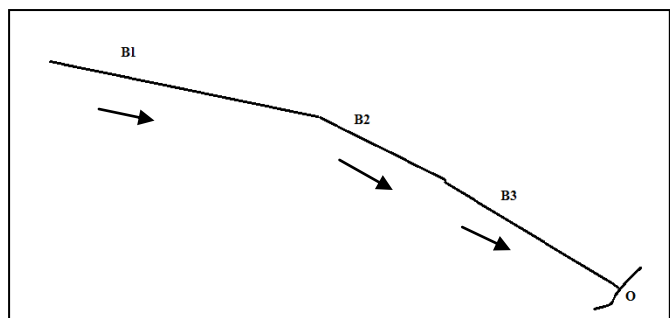
- un modèle hydrologique
- un modèle hydraulique
 - a- Le modèle hydrologique s'obtient en mettant en place un limnigraphe à chaque exutoire des bassins versants lesquelles fournissent les enregistrements des débits ; ce sont des courbes dénommées hydrogrammes
 - b- Le modèle hydraulique synthétise les hydrogrammes de ruissellement dans le réseau collecteur

Applications de la méthode superficielle

Application 1.

Soit trois (03) bassins :

Paramètres	A (ha)	I	L (m)	C
B1	4	0.004	900	0.3
B2	5	0.005	500	0.5
B3	7	0.007	600	0.6



1/ Donner le type d'assemblage

2/ Calculer le débit résultant au point O

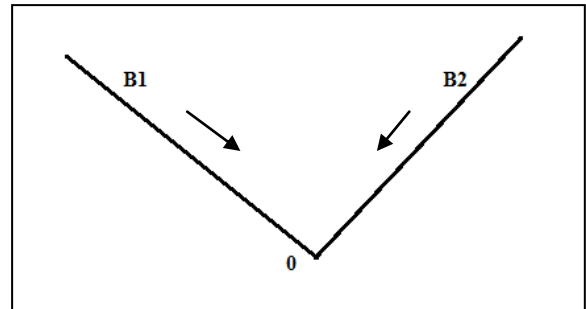
3/ Calculer le débit résultant corrigé O

$$T= 10 \text{ ans} \quad b(F) = -0.44 \quad Q = 1.3 \cdot I^{0.21} \cdot C^{1.14} \cdot A^{0.83}$$

Application 2.

Soit trois (02) bassins :

Paramètres	A (ha)	I	L (m)	C
B1	6	0.004	900	0.5
B2	8	0.005	500	0.7



1/ Donner le type d'assemblage

2/ Calculer le débit résultant au point O

3/ Calculer le débit résultant corrigé O

$$T= 10 \text{ ans} \quad b(F) = -0.44 \quad Q = 1.3 \cdot I^{0.21} \cdot C^{1.14} \cdot A^{0.83}$$

Solution de l'exercice 1

1. Type d'assemblage : en série + B1+B2+B3

2. Calculer le débit résultant au point O

a. Calcul du coefficient de ruissellement pondéré Cp

$$Cp = \frac{C_1 \cdot S_1 + C_2 \cdot S_2 + C_3 \cdot S_3}{S_1 + S_2 + S_3}$$

Application numérique :

$$Cp = \frac{0.3 \times 4 + 0.5 \times 5 + 0.6 \times 7}{4 + 5 + 7}$$

$$Cp = 0.49$$

b. Calcul de la pente moyenne

$$I_{moy} = \left[\frac{\sum_1^n L_j}{\sum_1^n \frac{L_j}{\sqrt{I_j}}} \right]^2$$

$$I_{moy} = \left[\frac{L1 + L2 + L3}{\frac{L1}{\sqrt{I1}} + \frac{L2}{\sqrt{I2}} + \frac{L3}{\sqrt{I3}}} \right]^2$$

$$I_{moy} = \left[\frac{900 + 500 + 600}{\frac{900}{\sqrt{0.004}} + \frac{500}{\sqrt{0.005}} + \frac{600}{\sqrt{0.007}}} \right]^2$$

$$I_{moy} = 0.0049$$

c. Calcul du débit résultant au point O : Qres

$$T = 10 \text{ ans} \quad Q_{res} = 1.3 \cdot I_{moy}^{0.21} \cdot C_p^{1.14} \cdot A_t^{0.83} \quad (\text{At : surface totale} = 16 \text{ ha})$$

$$Q_{res} = 1.3 \times 0.0049^{0.21} \times (0.49)^{1.14} \times (16)^{0.83}$$

$$Q_{res} = 1.8842 \text{ m}^3/\text{s}$$

3. Calcul du débit corrigé résultant au point O : Qcorr

$$Q_{corr} = m \times Q_{res}$$

$$M = \frac{L}{\sqrt{A}} = \frac{2000}{\sqrt{16 \times 10000}} = 5$$

$$m = \left[\frac{M}{2} \right]^{\frac{0.84 \times b(F)}{1 - b(F) \cdot f}}$$

$$b(F) = -0.44 \text{ et } f = -0.287$$

$$m = \left[\frac{5}{2} \right]^{\frac{0.84 \times (-0.44)}{1 - (-0.44) \times (-0.287)}}$$

$$m = 0.68$$

$$Q_{corr} = m \times Q_{res} = 0.68 \times 1.8842 = 1.282 \text{ m}^3/\text{s}$$

Solution de l'exercice 2

1. Assemblage en parallèle : B1//B2

2. Calculer le débit résultant au point O

a. Calcul du débit de B1

$$Q_1 = 1.3 \times I_1^{0.21} \times C_1^{1.14} \times A_1^{0.83}$$

$$Q_1 = 1.3 \times (0.004)^{0.21} \times (0.5)^{1.14} \times (6)^{0.83}$$

$$Q_1 = 0.8186 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{1corr} = m \times Q_{1res}$$

$$M_1 = \frac{L_1}{\sqrt{A_1}} = \frac{900}{\sqrt{6 \times 10000}} = 3.67$$

$$m = \left[\frac{M}{2} \right]^{\frac{0.84 \times b(F)}{1 - b(F) \cdot f}}$$

$$b(F) = -0.44 \text{ et } f = -0.287$$

$$m1 = \left[\frac{3.67}{2} \right]^{\frac{0.84 \times (-0.44)}{1 - (-0.44) \times (-0.287)}}$$

$$m1 = 0.77$$

$$Q1_{corr} = m \times Q1_{res} = 0.77 \times 0.8186 = 0.6303 \text{ m}^3/\text{s}$$

b. Calcul du débit de B2

$$Q_2 = 1.3 \times I_2^{0.21} \times C_2^{1.14} \times A_2^{0.83}$$

$$Q_2 = 1.3 \times (0.005)^{0.21} \times (0.7)^{1.14} \times (8)^{0.83}$$

$$Q_2 = 1.5985 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{2corr} = m \times Q_{2res}$$

$$M2 = \frac{L2}{\sqrt{A2}} = \frac{500}{\sqrt{8 \times 10000}} = 1.77$$

$$m = \left[\frac{M}{2} \right]^{\frac{-0.84 \times b(F)}{1 - b(F) \cdot f}}$$

$$b(F) = -0.44 \text{ et } f = -0.287$$

$$m2 = \left[\frac{1.77}{2} \right]^{\frac{0.84 \times (-0.44)}{1 - (-0.44) \times (-0.287)}}$$

$$m2 = 1.05$$

$$Q_{2corr} = m \times Q_{2res} = 1.05 \times 1.5985 = 1.6784 \text{ m}^3/\text{s}$$

b. Calcul de la pente moyenne équivalente

$$I_{moy \text{ équi}} = \frac{I_1 \times Q_{1corr} + I_2 \times Q_{2corr}}{Q_{1corr} + Q_{2corr}}$$

$$I_{moy \text{ équi}} = \frac{0.004 \times 0.6303 + 0.005 \times 1.6784}{0.6303 + 1.6784}$$

$$I_{moy \text{ équi}} = 0.0047$$

c. Calcul du débit corrigé résultant au point O : Q res corr

$$Q_{res} = 1.3 \cdot I_{moyeq}^{0.21} \cdot C_p^{1.14} \cdot A_t^{0.83} \quad (A_t : \text{surface totale} = 16 \text{ ha}, C_p = 0.61)$$

$$Q_{res} = 1.3 \times (0.0047)^{0.21} \times (0.61)^{1.14} \times (14)^{0.83}$$

$$Q_{res} = 2.146 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$M = \frac{L(Q_{max})}{\sqrt{A}} = \frac{500}{\sqrt{14 \times 10000}} = 1.34$$

$$m = \left[\frac{M}{2} \right]^{\frac{0.84 \times b(F)}{1 - b(F) \cdot f}}$$

$$b(F) = -0.44 \text{ et } f = -0.287$$

$$m = \left[\frac{1.34}{2} \right]^{\frac{0.84 \times (-0.44)}{1 - (-0.44) \times (-0.287)}}$$

$$m = 1.18$$

$$Q_{\text{res corr}} = m \times Q_{\text{res}} = 1.18 \times 2.14 = 2.532 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pour l'assemblage en parallèle, vérification de la condition :

$$\text{Max}(Q_{1\text{corr}}, Q_{2\text{corr}}) \leq Q_{\text{résultant corrigé}} \leq Q_{1\text{corr}} + Q_{2\text{corr}}$$

$$\text{Max}(0.8186 \text{ m}^3/\text{s}, 1.6784 \text{ m}^3/\text{s}) \leq 2.532 \text{ m}^3/\text{s} \leq Q_{1\text{corr}} + Q_{2\text{corr}}$$

$$1.6784 \text{ m}^3/\text{s} < 2.532 \text{ m}^3/\text{s} < 2.497 \text{ m}^3/\text{s}$$

Condition non vérifiée donc : $Q_{\text{res corr}} = 2.497 \text{ m}^3/\text{s}$

CHAPITRE IV

CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

I Introduction.

Le dimensionnement d'un réseau passe par la connaissance du système hydraulique. Un système hydraulique est un réseau d'écoulement dont l'organisation topologique est connue.

Pour dimensionner un réseau, il faut connaître les éléments constitutifs de ce réseau qui sont :

- les nœuds d'entrée et de sortie du système et la localisation ponctuelle d'ouvrage
- les tronçons limités par un nœud d'origine i et un nœud d'extrémité j représentant une portion du collecteur ayant les mêmes caractéristiques
- les branches (collecteurs) ensemble de tronçons consécutifs assurant la continuité de l'écoulement
- le débit la pente

II Paramètres de dimensionnement du réseau.

Les paramètres important du réseau sont : le diamètre et la pente. La détermination du diamètre de la canalisation se fait après le calcul des débits dans les divers points du réseau (chapitre III).

II.1 Rappels des formules.

Les sections des canalisations s'obtiennent en appliquant les formules de l'écoulement dans les canaux :

$$Q = V \times S$$

a) Formule de Manning-Strickler :

$$C = K \cdot R^{1/6} \quad V = K \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$Qc = V \cdot S = K \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot S$$

K = Coefficient de Manning - Strickler

S = Section mouillée de l'ouvrage au m²

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

Qc = Débit capable de l'ouvrage en m³ /s

Valeurs courantes de K utilisées pour les études (Kerloc'h B, Maelstaf D):

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

b) Formule résultant des travaux de Chézy et Bazin : $V = C \cdot \sqrt{R \cdot I}$

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

La formule devient :

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

Où

V : vitesse moyenne d'écoulement en m/s

R : rayon hydraulique moyen de la section de la canalisation en m

$$R = \frac{\text{Section mouillée}}{\text{Périmètre mouillé}}$$

I : pente hydraulique, c'est la pente de l'ouvrage si celui-ci fonctionne en écoulement libre (cas général). En cas d'écoulement en charge, c'est la pente de la ligne piézométrique.

II.2 Mode d'emplacement de la conduite.

Le schéma ci-dessous démontre les différentes couches qui surmontent l'emplacement de la conduite :

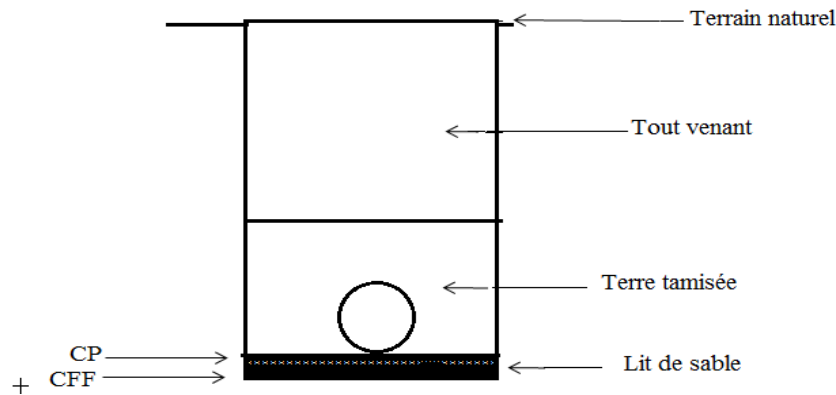


Figure 4. 1. Mode d'emplacement de la conduite

C F F : cote fond de fouille

C P : c'est la cote de la génératrice inférieure appelée aussi cote radier ou cote projet

La pente dépend des conditions du terrain.

Si le terrain est régulier, la pente hydraulique est presque égale à la pente du terrain en plus de la profondeur d'emplacement de la conduite.

Si le terrain est accidenté ou les débits sont faibles, il faudrait assurer une pente minimale de 3 pour mille 0.003

III Détermination du diamètre et autres paramètres du réseau.

La détermination du diamètre et de la vitesse d'écoulement se fait à partir de différents abaques en fonction des types de réseau unitaires ou séparatifs et de la forme des canalisations circulaires ou ovoïdes.

Canalisations circulaires :

Abaque (Ab.3) pour les réseaux d'eaux usées en système séparatif

Abaque (Ab.4a) pour les réseaux pluviaux en système unitaire ou séparatif

Canalisations ovoïdes :

Abaque (Ab.4b) pour les réseaux pluviaux en système unitaire ou séparatif

Les abaques Ab.4a, Ab.4b et Ab.3 (représentés en annexe) exigent deux paramètres d'entrée connus, la pente et le débit. Ces abaques permettent de déduire le diamètre de la canalisation pour les canalisations circulaires, la hauteur nominale pour les canalisations ovoïdes et la vitesse pleine section.

Par la suite, le rapport du débit est calculé permettant ainsi la lecture des rapports de vitesses R_v et de hauteurs à partir de l'abaque Ab.5 pour les ouvrages circulaires (a) et ovoïdes (b) (voir annexe).

Rapport des débits : $R_q = Q/Q_{ps}$

Q : débit transité par la conduite

Q_{ps} : débit plein section

Rapport des vitesses : $R_v = V/V_{ps}$

V : vitesse d'écoulement dans la conduite

V_{ps} : vitesse pleine section

Rapport des hauteurs : $R_h = H/D$

H : hauteur de remplissage

D : diamètre de la conduite

A partir de R_q , on tire R_v et R_h des abaques (Ab.5), on aura :

La vitesse d'écoulement $V_{ec} = R_v \cdot V_{ps}$

La hauteur de remplissage $H_{rem} = R_h \cdot D$

Par la suite on détermine la vitesse d'autocurage : $V_{auto} = 0.55V_{ps} \geq 0.6 \text{ m/s}$ (réseau unitaire)

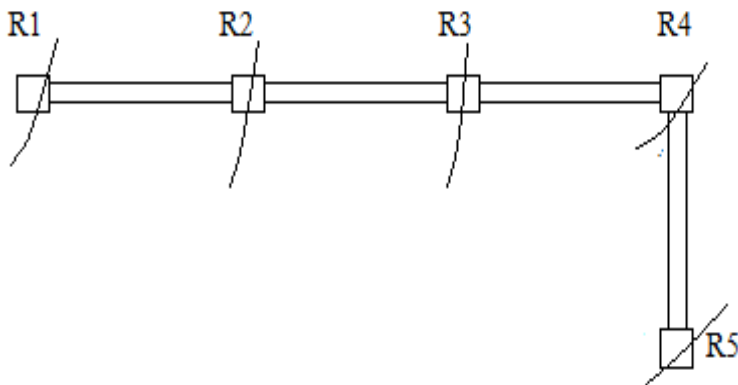
L'autocurage est la faculté du réseau d'assainissement de se nettoyer tout seul sous l'action de d'écoulement des eaux.

Les conditions d'autocurage diffèrent selon que l'on se trouve dans un réseau unitaire ou séparatif comme il sera vu au chapitre suivant.

Application sur le calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Soit un réseau d'assainissement ayant les données suivantes :

Tronçons	Débit m^3/s	Distance (m)	Cote projet amont	Cote projet aval
R1-R2	0.07	100	144	143.3
R2-R3	0.19	85	143.3	142.45
R3-R4	0.82	120	142.45	140.05
R4-R5	0.87	95	140.05	139.18



1. Calculer la pente
2. A partir de l'abaque Ab-4a, déterminer le diamètre du réseau, le débit à pleine section et la vitesse pleine section : Q_{ps} , et v_{ps}
3. Déterminer le rapport de la hauteur de remplissage r_h et le rapport des vitesses r_v
4. Calculer la hauteur de remplissage et la vitesse d'écoulement et vérifier les conditions d'écoulement du réseau

Solution

1. Calcul de la pente I

Formule de la pente du projet : I

$$I = \frac{\text{Cote projet amont} - \text{Cote projet aval}}{\text{Longueur du tronçon}}$$

Tableau 1. Calcul de la pente projet

Tronçons	Débits (m ³ /s)	Longueurs (m)	Cotes projet amont	Cotes projet aval	I
R1-R2	0.07	100	144	143.3	0.007
R2-R3	0.19	85	143.3	142.45	0.01
R3-R4	0.82	120	142.45	140.05	0.02
R4-R5	0.87	95	140.05	139.18	0.009

1. Détermination du diamètre, Q_{ps} et v_{ps} à partir de l'abaque Ab-4a

Tableau 2. Détermination de Q_{ps} et v_{ps}

Tronçons	Q (m ³ /s)	I	D(mm)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)
R1-R2	0.07	0.007	400	0.11	0.9
R2-R3	0.19	0.01	500	0.25	1.29
R3-R4	0.82	0.02	800	1.25	2.57
R4-R5	0.87	0.009	1000	1.6	2

2. Déterminer le rapport de la hauteur de remplissage rh et le rapport des vitesses rv

On calcule le rapport du débit $rq = Q/Qps$

A partir de rq , on tire rv et rh de l'abaque (Ab-5)

Tableau 3. Lecture de rh et rv à partir de l'abaque Ab-5

Tronçons	Q (m ³ /s)	Qps (m ³ /s)	$rq = Q/Qps$	rh	rv
R1-R2	0.07	0.11	0.64	0.56	1.05
R2-R3	0.19	0.25	0.76	0.55	1.06
R3-R4	0.82	1.25	0.66	0.58	1.07
R4-R5	0.87	1.6	0.54	0.52	1.02

3. Calcul de la hauteur de remplissage, la vitesse d'écoulement et vérification des conditions d'écoulement du réseau

$$rv = vec / vps$$

La vitesse d'écoulement

$$vec = rv \cdot vps$$

$$rh = H/D$$

La hauteur de remplissage

$$H = rh \cdot D$$

Vérification des conditions d'écoulement :

Calcul de la vitesse d'autocurage : $v_{auto} = 0.55vps \geq 0.6$ m/s (réseau unitaire)

La hauteur de remplissage doit être comprise entre :

20% du diamètre pour permettre l'écoulement et éviter la décantation des dépôts

80% pour permettre le dégagement gazeux

Tableau 4. Calcul de H, vec et vérification des conditions d'écoulement

Tronçons	rh	H(mm)	rv	V ec (m/s)	V auto (m/s)	$20\%D \leq H_{rempl} \leq 80\%D$ $mm \leq H_{rempl} \leq mm$
R1-R2	0.56	224	1.05	0.96	0.6	80 ≤ 224 ≤ 320
R2-R3	0.55	275	1.06	1.37	0.71	100 ≤ 275 ≤ 400
R3-R4	0.58	464	1.07	2.75	1.41	160 ≤ 464 ≤ 640
R4-R5	0.52	520	1.02	2.04	1.1	200 ≤ 520 ≤ 800

IV Calcul d'un réseau d'assainissement

Les données de base nécessaires à un projet d'assainissement sont énumérées ci-dessous :

- Présentation de la zone d'étude (extension, limite du bassin versant)
- Situation géographique : surface du chef-lieu
- Situation topographique : terrain montagneux, accidenté ou régulier les altitudes, l'existence des oueds ou affluents (milieu récepteur), ville côtière
- Situation climatique : climat méditerranéen et continental ; été chaud et sec, hiver doux et pluvieux, intensité moyenne des pluies
- Situation démographique : surface urbanisée, évolution de la population, horizon d'étude 2020

$$N = N_0 (1+t)^n$$

N : nombre d'habitant par rapport à l'horizon d'étude (ex 2035)

N₀ : nombre d'habitant par rapport à l'année de base (ex 2020)

t : taux d'accroissement égal à 2.15%

n : nombre d'année entre N et N₀

IV.1 Estimation des débits

Les débits à prendre en compte sont le débit des eaux usées, le débit des eaux pluviales et le débit des eaux claires parasites

- Le débit du temps sec ou débit des eaux usées : Q_{ts}, Q_{e.u}
- Le débit des eaux pluviales : Q_{e.p}
- Le débit des eaux claires parasites : Q_{ecp}

IV.1.1 Etude du réseau unitaire

1- Le débit total : Q_t

$$Q_t = Q(\text{eau usée}) + Q(\text{eau pluviale}) + Q(\text{eaux parasites})$$

Le débit des eaux usées sont généralement négligeables par rapport aux débits des eaux pluviales

Le débit des aux claires parasites Q_{ecp} correspond aux erreurs de branchement ou au drainage de la nappe (canalisations non étanches).

Ce débit est donné par la formule suivante :

$$Q_{ecp} = Q_m \times \frac{T \text{ dilution}}{100}$$

Q_{ecp} = Débit des eaux claires parasites en l/s

Q_m = Débit moyen des eaux usées en l/s

Tdilu = Taux de dilution en %

Q_{ecp} est aussi négligeable comparé au débit des eaux pluviale, il n'entre en considération que dans le cas du dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration

2- La section

Diamètre minimal égale à 300 mm. Les autres : 400mm, 500mm et 600mm.

3- La vitesse :

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

$\gamma = 0.46$ ouvrages établis avec un soin moyen, présence de sables dans les eaux

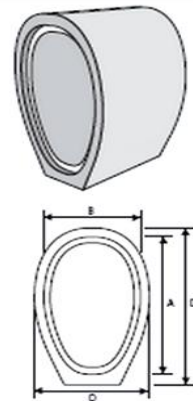
$\gamma = 0.30$ ouvrages soigneusement exécutés comportant des dispositifs de dessablement efficaces et bien entretenus

$\gamma = 0.16$ émissaires conduisant à la station d'épuration l'effluent du temps sec et les débits des petites pluies, à l'aval du dernier déversoir et après un dessablement soigné.

Si $D \geq 600$ mm utilisation des ovoïdes est recommandée car leurs sections inférieures permettent un meilleur entretien et un écoulement du débit par temps sec égal aux sections circulaires

Tableau 4. 1. Correspondance pratique entre les tuyaux circulaires et les tuyaux ovoïdes

Type de l'ovoïde	Diamètre équivalent du tuyau circulaire (mm)
T100	800
T130	1000
T150	1200
T180	1400
T200	1500



4 – Conditions d'écoulement.

Le réseau d'assainissement unitaire doit être autocureur c'est à dire que tous les dépôts solides doivent être emportés par la vitesse d'écoulement.

Dans le réseau unitaire, il y'a :

- le sable qui provient des voiries
- les vases fermentescibles : ce sont les déchets des eaux usées domestiques

Les expériences démontrent que les sables sont automatiquement entraînés pour des débits pluviaux fréquents tels que la vitesse $v \geq 0.6\text{m/s}$ pour 1/10 du débit plein section

Les vases étant plus légères, elles sont entraînées à une vitesse $v \geq 0.3 \text{ m/s}$ pour 1/10 du débit à pleine section.

Si les conditions d'autocurage ne sont pas réalisées, il faut prévenir la mise en place de regards de chasse ou des camions citernes

Pour prévenir la dégradation des joints des ouvrages non visitables et diminuer l'érosion des conduites, il faut veiller à ce que la vitesse d'écoulement reste \leq à 4 m/s

4- Vérification de la vitesse d'autocurage

$$V(1/10Q_{ps}) \geq 0.6\text{m/s} \quad R_q = Q_o/Q_{ps} = 1/10$$

$$\text{Pour } R_q = 0.1 \quad R_v = 0.55$$

$$\text{d'où la condition : } V(0.1Q_{ps}) = V_{ps}.055 \geq 0.6\text{m/s}$$

La pente minimale recommandée est de 3 pour 1000

IV.1.2 Etude du réseau séparatif.

Le système séparatif prévoit un réseau pour les eaux pluviales et un réseau pour les eaux usées.

IV.1.2.1 Réseau des eaux pluviales

Dans la mesure du possible, il faut avoir recours au ruissellement superficiel tant que le débit décennal ne dépasse pas 80l/s pour l'ensemble d'une voie, 40 l/s par caniveau.

Même principe de dimensionnement que le réseau unitaire

IV.1.2.2 Réseau des eaux usées (réseau vanne)

1-Section.

Diamètre utilisé : 150mm, 200mm, 250mm, 300mm, 400mm, 500mm et 600mm

2- Vitesse

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

$\gamma=0.25$ réseau comportant éventuellement certaines imperfections dans la pose des canalisations et l'exécution des branchements

$$c = 70 \cdot R^{0.16} \qquad v = 70 \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$\gamma=0.16$ réseau et branchement soigneusement établi : réseau bien entretenu

$$v = 75 \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$\gamma=0.06$ réseau et branchement exceptionnellement soigné très bon entretien

3- Vérification de la capacité d'autocurage

- Première condition

A pleine ou à demi section ($H=D$ ou $H=D/2$) $V=0.70\text{m/s}$ ou à l'extrême $V=0.50\text{m/s}$

- Deuxième condition

Pour un remplissage égal au 2/10 du diamètre, la vitesse d'écoulement doit être au moins égale à 0.30m/s $H=0.2D$ $V \geq 0.3\text{m/s}$

- Troisième condition

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

Si le réseau n'est pas autocureur, il faut avoir recours aux regards de chasse ou bien augmenter le remplissage de la conduite en installant un réseau unitaire.

A l'amont du réseau, les débits étant faibles, il faut assurer des pentes I supérieures ou égales à 0.005

IV.1.3 Etude du réseau pseudo-séparatif.

Systeme pseudo-séparatif :

- Eau usée Q_{eu} + eau pluviale Q_p des toitures et jardins (espace privé) dans un réseau
- Eau pluviale des voiries Q_p (espace public) dans un autre réseau

1- Le débit total.

$$Q_{totale} = Q_{eu} + Q_{p'} + Q_p$$

a- Réseau de collecte des eaux usées : ce réseau reçoit une fraction du débit pluvial et les eaux usées, il sera calculé comme un réseau unitaire en déterminant le coefficient de ruissellement pondéré

b - Réseau des eaux pluviales : il sera calculé en tenant compte des surfaces imperméables en utilisant soit la méthode rationnelle ou la méthode superficielle

Conditions d'implantation des réseaux.

IV.2 Profondeur des ouvrages et matériaux utilisés.

Les canalisations seront soumises aux charges verticales qui se composent :

- de l'action des terres au-dessus des canalisations
- Des surcharges dues aux véhicules circulant sur la chaussée

La profondeur à respecter est :

1- S'il n'y a pas de charge roulante

$$0.5m \leq H \leq 6m$$

2- S'il y'a des charges roulantes

- Pour les canalisations circulaires : $0.8m \leq H \leq 6m$
- Pour les galeries voûtées : $0.5m \leq H \leq 6m$

Les matériaux utilisés sont :

Tuyau amiante ciment, béton armé et non armé grés, P.V.C

Ouvrages spéciaux : la fonte (siphon)

V Profil en long

Sur les profils en long doivent figurer les renseignements suivants :

- Numéro des nœuds (regards)
- Tronçons
- Distances partielles
- Distances cumulées
- Cotes terrain naturel : cote au sol
- Cotes projet : cote radier
- Cotes fond de fouille
- Pente du radier
- Diamètre
- Matériaux utilisés

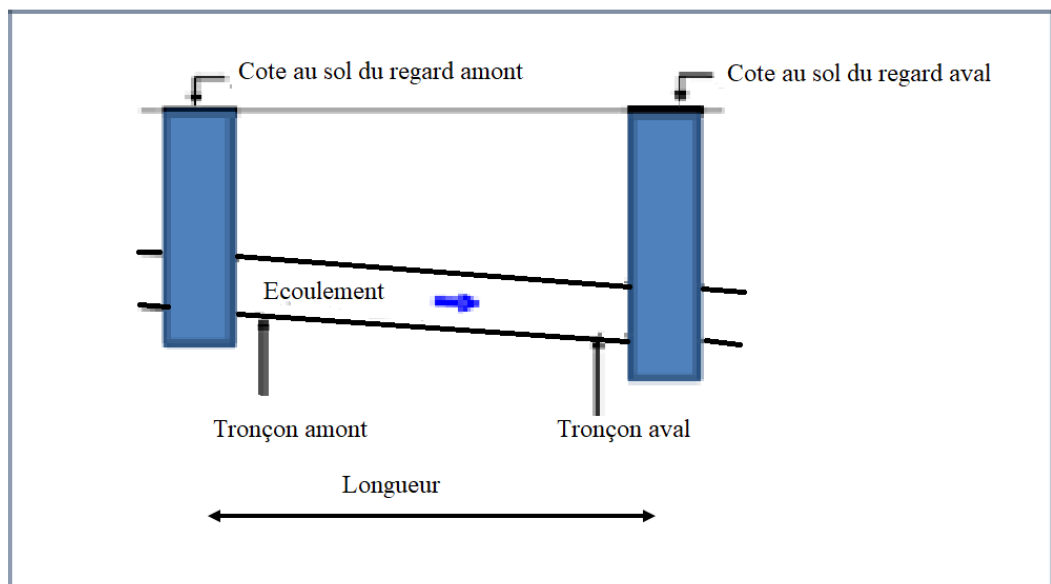


Figure 4. 2. Regards et tronçon d'un collecteur

Méthode de travail

- 1- Dresser le profil en long du terrain naturel
- 2- Repérez les regards
- 3- Faire le partage des tronçons suivants la quantité des débits évacués par le tronçon
- 4- Déterminez les pentes selon l'allure du terrain naturel
 - Si le terrain est régulier, dans la mesure du possible ajuster la pente du terrain naturel à la pente radier
 - Si le terrain est accidenté, selon le réseau choisi travaillez avec une pente imposée

$$I_{\text{Projet}} = \frac{\text{Cote projet amont} - \text{cote projet aval}}{\text{Longueur}}$$

- 5- Se referez aux abaqués avec les données du débit et de la pente et tirer le diamètre correspondant
- 6- L'ingénieur suivant sa propre conception, et la contrainte de l'infrastructure existante pourra améliorer les cotes radier et déduire les autres à partir des pentes déjà arrêtées.

Application sur le calcul des profondeurs, cotes projets et cotes fond de fouille.

- Calculer les cotes projet
- Calculer les profondeurs des regards amont et aval si la cote au sol amont est égale à 188m et la cote au sol aval est de 186.4 m
- Calculer les cotes fond de fouille

Couverture du sol regard amont = 0.8 m

Couverture du sol regard aval = 0.9 m

Épaisseur du lit de sable = 10 cm,

Diamètre de la conduite = 1000 mm

Solution.

1. Calcul des cotes projets

Cote projet amont = cote au sol amont - 0.8m – Diamètre

Cote projet amont = 188 - 0.8m – 1

Cote projet amont = 186.2m

Cote projet aval = cote au sol aval - 0.9m – Diamètre

Cote projet aval = 186.4 - 0.9m – 1

Cote projet aval = 184.5m

2. Calcul de la cote fond de fouille CFF

CFFamont = cote projet amont – épaisseur du lit de sable

CFFamont = 186.2 – 0.1

CFFamont = 186.1 m

CFFaval = cote projet aval – épaisseur du lit de sable

CFFaval = 184.5 – 0.1

CFFaval = 184.4 m

3. Calcul de la profondeur

Formule 1 :

Profondeur regard amont = 0.8m + diamètre + épaisseur du lit de sable

Profondeur regard amont = 0.8 m+ 1m + 0.1m

Profondeur regard amont = 1.9 m

Formule 2 :

Profondeur regard amont = Cote au sol - CFF

Profondeur regard amont= 188 m – 186.1 m

Profondeur regard amont = 1.9 m

Formule 1 :

Profondeur regard aval = 0.9m + diamètre + épaisseur du lit de sable

Profondeur regard aval = 0.9 m+ 1m + 0.1m

Profondeur regard aval = 2 m

Formule 2 :

Profondeur regard aval = Cote au sol - CFF

Profondeur regard aval= 186.4 m – 184.4 m

Profondeur regard aval= 2 m

VI. Conclusion.

Le calcul hydraulique doit respecter les normes d'écoulement en fonction du type de réseau projeté pour assurer le transport des eaux usées et des eaux pluviales sans occasionner de débordement ou d'inondation. Le profil en long des conduites fournit les renseignements nécessaires à l'emplacement des conduites permettant ainsi un bon dimensionnement du réseau et le respect de pente du projet dont dépend l'auto curage du réseau. L'implantation de la conduite obéit aux normes fixées par la réglementation dont l'objectif est de préserver la conduite contre les sollicitations extérieures représentées par les charges roulantes et le poids du remblai.

CHAPITRE V

LES OUVRAGES ANNEXES DES RESEAUX D'ASSAINISSEMENT

I Introduction

Les ouvrages annexes sont destinés à faciliter l'entretien du réseau, à veiller sur la sécurité du personnel de surveillance et à augmenter la durée de vie des ouvrages.

Comme ils servent à assurer un fonctionnement régulier du réseau en détectant la moindre anomalie

II Le regard de ventilation

La sécurité du personnel d'exploitation et la nécessité d'éviter les fermentations conduisent à prévoir une ventilation des réseaux d'assainissement. Le trou d'aération généralement pratiqué dans les tampons est souvent insuffisant. Il est recommandé de construire des regards spéciaux. Ce sont des cheminées d'aération qui permettent le renouvellement d'air dans les ouvrages.

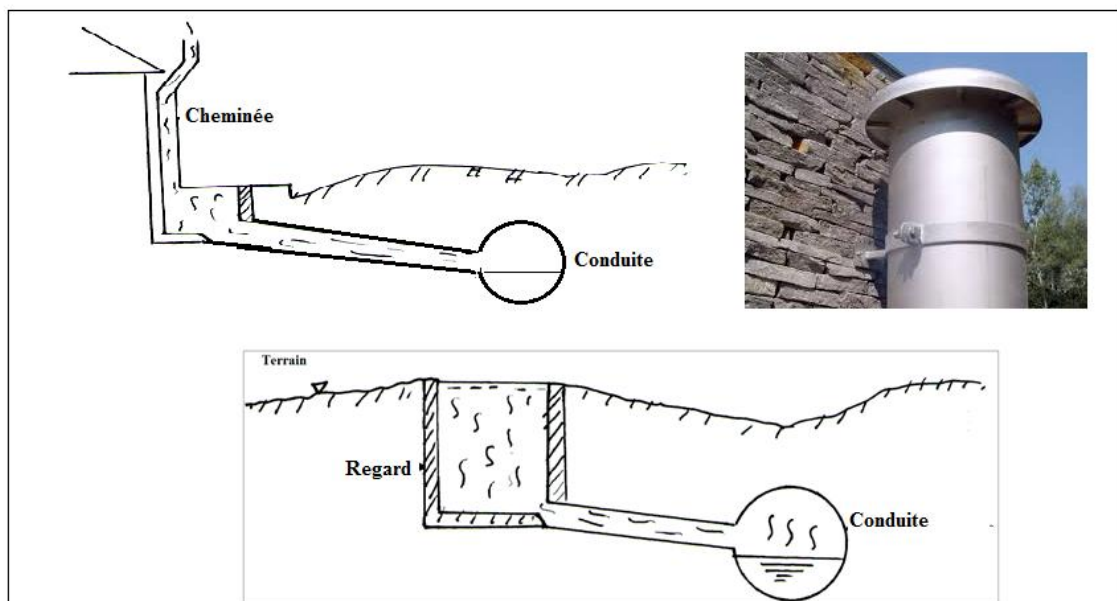


Figure 5. 1. Regard et cheminée de ventilation

III Bassin de dessablement

III.1 Définition

Les ouvrages de dessablement servent à retenir les matières en suspension inertes telles que les sables, les graviers, pierres et détritiques solides pour éviter ou réduire les dépôts dans :

- les collecteurs et les canalisations
- limiter les inconvénients dans le fonctionnement des stations de relevages, les stations d'épuration

Le dessablement est différent de la décantation qui elle enlève toutes les particules en suspension de densité supérieure ou inférieure à 1

Alors que le dessablement arrête seulement le sable et les autres matières plus lourdes que l'eau et les hydrocarbures

III.2 Principe de dessablement

- a- Réduire la vitesse à 0.3 – 0.4 m/s
- b- Donner une forme optimale compte tenu des contraintes de place (rectangulaire simple, plusieurs éléments disposés en parallèle ou en série)
- c- Prévoir les équipements nécessaires au fonctionnement : insufflation d'air, ou brassage mécanique pour éviter les dépôts de matières organiques.

III.3 Méthode de dimensionnement

Le dimensionnement du bassin consiste à rechercher la longueur optimale de ce bassin
La longueur L dépend de 02 composantes

u : vitesse de chute de la particule

v : vitesse de l'eau

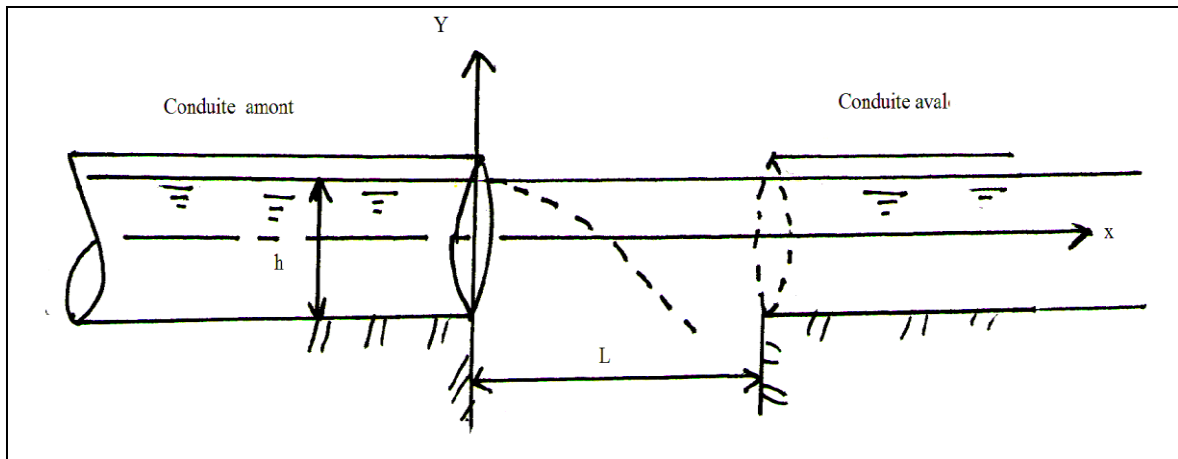


Figure 5. 2. Schéma du principe de dessablement

$y = u.t$ d'où $t = y/u$ avec u : vitesse de chute des particules

$x = v.t$ d'où $x = (v/u).y$ avec v : vitesse de l'écoulement de l'eau

Si on assimile y à h et x à l : $y = h$, $x = L$

La longueur minimale du bassin sera donc :

$$L = (v/u).h$$

Le calcul de la longueur L nécessite la connaissance de u

$$u = \left[\frac{4 \times g \times d}{3 \times C} \times \left(\frac{\rho_p - \rho_f}{\rho_f} \right) \right]^{0.5}$$

g : accélération de la pesanteur (9.81 m/s^2)

D : diamètre de la particule (mm)

ρ_p : masse volumique de la particule kg/m^3

ρ_f : masse volumique du fluide kg/m^3

C : coefficient de frottement dépend du nombre de Reynolds Re , $Re = u.d/v$

u : vitesse relative de la particule par rapport au liquide en m/s

d : diamètre de la particule en m

v : viscosité cinématique du liquide en m^2/s

Si $Re < 1$: régime laminaire $C = 24/Re = 24./(u.d)$

Si $1 < Re < 2000$: régime turbulent

Formule empirique :

$$C = \frac{24}{Re} + \frac{3}{\sqrt{Re}} + 0.034 \quad C \approx 0.5$$

Ces formules conduisent aux vitesses de sédimentation reportées 5.1

Tableau 5. 1. Valeurs moyennes des vitesses de sédimentation dans une eau à 15 degrés

Diamètre d (mm)	Vitesse de chute u (cm/s)
2.00	29
1.50	23
1.00	17
0.80	14
0.60	10
0.50	10
0.40	7
0.30	5
0.20	3
0.10	1
0.05	0.2

Application 1 :

Soit une canalisation d'arrivée de 1 mètre de diamètre de hauteur de remplissage 75%. Cette canalisation débouche dans un bassin de dessablement où des grains de sables de 0.20 mm de diamètre arrivent avec une vitesse de l'eau de 0.30 m/s. Au bout de quelle distance ces particules chuteront –elle ?

Solution 1 :

La vitesse de chute u est déterminée en fonction du tableau pour d = 0.20 mm, u = 3 m/s

Ces particules chuteront au bout d'une distance $L = (v/u).h = (0.3/3) \times 0.75$

$L = 7.5 \text{ m}$

Application 2 : (même énoncé)

Hauteur de remplissage = 1m

Vitesse de l'eau = 0.30m/s

Diamètre des particules = 0.1mm

La vitesse de chute des particules = 0.01 m/s

Solution 2 : $L = 30\text{m}$

IV Le siphon

Le siphon assure le franchissement de certains obstacles tels que cours d'eau, ponts d'eau, points bas, voies ferrées réalisés avec des puits verticaux ou inclinés.

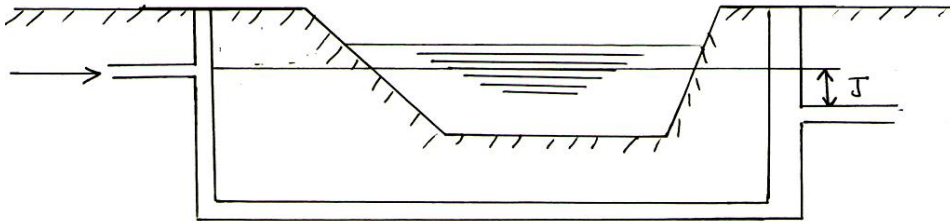


Figure 5. 3. Schéma de passage en siphon avec puits verticaux

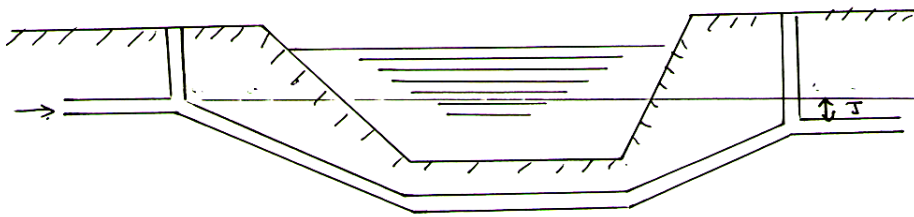


Figure 5. 4. Schéma de passage en siphon avec puits inclinés

L'instruction technique préconise :

Le dédoublement des conduites pour des raisons d'entretien et de sécurité. C'est à dire :
Une canalisation assure le transit des débits du temps sec et l'autre le débit des petites pluies, les deux (02) véhiculent les débits maximums

Le calcul consiste à :

Déterminer les sections (diamètres) pour les débits minimums (pour s'assurer de leur évacuation)

Calculer les pertes de charges et la répartition des débits minimums (dans les deux conduites)

Vérifier si l'ensemble peut évacuer les débits maximums sinon augmenter les diamètres.

Les canalisations fonctionnent en charge grâce à la dénivellation qui existe entre la hauteur des eaux dans la tête amont et dans la tête aval de l'ouvrage.

V Le déversoir d'orage.

Les fonctions des déversoirs d'orage en système unitaire est d'effectuer le déversement dans le milieu naturel, des débits d'orage et de ne dériver vers la station d'épuration que les débits d'eau usée appelés le débit du temps sec auxquelles s'ajoutent les petites pluies.

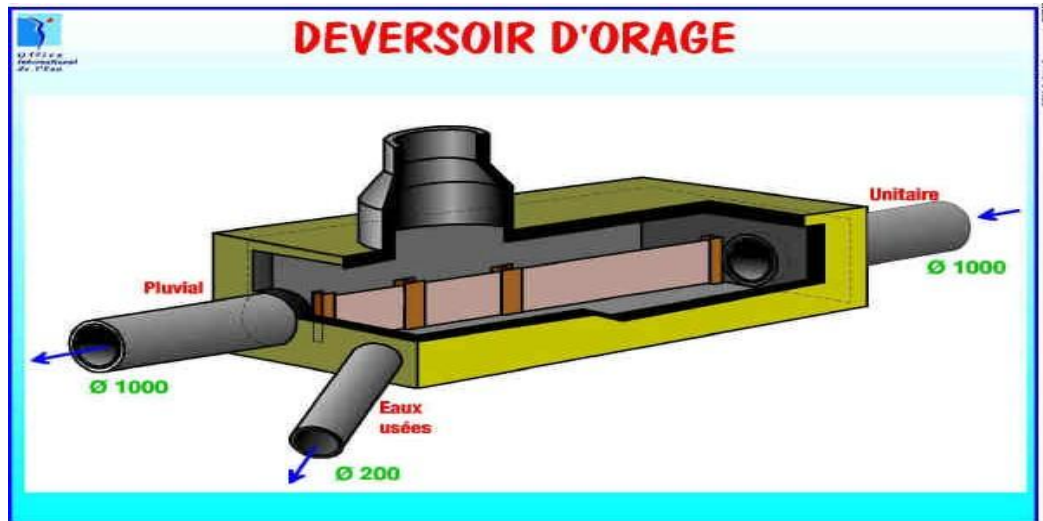


Figure 5. 5. Le déversoir d'orage (Pronost et al, 2002)

Le débit des petites pluies est pris égale au double ou triple du débit moyen du temps sec, au maximum 5 à 6 fois

$Q_{\text{petites pluies}} = (3 \text{ à } 4) Q_{\text{moyen sec}}$

$Q_{\text{petites pluies}} = \text{max } (5 \text{ à } 6) Q_{\text{moyen sec}}$

Apports latéraux : représente le débit de drainage et les eaux parasites

V.1 Conception générale.

V.1.1 Explication du schéma

Sur un collecteur unitaire : eau usée et eau pluviale (1) arrivent les apports latéraux (2) et saturent le collecteur (figure 5.6)

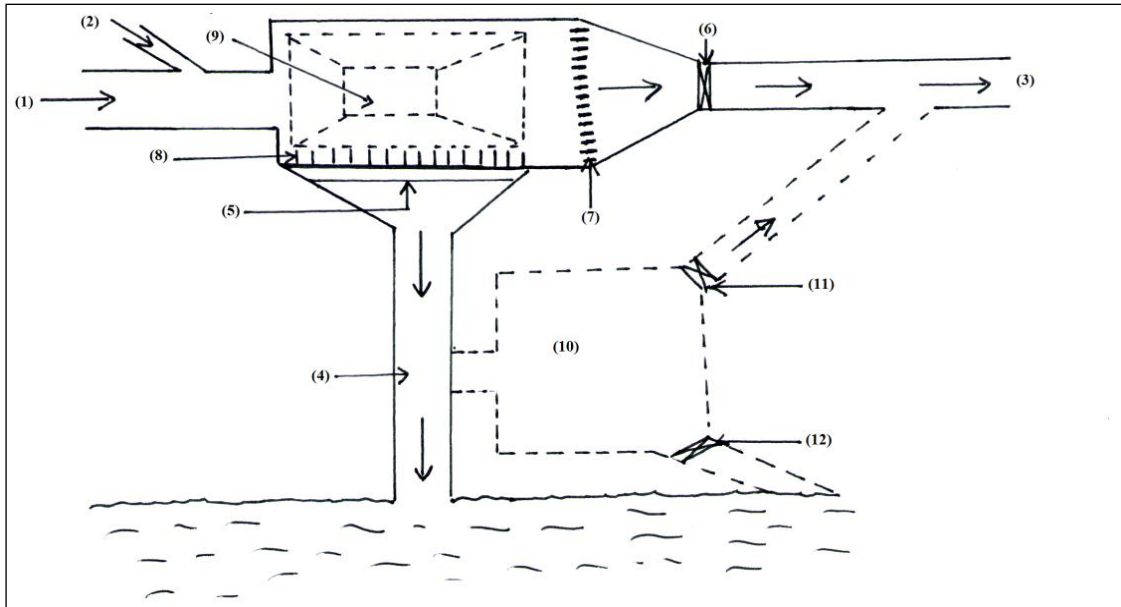


Figure 5. 6. Fonctionnement du déversoir d'orage

Légende.

- (1) Effluent unitaire
- (2) Apports latéraux
- (3) Vers la station d'épuration
- (4) Vers le milieu naturel
- (5) Surverse (système d'orifice d'évacuation)
- (6) Vanne réglée télécommandée
- (7) Grille mécanique
- (8) Herse (grille mobile armé de pointe pour fermer l'accès (sert à retenir les objets divers tels que les cartons, branches etc.)
- (9) Piège à sable
- (10) Bassin tampon ou de stockage
- (11) et (12) vannes de restitution

1- Par temps sec ou humide.

Les débits du collecteur sont dirigés vers la station d'épuration (3) en passant par (9) pour retenir le maximum de sable et par (7) la grille mécanique pour retenir les souillures (cartons, papier, objet métallique, etc....)

Mais la station d'épuration (STEP) ne travaille qu'avec un certain volume d'eau, la vanne réglable télécommandée (6) contrôle les débits d'arrivée

2- Par un temps orageux

Les eaux usées, les eaux pluviales et les apports latéraux (1) +(2) se divisent en deux parties :

Les eaux usées + les petites pluies sont déviées vers la STEP (3).

Si le taux de pollution est admissible (4), la séparation se fait à l'aide d'un déversoir d'orage.

Le rôle du déversoir d'orage est d'évacuer sans surverse les débits d'orage. Mais parfois, il faut prévoir une surverse réglable (5) qui est un système d'orifice d'évacuation pour écrêter une mise en charge en amont.

Cette surverse doit être protégée (8) pour éviter l'obstruction de la canalisation de décharge.

Sur un même collecteur longeant le milieu récepteur, on prévoit d'autre déversoir avec utilisation éventuelle d'un ouvrage de stockage de la STEP aval (10).

A ce niveau, une deuxième sélection du débit sera faite. L'effluent très pollué (11) va vers la STEP et l'effluent peu pollué va en milieu récepteur (4). Les vannes de restitution (11) et (12) servent à contrôler le débit d'arrivée.

IV.1.2 Dimensionnement des déversoirs d'orage.

Pour le dimensionnement des déversoirs d'orage, il faut avoir :

1 Les caractéristiques du collecteur amont.

Diamètre pour collecteur circulaire : Φ

Hauteur pour un ovoïde avec diamètre équivalent : H

Pente (m/m) : I

Coefficient de rugosité : n

Section totale : S

Rayon hydraulique à pleine section : Rh

2 Les débits

Le débit du temps sec : c'est le débit des eaux usées $Q_{e.u}$

Le débit des eaux pluviales : $Q_{e.p}$

Tel que le débit total c'est la somme des deux débits $Q_t = Q_{e.u} + Q_{e.p}$

Le débit conservé : connaissant la capacité épuratoire de la station d'épuration pour une dilution n variant de (3 à 4) $Q_{e.u}$ ou maximum (5 à 6) $Q_{e.u}$, on détermine le débit dans le collecteur aval eau usée appelé le débit conservé tel que :

$$Q_{\text{conservé}} = Q_{\text{cons}} = n.Q_{e.u}$$

Si $n = 4$ $Q_{\text{cons}} = 4 Q_{e.u}$

Le débit déversé dans le collecteur eau pluviale, c'est le débit aval

$$\text{Déversoir frontal : } Q_{\text{aval}} = 2/3 \mu \sqrt{2.g} .H^{3/2} .L$$

$$\text{Déversoir latéral : } Q_{\text{aval}} = 2/3 \mu \sqrt{2.g} .H^{1.67} .L^{0.83}$$

Le débit à pleine section : $Q_{p.s}$ ou débit capable

Le débit décennal : Q_{10} pour le calcul des eaux pluviales

3 Tirants d'eau

Pour calculer les tirants d'eau, il nous faut le débit total, et de là on tire la hauteur de remplissage totale qui est la charge amont (figure 5.7), il nous faut :

La pente (I) et le diamètre (D) calculés initialement

$Q_{\text{tot}}/Q_{p.s} = r_q$ d'où on peut déterminer r_v et r_h

$r_v = V_{\text{écou}}/V_{p.s}$ on tire la vitesse d'écoulement

$r_h = \text{hauteur} / \text{diamètre}$ on tire la hauteur

Débit conservé pour le calcul de la hauteur conservé :

$$Q_{\text{cons}}/Q_{p.s} = r_q(\text{cons}) \quad \text{on tire } H_{\text{cons}}$$

De même pour le débit décennal Q_{10}

$$Q_{10} / Q_{p.s} \quad \text{on tire } r Q_{10}$$

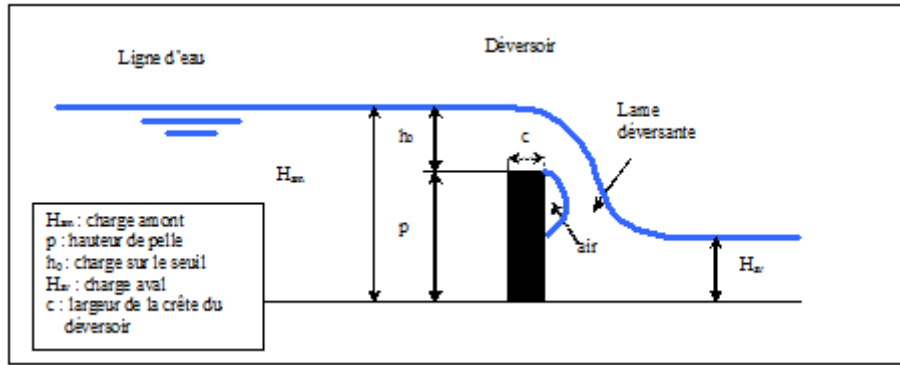


Figure 5. 7. Principe du déversoir et ses différentes caractéristiques hydrauliques ((Engees / Veolia Water Anjou Recherche)

V.2.2 Formules générales des déversoirs.

On distingue deux types de déversoirs : le déversoir frontal et le déversoir latéral

1 Le déversoir frontal.

Le déversoir frontal se présente sous la forme suivante :

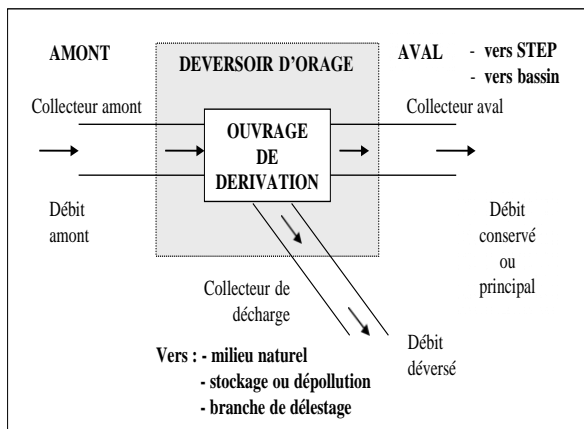


Figure 5. 8. Schéma de principe du déversoir frontal (Engees / Veolia Water Anjou Recherche)

Le débit est donné par la formule suivante :

$$Q = \frac{2}{3} \mu \times \sqrt{2g} \times H^{3/2} \times L$$

Avec :

Q : débit déversé en m³/s

μ : coefficient expérimental du déversoir

μ = 0.43 d'après Bazin

μ = 0.40 d'après Hégly

L : longueur de la lame déversante en m

H : hauteur de charge en m

Rappels des formules

$$Q = V \times S$$

Avec : $V = \sqrt{2 \cdot g \cdot H}$ et $S = L \cdot dH$

Théoriquement :

$$\mu = \left[0.45 + \frac{0.003}{H} \right] \times \left[1 + 0.55 \left(\frac{H}{H + P} \right)^2 \right]$$

P : hauteur de la pelle en m représentée dans la figure 6.7

H : charge du déversoir en m

Formule applicable si :

- $0.08 \text{ m} \leq H \leq 0.70 \text{ m}$
- $L \geq 4H$
- $0.2 \text{ m} \leq Z \leq 2 \text{ m}$

2 Le déversoir latéral

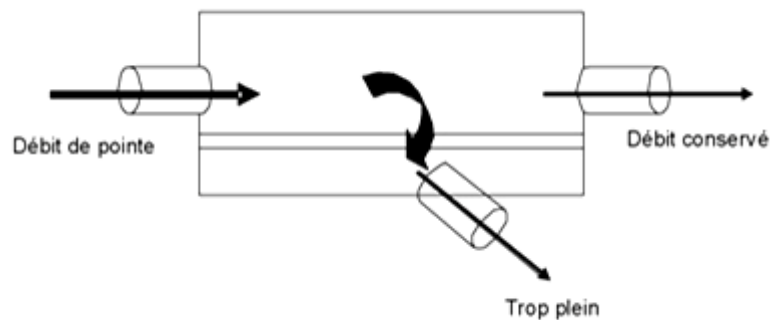


Figure 5. 9. Schéma du déversoir latéral

Le débit est donné par la formule d'Engels suivante :

$$Q = 2/3 \mu \times \sqrt{2g} \times H^{1.67} \times L^{0.83}$$

Avec :

Q : débit déversé en m^3/s

μ : coefficient expérimental du déversoir

$\mu = 0.43$ d'après Bazin

$\mu = 0.40$ d'après Hégly

L : longueur de la lame déversante en m

H : hauteur de charge en m dans ce cas du déversoir, H est divisé par 2 : $H/2$

Vu que la largeur importante du seuil suppose qu'une partie de l'eau passe par le déversoir alors que l'autre partie retourne vers la conduite en attendant d'être déversée par le nouveau flot de l'eau et ainsi de suite.

V.2 Choix du déversoir

La longueur de crête d'un déversoir latéral calculé selon Engels est de l'ordre de 3 à 4 fois plus importante qu'un déversoir frontal à efficacité égal. Le déversoir latéral prend beaucoup d'espace mais n'accumule pas les solides au niveau du mur.

Le déversoir frontal ne prend pas beaucoup d'espace mais accumule les dépôts aux niveaux du mur ceux qui réduisent sa hauteur efficace. Le choix se fait après une étude technico-économique

Application sur le dimensionnement du déversoir d'orage.

Soit un réseau unitaire véhiculant en phase finale du réseau :

Un débit du temps de pluie $Q_{t.p} = 2888.77$ l/s

Un débit du temps sec $Q_{t.s} = 349.63$

Le débit s'en allant vers la station d'épuration a une dilution égale à 3

Diamètre 1200 mm

Pente $I = 0.0105$

$\mu = 0.40$

Dimensionnez le déversoir d'orage

Solution

Remarque importante : $Q_{t.p}$ implique que le débit des eaux usées est compris

$$Q_{\text{total}} = Q_{t.p} = Q_{t.s} + Q_{e.p}$$

Mais si les données parlent de $Q_{e.p}$, cela signifie

$$Q_{\text{total}} = Q_{e.p} + Q_{t.s}$$

1. Calcul du débit s'en allant vers la station d'épuration : débit conservé :

$$Q_{\text{conservé}} = n \cdot Q_{t.s}$$

$$Q_{\text{conservé}} = 3.349.65$$

$$Q_{\text{cons}} = 1048.89 \text{ l/s}$$

2. Calcul du débit s'en allant vers l'oued : débit aval

$$Q_{\text{aval}} = Q_{t.p} - Q_{t.s}$$

$$Q_{\text{aval}} = 2887.77 - 1048.89$$

$$Q_{\text{aval}} = 1838.88 \text{ l/s}$$

3. Par temps de pluie :

$$Q_{t.p}/Q_{p.s} = 0.72 \quad \text{d'où } H_1 = 63\% \quad , H_1 = 756 \text{ mm}$$

4. Par temps sec :

$$Q_{\text{cons}}/Q_{p.s} = 0.26 \quad \text{d'où } H_2 = 35\% \quad , H_2 = 420 \text{ mm}$$

$$\text{Donc, la charge } H = H_1 - H_2$$

$$H = 336 \text{ mm}$$

On calcul la largeur L d'après les formules du débit :

$$\text{Déversoir frontal : } Q_{\text{aval}} = 2/3 \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \cdot L$$

$$\text{Déversoir latéral : } Q_{\text{aval}} = 2/3 \mu \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{1.67} \cdot L^{0.83}$$

Déversoir frontal : $L = (3.Q_{aval}) / (2 \mu \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2})$

$$L = 7.98 \text{ m} = 8 \text{ m}$$

Déversoir latéral : $L = [(3.Q_{aval}) / (2 \mu \cdot \sqrt{2g} \cdot (H/2)^{1.67})]^{1.205}$

$$L = 61.5 \text{ m} = 62 \text{ m}$$

La différence de la largeur du déversoir est remarquable entre le déversoir frontal et le déversoir latéral.

VI Les regards de chasses.

L'autocurage n'est pas réalisé en tête des canalisations parce que les débits sont toujours insuffisants pour assurer l'entraînement des matières transportées. On dispose des chasses en tête des conduites qui reçoivent les eaux usées (capacité 250 à 300 l pour les conduites séparatives d'eau usée), 500 litres à 1000 litres pour les égouts unitaires. Les chasses peuvent être manuelles à l'aide des vannettes établies sur les conduites sortant d'un regard de visite (porte de chasse sur gros ouvrage ou automatique par amorçage du siphon les déclenchant plusieurs fois par jours.

Les étapes de fonctionnement du regard de chasse sont présentées dans la figure 5.10 montrant le siphon auto-amorçant pour le rinçage de canalisation jusqu'au DN 400 de la société Hydroconcept⁽¹⁾. Le dispositif Hydroflush nettoie les canalisations dont la pente ou les singularités ne permettent pas d'assurer les conditions d'un auto-curage. L'Hydroflush fonctionne avec de l'eau de pluie, ou de l'eau de ville (robinet avec électrovanne) ou encore avec de l'eau usée dégrillée. Il s'amorce avec un très faible débit (une arrivée d'eau au goutte à goutte suffit à le déclencher). Les dimensions, le volume de rinçage, les principales caractéristiques (débit, vitesse, contrainte de cisaillement) sont calculées par nos soins.

Il se vide rapidement en un puissant jet de rinçage grâce à une section d'amorçage variable. Il est compact, entièrement en inox, constitués d'éléments démontables, fonctionne sans coûts d'exploitation.

Il est simple à mettre en œuvre : l'appareil est emboîté verticalement dans un coude qui est scellé dans le béton. L'étanchéité est assurée par un joint à lèvres.

⁽¹⁾La société HYDROCONCEPT est une SARL française indépendante qui a été créée en 1995. Installée à Trappes, la société Hydroconcept a pour objectifs principaux, la conception et la vente d'équipements destinés aux réseaux d'assainissement. Ces équipements contribuent à réguler et à dépolluer les effluents urbains par temps de pluies.

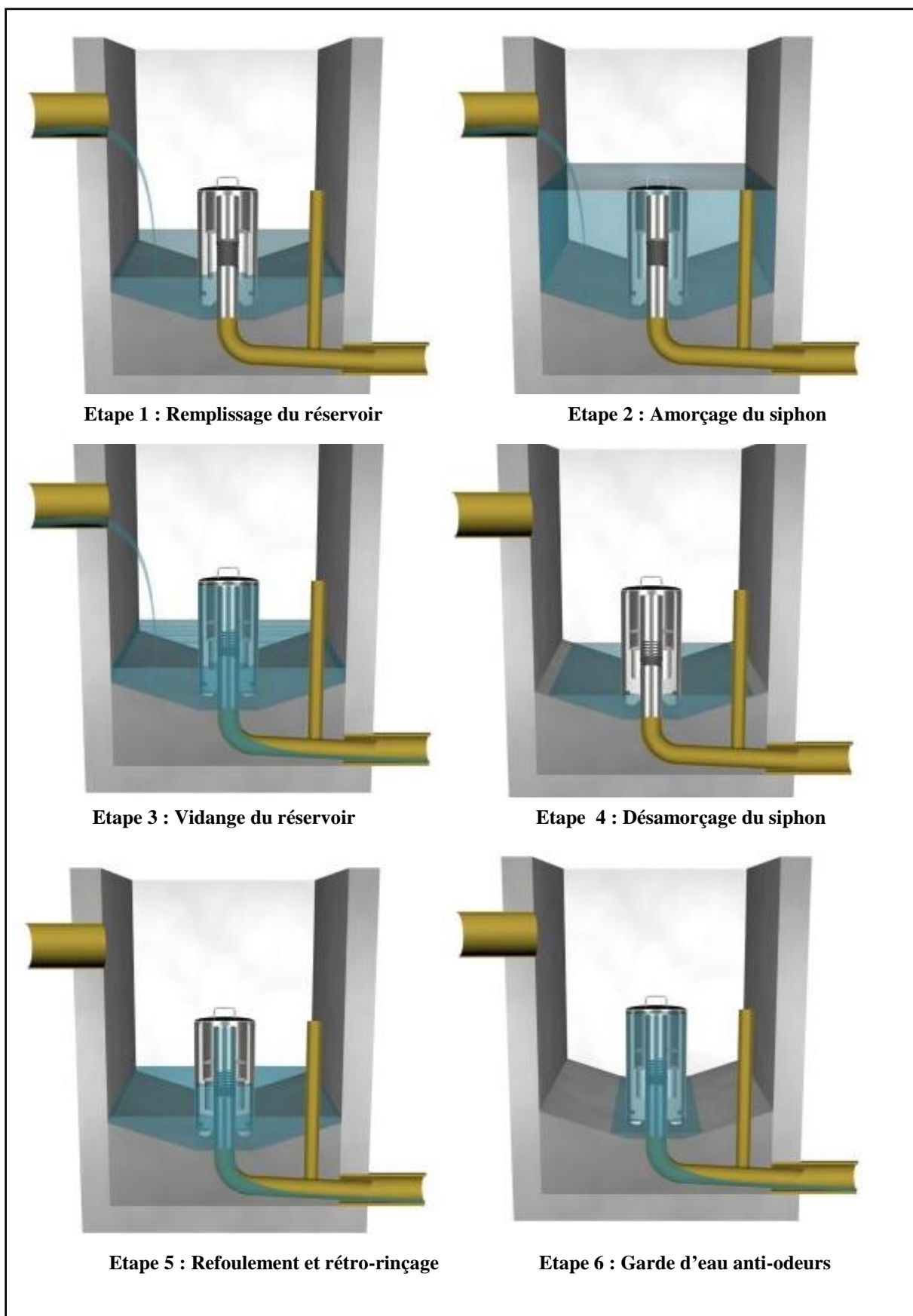


Figure 5. 10. Etapes de fonctionnement d'un regard de chasse (Hydroconcept-Hydroflush)

VII Les postes de crues.

Le fonctionnement gravitaire des réseaux sera souvent contrarié partiellement ou totalement lors des crues des cours d'eau. Pendant ces périodes les évacuateurs de crues, formant communication entre le réseau et le milieu récepteur devront être obturés, l'obturation se fait à l'aide des clapets à fermeture hydrostatique, soit par des vannes mécanisées, si possible télécommandées d'un poste central. En cas de pluie, il sera nécessaire d'évacuer le trop-plein des égouts au moyen des postes de pompages placés dans des stations anti-crues

Ces postes de pompages de temps de crues se situent normalement aux points du réseau les plus proches du milieu récepteur ou à l'aval du réseau.

Ces installations sollicitées qu'en période de crue devront faire l'objet de visites périodiques à l'approche de la saison critique pour essai de bon fonctionnement. Les eaux seront déviées vers une station anti-crue (Figure 5.11)

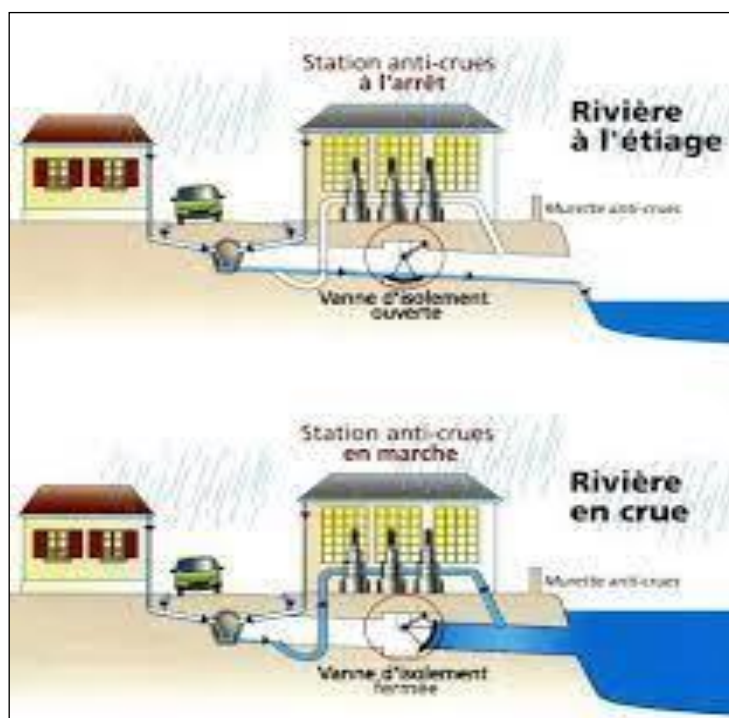


Figure 5. 11. Principe de fonctionnement des postes de crue (<https://www.siaap.fr/>)

VIII Les bassins de retenue

VIII.1 Définition

Lorsque les eaux pluviales dépassent un certain débit, il est nécessaire de les retenir grâce à un dispositif appelé bassin de retenue pour éviter les inondations (figure 5.11). Ces eaux seront rejetées dans l'exutoire qui peut être le milieu naturel ou le réseau dès que le ruissellement des eaux pluviales aura diminué, permettant ainsi aux égouts de recevoir un débit supplémentaire ou le milieu naturel par exemple la rivière en fonction de son débit d'étiage.

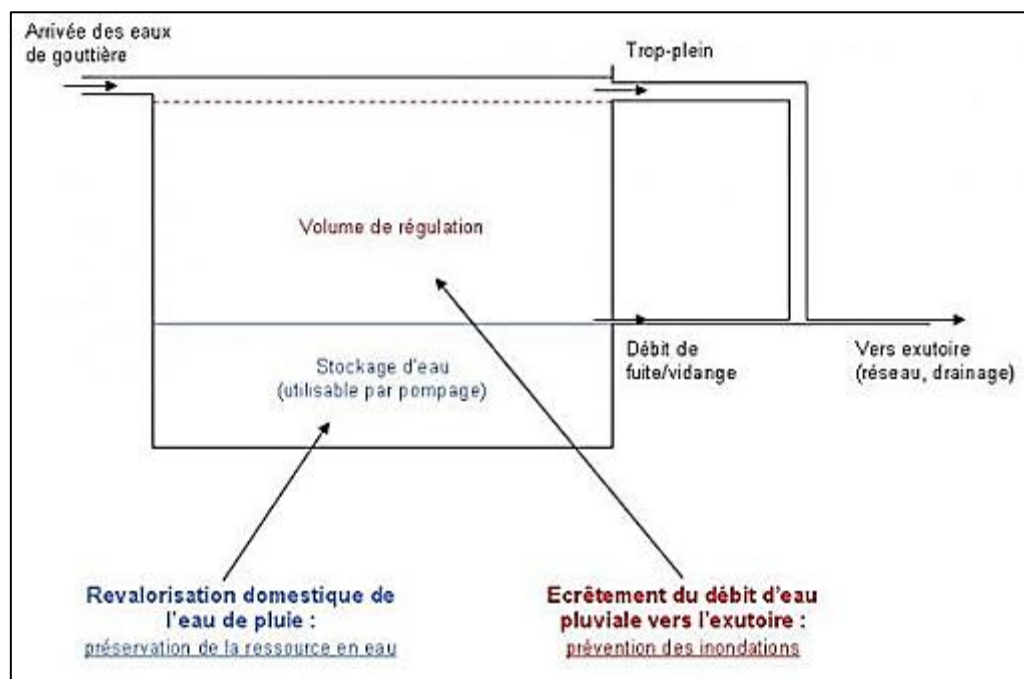


Figure 5. 12. Bassin de rétention (http://www.smbvpointedecaux.fr/web/techniques_de_regulation.html)

VIII.2 Méthode de dimensionnement

Le dimensionnement du bassin de rétention exige la détermination du coefficient de ruissellement, du débit de fuite admissible à l'aval, de la surface active, de la hauteur équivalente et de la capacité spécifique de stockage.

a. Le coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement dépend du type de terrain, quelques valeurs sont données ci-dessous :

$C = 0.20$ pour les terres végétales

$C = 0.40$ pour des terres végétales sur dalles

$C = 0.95$ pour les toitures, les voiries, les allées et les parkings

b. Le débit de fuite admissible à l'aval : Q

Le débit de fuite (Q) est donné par la formule : $Q = S \times P$

Sa : surface active en m^2

P : perméabilité des terrains P en m/s

Q = le débit de fuite admissible à l'aval m^3 / s

c. La surface active du bassin-versant : Sa

La valeur de la surface active Sa du bassin-versant exprimée en ha, correspond à l'aire équivalente A à la fraction imperméabilisée de la surface totale du bassin versant. On la calcule à l'aide des coefficients de ruissellement entrevus précédemment.

$$Sa = A \times Ca$$

A : aire du bassin versant en ha

Ca : coefficient de ruissellement

d. La hauteur équivalente

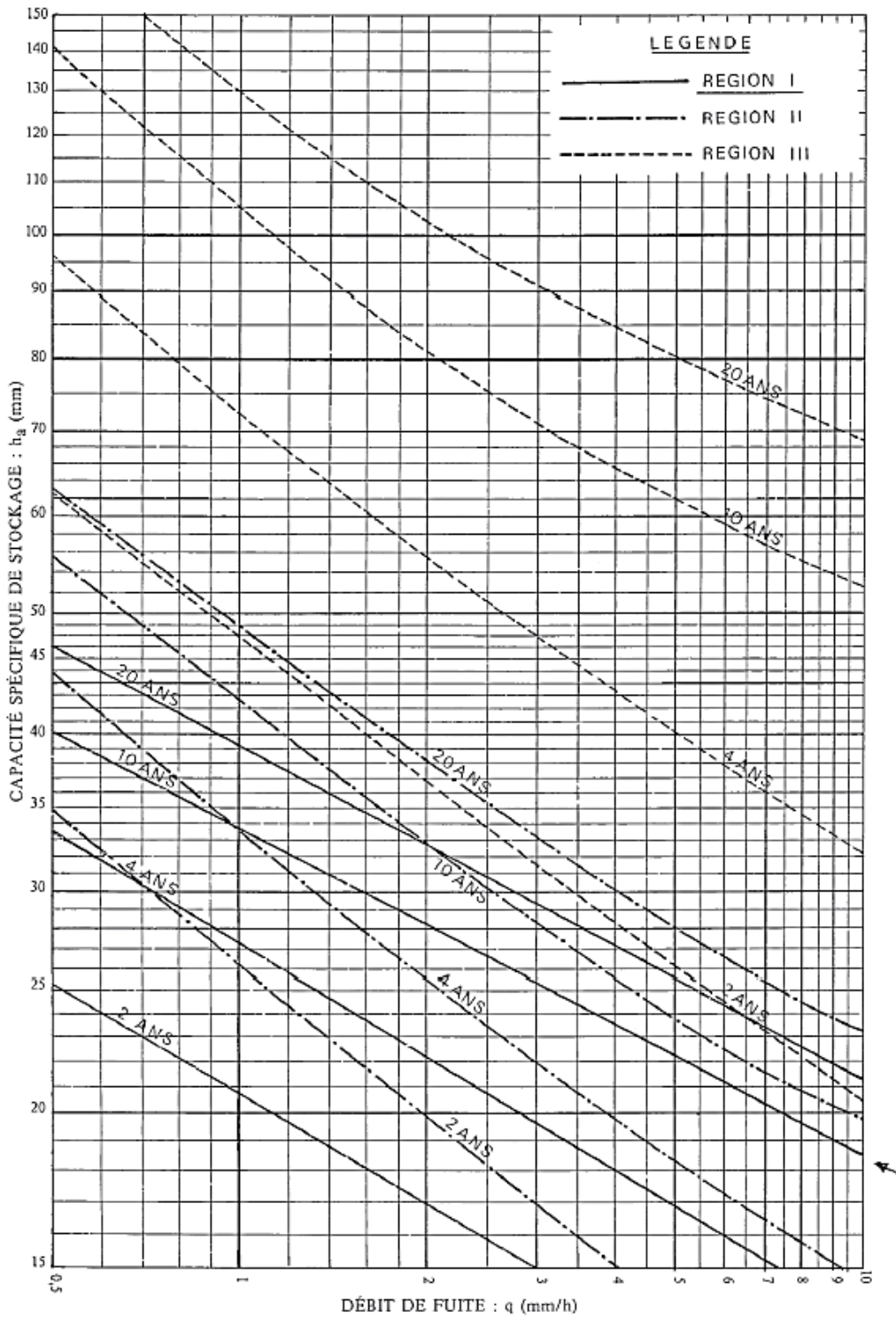
On applique alors la formule $q = 360 \cdot Q / Sa$, qui va nous donner la hauteur équivalente, en mm/h, répartie sur la surface active.

e. La capacité spécifique de stockage : ha

A l'aide de l'abaque ci-dessous, on peut déterminer la valeur de la hauteur spécifique ha de stockage, exprimé en mm, pour une pluie de temps de retour 10 ans.

La région III représente la zone Méditerranéenne de France correspondant au climat méditerranéen de l'Algérie du Nord.

**ÉVALUATION DE LA CAPACITÉ SPÉCIFIQUE DE STOCKAGE
DES BASSINS DE RETENUE**



f. Calcul du volume utile V

Le volume utile V est donné par la formule $V = 10 \times ha \times Sa$

IX. Conclusion

Les ouvrages annexes permettent une exploitation correcte du réseau d'assainissement et des ouvrages hydrauliques. La connaissance de leurs caractéristiques et de leur fonctionnement est nécessaire pour limiter la pollution et préserver la santé publique en maîtrisant les inondations et les reflux vers le réseau. Chaque ouvrage est important et complète le processus d'assainissement qui commence par les rejets urbains. Les regards de ventilation permettent de réduire l'effet des gaz nocifs sur les canalisations. Les regards de chasses nettoient les canalisations en profondeur et évitent la stagnation des eaux. Les postes de crues s'opposent au retour de l'eau lorsque la rivière est en crue. Le déversoir d'orage est considéré comme un ouvrage important du système d'assainissement. En effet, il permet d'évacuer les eaux pluviales tout en contrôlant leurs impacts sur la qualité des milieux récepteurs. Quant au bassin de retenue, il permet de réguler les eaux pluviales et de les rejeter dans l'exutoire sans nuisance pour le réseau d'une part et le milieu récepteur d'autre part.

CHAPITRE VI

EXPLOITATION ET GESTION DU RESEAU

D'ASSAINISSEMENT

I Introduction.

Le réseau d'assainissement est perçu selon plusieurs critères répartis en groupe :

- Premier groupe : les usagers, situés à l'amont du système et pour qui le réseau d'assainissement est perçu par les terminaux (les w.c, lavabos, bouches d'égouts, branchements d'évacuation)
- Deuxième groupe : les concepteurs, la conception a été faite dans le souci de collecter les eaux pluviales et les eaux usées et les acheminer en station d'épuration et en rivière.
- Troisième groupe : contrôle de la pollution : extrémité de la chaîne, limite au maximum les rejets des flux polluants dans le milieu naturel.
- Quatrième groupe : dépollution, épuration des effluents.
- Cinquième groupe : exploitation, assure le fonctionnement des réseaux. Ce groupe a la responsabilité des eaux collectées, des déversements et de la quantité des effluents livrés.
- Sixième groupe : « maître de l'ouvrage », c'est celui qui à la charge, la programmation, la réalisation et la conservation des patrimoines

II Principe d'exploitation et de gestion du réseau.

L'objectif d'une bonne exploitation est que le réseau fonctionne en atteignant les buts pour lesquels il a été conçu en priorité l'évacuation des eaux usées en sauvegardant le citoyen et la santé publique

a- Evacuation des eaux usées des usagers sans nuisance ainsi que les eaux pluviales

- Eliminer les eaux parasites

Limiter l'encrassement du réseau, des branchements et des ouvrages (curage) pour éviter le débordement des regards (figure 6.1) qui cause de graves nuisances pour la santé et l'environnement



Figure 6. 1. Débordement de regard (Photographie de terrain)

b- Pérennité des ouvrages.

- surveiller les effluents et éliminer les eaux agressives ou les émanations du gaz H₂S
- réparer les joints, tuyaux défectueux et les ouvrages

c- Satisfaire les exigences de l'environnement et de la santé publique.

- Surveiller les effluents
- Entretien et surveiller les déversoirs
- Entretien les stations d'épuration

d- Type d'interventions effectuées

- Curage/nettoyage des bâches d'aspiration
- Remontée et réparation des pompes
- Maintenance et entretien (armoires électriques et groupes électrogènes)
- Aménagement des stations de relevage (plantation, chaulage, peinture, etc...)
- Evacuation des eaux usées et des déchets récupérés

- Curage des regards et conduites
- Désobstruction et vidange des regards



Figure 6. 2. Vidange des regards (Photographie de terrain)

III Contrôle et diagnostic du réseau.

III.1. Méthodes de diagnostic

Le diagnostic du réseau d'assainissement et des ouvrages comprend plusieurs points dont les principaux sont énumérés ci-dessous :

- La visite et l'inspection du réseau avec soulèvement des tampons et examen visuel des dépôts dans les canalisations ainsi que la visite des différents ouvrages. Chaque regard possède une fiche technique permettant de donner toutes les caractéristiques du regard (figure 6.3) et d'intervenir lors des diagnostics, contrôle ou curage des regards.
- Le suivi des chantiers d'extension et la mise en page des plans du réseau
La surveillance est faite par un agent technique aidé d'un topographe métreur et d'un aide pour les relevés et les desseins. Pour un kilomètre (1km) de réseau nouveau, les deux agents consacrent une journée, reports compris.
- Visites par des experts du groupement des installations de pompage,
- Réalisation des plans des ouvrages hydrauliques
- Rédaction d'un rapport détaillé sur l'état des installations pour la réhabilitation ou la projection de nouveaux ouvrages

Reconnaissance des Réseaux d'Assainissements existants

Fiche du regard existant

Nom de la zone :
 Date d'intervention :
 Numéro du regard
 Type de réseau : unitaire, séparatif
Système du réseau : Assainissement

Situation du Regard : Sous trottoir Sous Chaussée Hors Chaussée

Nature du tampon : Fonte Béton Autres

Nature du tuyau Amiante ciment Béton P.V.C Autres

	Bon	Moyen	Mauvais	Observations Regard de départ
Etat du Collecteur....	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	
Génie Civil.....	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	
Tampon.....	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	
Curage.....	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	

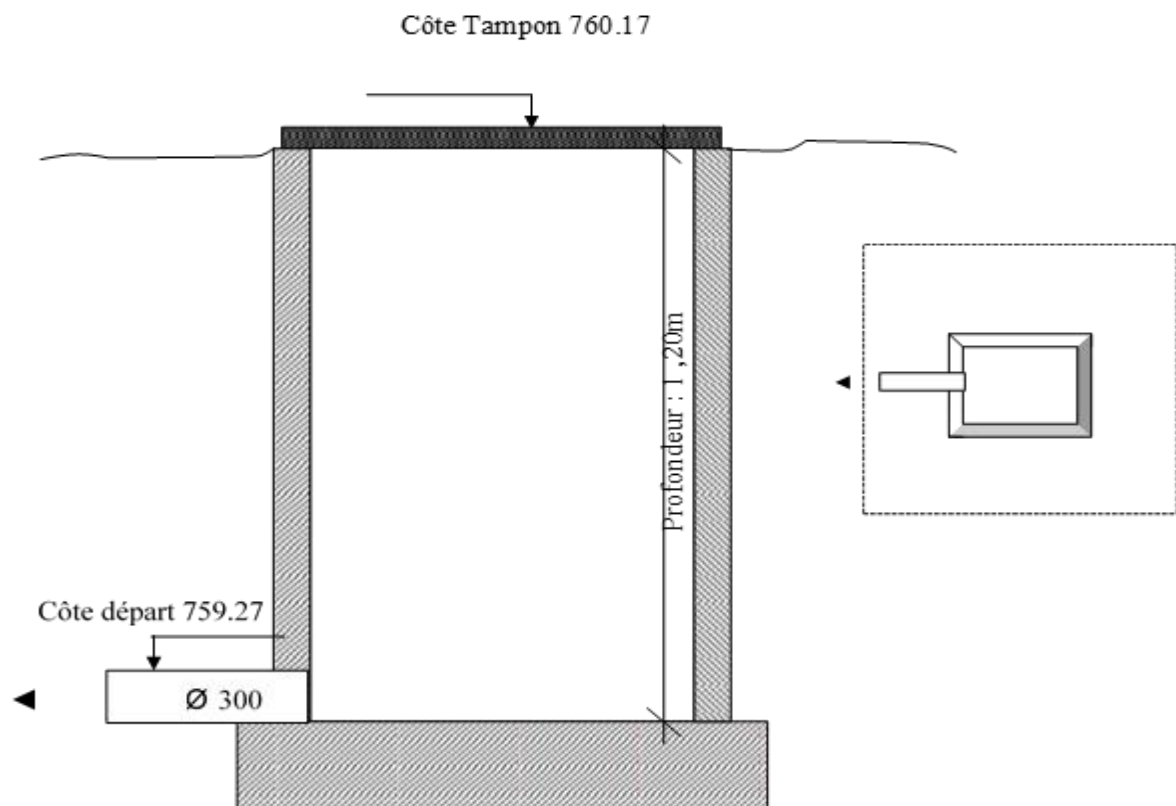


Figure 6. 3. Fiche technique d'un regard de tête

III. 2 Les puits de contrôle

Les puits de contrôle sont des éléments indispensables aux opérations d'entretien et de nettoyage puisqu'ils permettent d'introduire à l'intérieur du réseau tous les équipements inhérents à ces tâches. Par conséquent, il est conseillé de situer les puits de contrôle à distance régulière les uns des autres.

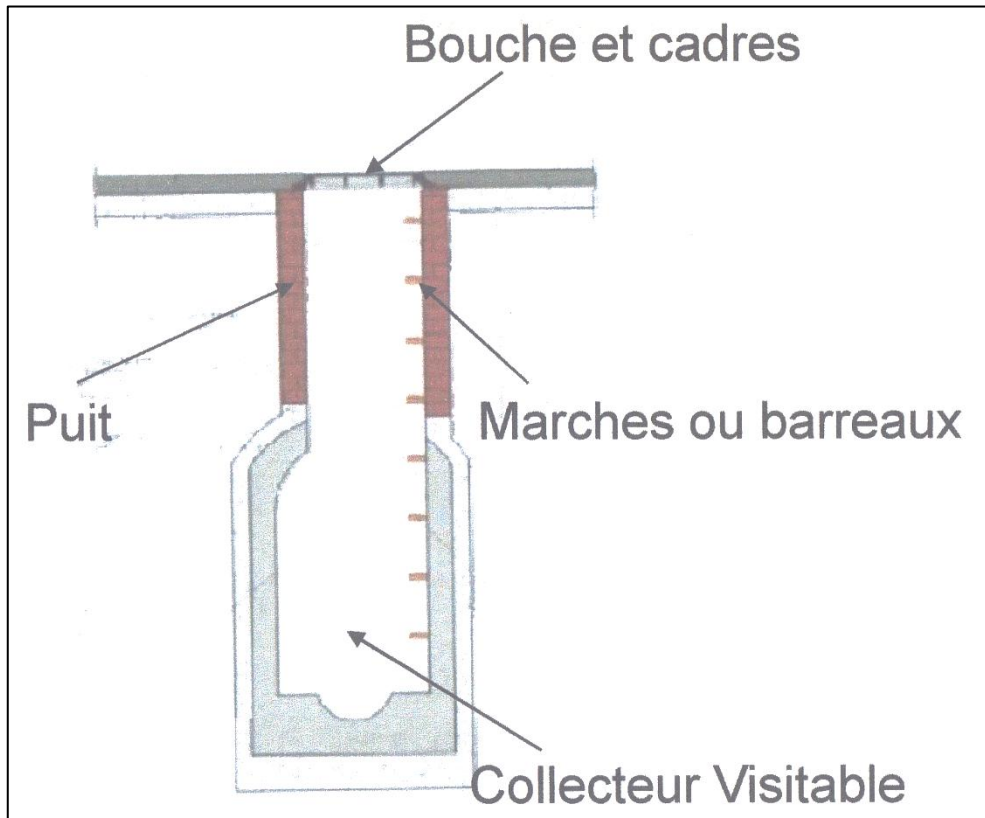


Figure 6. 4. Puits de contrôle (Document technique AGBAR)

On distingue plusieurs types de puits :

Les puits domiciliaires sont ceux qui recueillent les eaux domestiques

Les puits normaux se situent au sein du réseau d'évacuation et permettent d'uniformiser la pente à l'entrée et à la sortie de l'eau

Les puits d'enregistrement se situent :

- Aux changements d'alignement
- Aux jonctions entre collecteurs
- Aux changements de pente
- Aux changements de section
- Aux raccordements de canaux d'évacuation

IV Entretien du réseau

L'entretien du réseau d'assainissement consiste à surveiller, à entretenir et à maintenir en état de fonctionnement les canalisations et les ouvrages annexes du réseau selon les règles de salubrité et d'hygiène publique

- Contrôler et vérifier les réseaux (ouvrages, conduits, canalisations, regard, ...) et les équipements d'exploitation (vannes, pompes, ...)
- Rechercher les dysfonctionnements (fuites, obstructions, ...) et les dégradations des réseaux et équipements d'exploitation et appliquer les mesures préventives/correctives
- Effectuer le nettoyage et l'entretien (curage, désinfection, débouchage, pompage, ...) des réseaux et des regards.
- Renseigner les supports de suivi d'activité et informer des anomalies, dysfonctionnements, dégâts, inondations, ...
- Effectuer des opérations d'entretien : Curage hydraulique (bateau vanne, wagon-vanne, ...), curage mécanisé, hydrodynamique, hydrocurage, curage manuel, pompage, vidange
- Contrôler des canalisations par : caméra d'inspection et de surveillance (figure 8.5), détection acoustique
- Effectuer la télésurveillance et la régulation d'équipements d'exploitation (automates, vannes, pompes, ...) et d'écoulements des pluies, des crues, ... à distance
- Installer et régler des équipements d'exploitation ou de prélèvement des eaux usées et des eaux pluviales
- Réaliser des travaux de rénovation, réhabilitation ou réparation de réseaux vétustes
- Surveiller la conformité d'application des règles et dispositifs de sécurité (harnais, masque, ...) pour protéger les travailleurs au niveau des réseaux et des stations d'épuration
- Relever et contrôler des taux d'eaux usées
- Planifier et coordonner des interventions d'entretien et de maintenance

IV.1 Méthodes d'entretien.

Deux méthodes se présentent :

- Le curage systématique
- Le curage préventif
-
- Le curage systématique consiste à curer n% du réseau et des ouvrages à une certaine fréquence

- Le curage préventif consiste à des visites à périodicité définie et un curage supplémentaire si c'est nécessaire, il permet de sauvegarder les conditions sanitaire, l'hygiène de l'environnement et la santé publique les ouvrages

Une caméra téléguidé est introduit dans les canalisations et reportent avec une haute précision l'état du réseau



Figure 6. 5. Caméra de surveillance des canalisations (photo prise par Baba Hamed à la Souterraine – Office internationale de l'eau – Limoge, 2011)

IV.2 Fréquence de contrôle et d'entretien

Une visite régulière sur terrain faisant apparaître tous les points noirs existants sur le réseau d'assainissement avec des solutions envisagées et les différentes tâches à réaliser par les organismes concernés permet de réduire les dysfonctionnements en période critique. En effet, l'entretien du réseau d'assainissement doit être effectué régulièrement au début de chaque période pluviale pour le réseau des eaux pluviales et à fréquence fixe pour le cas du réseau des eaux usées. Le tableau 6.1 donnent les différentes tâches à effectuer ainsi que leurs fréquences

Tableau 6. 1. Tableau indicatif d'entretien des ouvrages

Ouvrages	Fréquence
Curage des bouches d'égout	1 à 6 fois par mois
Curage des regards de décantation	1 fois par mois
Ramonage mécanique des collecteurs	1 à 5 fois par an
Ramonage hydraulique des canalisations	1 à 2 fois par an
Nettoyage des grilles statique	Averse
Nettoyage des grilles mécaniques	Averse ou orage
Curage des ouvrages de dessablements	2 à 6 fois par mois ou orage

Ramonage mécanique : les matières en suspension forment des dépôts, on utilise les aspiratrices ou un curage manuel à l'aide du matériel nécessaire (raclettes etc.)

Ramonage hydraulique : ce procédé fait appel à l'eau à l'aide de chasses automatiques ou à une hydro-ramoneuse généralement combinée avec une aspiratrice, dont la principale action de l'hydro-ramoneuse est la projection d'eau à forte pression

V Principe de gestion du réseau d'assainissement.

V.1 Principe

Le principe de gestion du réseau est défini par :

- la parfaite connaissance des réseaux et ouvrages
- l'entretien préventif et la maintenance :
- l'exploitation fonctionnelle

Pour cela, on doit recueillir :

- la nomenclature des ouvrages : caractéristiques des ouvrages, pollution, etc....
- catalogue des défauts apparents
- catalogue des technologies d'amélioration
- registre d'inspection
- outils d'auscultation
- fichier d'entreprise et des sous-traitants

V.2 Niveaux de gestion

Le réseau d'assainissement est considéré comme un bien patrimoniale, de ce fait la gestion du réseau prend en compte deux niveau : le niveau décisionnel et le niveau opérationnel

Le niveau décisionnel : ce niveau relève de l'acteur qui décide de la définition et de la gestion d'un service d'assainissement et qui fait respecter la réglementation locale en la matière. Il est généralement sous la responsabilité des autorités publiques, qui sont maître d'ouvrage ;

Le niveau opérationnel : ce niveau relève de l'acteur qui exploite le service. Il renvoie aux opérateurs publics ou privés qui assurent le fonctionnement du service de vidange, l'exploitation d'un réseau d'égouts ou d'un site de traitement.

Pour un service d'assainissement, on distingue la gestion directe et la gestion déléguée

La gestion directe est assurée en totalité par le maitre de l'ouvrage contrairement à la gestion déléguée qui fait appel à un opérateur privé.

VI Conclusion

Les services sanitaires ont très vite fait le lien entre les eaux usées et la santé publique. Leurs motivations étaient simples et se résument aux points suivants :

- La lutte contre les épidémies
- La lutte contre les odeurs
- La préservation de la santé publique
- La sauvegarde de l'environnement

Le rapport a très vite été établi avec le réseau d'assainissement qui constitue une garanti d'hygiène de vie et de santé, mais à condition que le réseau fonctionne correctement et avec constance, en éloignant les rejets liquides sources de microbes et de maladie le plus rapidement possible dans des canalisations sans fuites vers les stations d'épuration. Pour ces raisons, une bonne exploitation et gestion du réseau permet de réaliser les motivations des secteurs de l'assainissement et de la santé publique. Pour preuve, les maladies à transmission hydriques sont des maladies à déclaration obligatoire. Dès qu'un cas de maladie est signalé en milieu hospitalier, les services d'assainissement sont informés lançant ainsi des expertises sur le réseau d'assainissement en privilégiant la piste des cross-connexions. La cross connexion est aussi appelé les points noirs du réseau, point où le réseau d'eau potable est infiltré par les eaux usées du réseau d'assainissement. D'où l'importance d'entretenir le réseau sur tout son linéaire et de vérifier les ouvrages annexes en procédant au curage et à l'entretien de tous le système d'assainissement depuis le consommateur pour la sauvegarde de la santé publique jusqu'à l'exutoire pour la préservation de l'environnement.

Références bibliographiques.

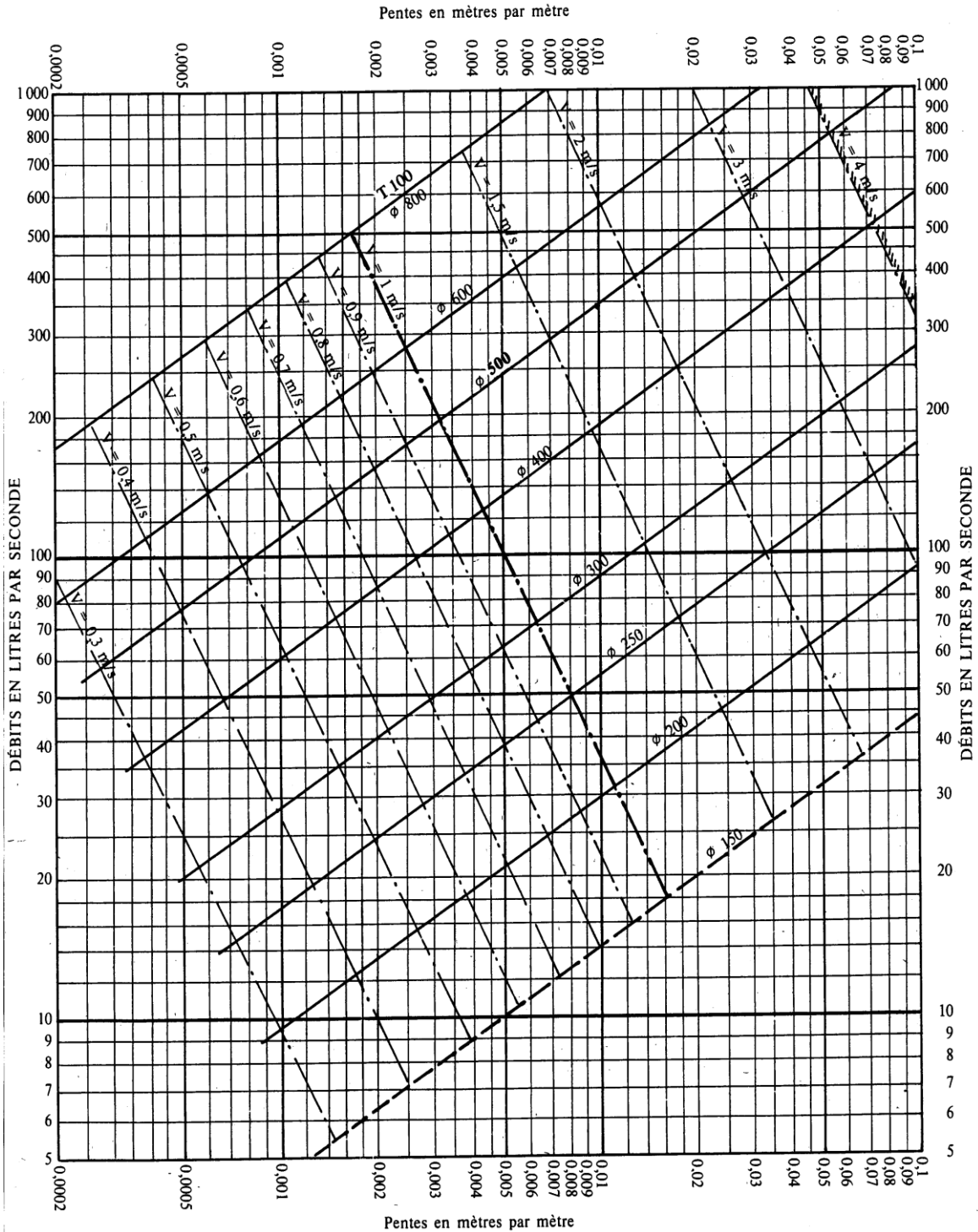
1. **ANRH (1993)**. Etude des pluies de courtes durées- Elaboration de programmes relatifs à l'étude Intensité - Durée – Fréquence, Rapport n°1, Département: Hydrologie. Service: Climatologie. Algérie.
2. **ANRH-GTZ. (2003)**. Etude de synthèse sur les ressources en eaux de surface de l'Algérie du Nord, Alger, 36 p. Algeria
3. **ANRH. (2008)**. Etude générale des crues du Nord de l'Algérie, Modélisation des débits de crue, Juillet 2008, 73 p. Algeria.
4. **Baba Hamed S (2011)** Sources photos : Visite de l'Office internationale de l'eau - La Souterraine lors du colloque international sur la gestion de l'eau –Colloque International « La gestion de l'eau, défi du XXIème siècle » Limoges, France, 19 – 21 octobre 2011
5. **Body, K. (1981)**. Analyse fréquentielle des pluies de l'Algérie – Synthèse régionale : Détermination des paramètres principaux par station et leur répartition spatiale, *INRH Constantine*. Algeria.
6. **Bourrier R (1992)** « les réseaux d'assainissement » Lavoisier
7. **Caquot A (1947)** « Ecoulement des eaux pluviales » Compte rendu à l'académie des sciences - Paris 1947
8. **Catalogue Technique – Alcahyd**
9. **Champoux A, Toutant C (1988)** « Eléments d'hydrologie » Edité par Griffon, Canada.
10. **Chaumont, M., Paquin, C. (1971)**. Notice explicative de la carte pluviométrique de l'Algérie au 1/500.000. Société d'histoire naturelle de l'Afrique du Nord, Algeria
11. **Coste C , Lourdet M (1980)** « Guide de l'assainissement en milieu urbain et rural» Edition du moniteur – Mai
12. **Document Technique Fndae n°6 (1988)**, Les bassins d'orage sur les réseaux d'assainissement. Ministère de l'Agriculture et de la Forêt – 61 p
13. **Enges / Veolia Water** Anjou Recherche
14. **Dupont A (1981)** « Hydraulique urbaine » Tome II – 5 ème édition Eyrolles, Paris
15. **Houichi, L. (2017)**. Appropriate formula for estimating rainfall intensity of selected duration and frequency: a case study. Larhyss Journal, n°30. pp. 67-87.

16. **Hugo, G. (2000).** Modélisation stochastique de la pluie à l'aide de modèles invariants d'échelle ». Université du Québec INRS-Eau .90p.
17. **Hydroconcept eau et assainissement** – Equipement pour réseaux d'assainissement et ouvrages de dépollution <https://www.hydroconcept.fr>
18. **Instruction technique, 1977**
19. **Kasmi, M. (2013).** Contribution méthodologique à la modélisation de l'intensité de pluie de courte durée. Mémoire de Magister en hydraulique - Université Abderrahmane Mira-BEJAIA – Année universitaire : 2012-2013.
20. **Kerloc'h B, Maelstaf D** « Le dimensionnement des réseaux d'assainissement des agglomérations » Document réalisé par KERLOC'H Bruno (C.E.T.E. NORD - PICARDIE) et MAELSTAF Damien (DDE 80)
21. **Laborde J.P (1972)** « Eléments d'hydrologie de surface » Tome II – Editeurs Masson et Cie, Paris 1972
22. **Musy, A., Higy C. (2003).** « Hydrologie une science de la nature ». Presse polytechnique et universitaire de romande. Première édition ISBN 2-88074-546-2. 309p.
23. **Pronost J, Pronost R, Deplat L, Malrieu J , Berland J-M (2002)**«Stations d'épuration : dispositions constructives pour améliorer leur fonctionnement et faciliter leur exploitation »Office International de l'Eau CNFME / SNIDE
24. **Raiford, J. P., Aziz, N. M., Khan A. A., Powell, D. N. (2007).** “Rainfall Depth-Duration- Frequency Relationships for South Carolina, North Carolina, and Georgia.” American Journal of Environmental Sciences 3 (2): 78-84.
25. [http://www.dinan-agglomeration.fr/Environnement-developpement-durable/Eau-et-assainissement/Assainissement-collectif/Particulier-Se-raccorder-au-reseau-d-assainissement\)](http://www.dinan-agglomeration.fr/Environnement-developpement-durable/Eau-et-assainissement/Assainissement-collectif/Particulier-Se-raccorder-au-reseau-d-assainissement)
26. <http://www.hqe.guidenr.fr/cible-5-hqe/decanteur-digesteur-1.php>
27. <https://www.siaap.fr/> - Gestion coordonnée de la crue – Zoom sur la gestion de la crue dans le Val des Marnes – Conférence rétrospective – Mardi 4 juillet 2017

Annexe

Fig 1 .Abaque Ab.3. Réseau d'eaux usées en système séparatif	112
Fig 2. Abaque Ab.4a : réseaux pluviaux en système unitaire ou séparatif (Canalisations circulaires)	113
Fig 3. Abaque Ab.4b : réseaux pluviaux en système unitaire ou séparatif (Canalisations ovoïdes)	114
Fig 4. Abaque Ab.5. Variations des débits et des vitesses en fonction du remplissage- a)Ouvrages circulaires normalisés	115
Fig 5. Abaque Ab.5. Variations des débits et des vitesses en fonction du remplissage - b) Ouvrages ovoïdes normalisés	116

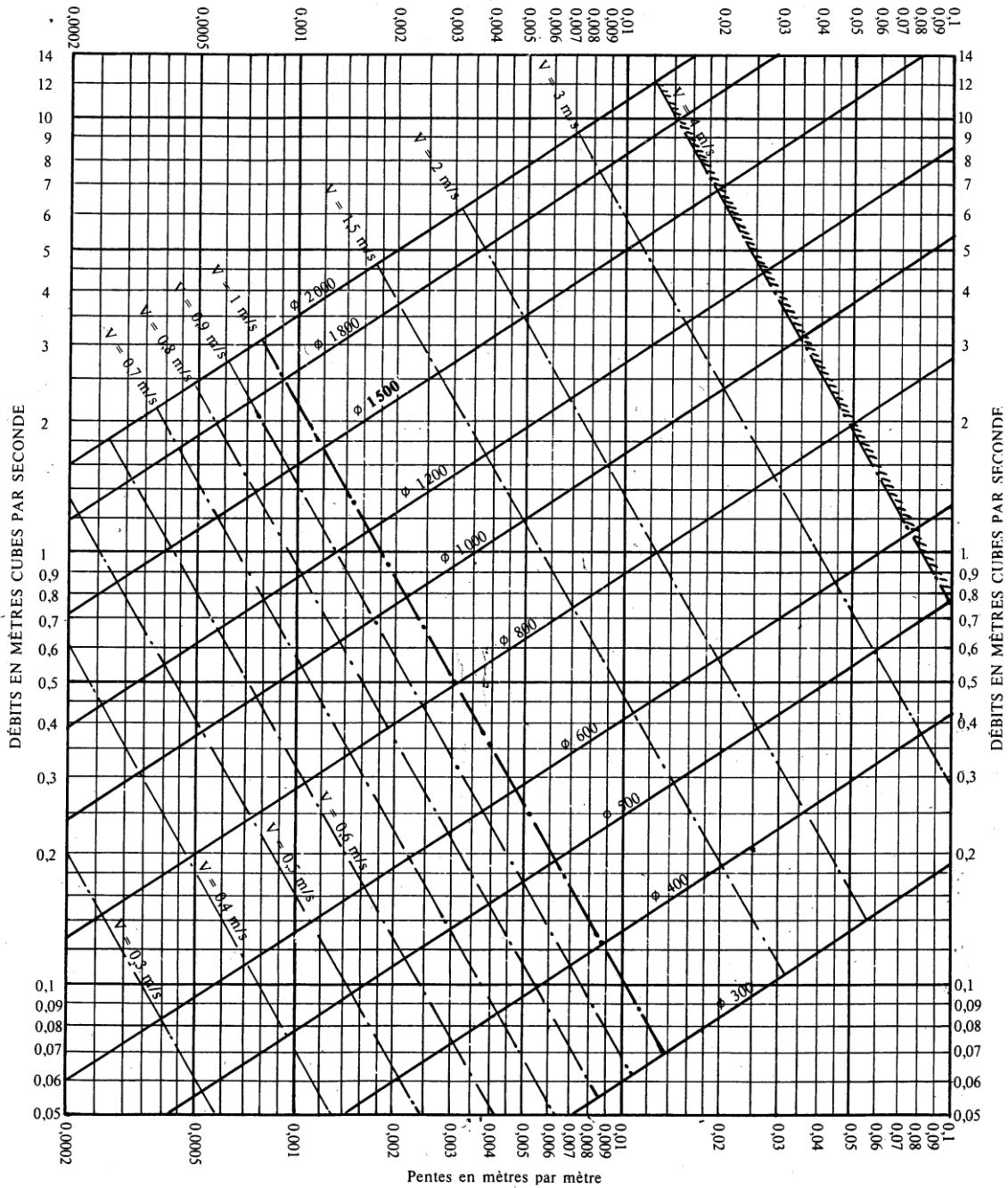
RÉSEAUX D'EAUX USÉES EN SYSTÈME SÉPARATIF



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 % ($\gamma = 0,16$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

Fig 1 .Abaque Ab.3. Réseau d'eaux usées en système séparatif

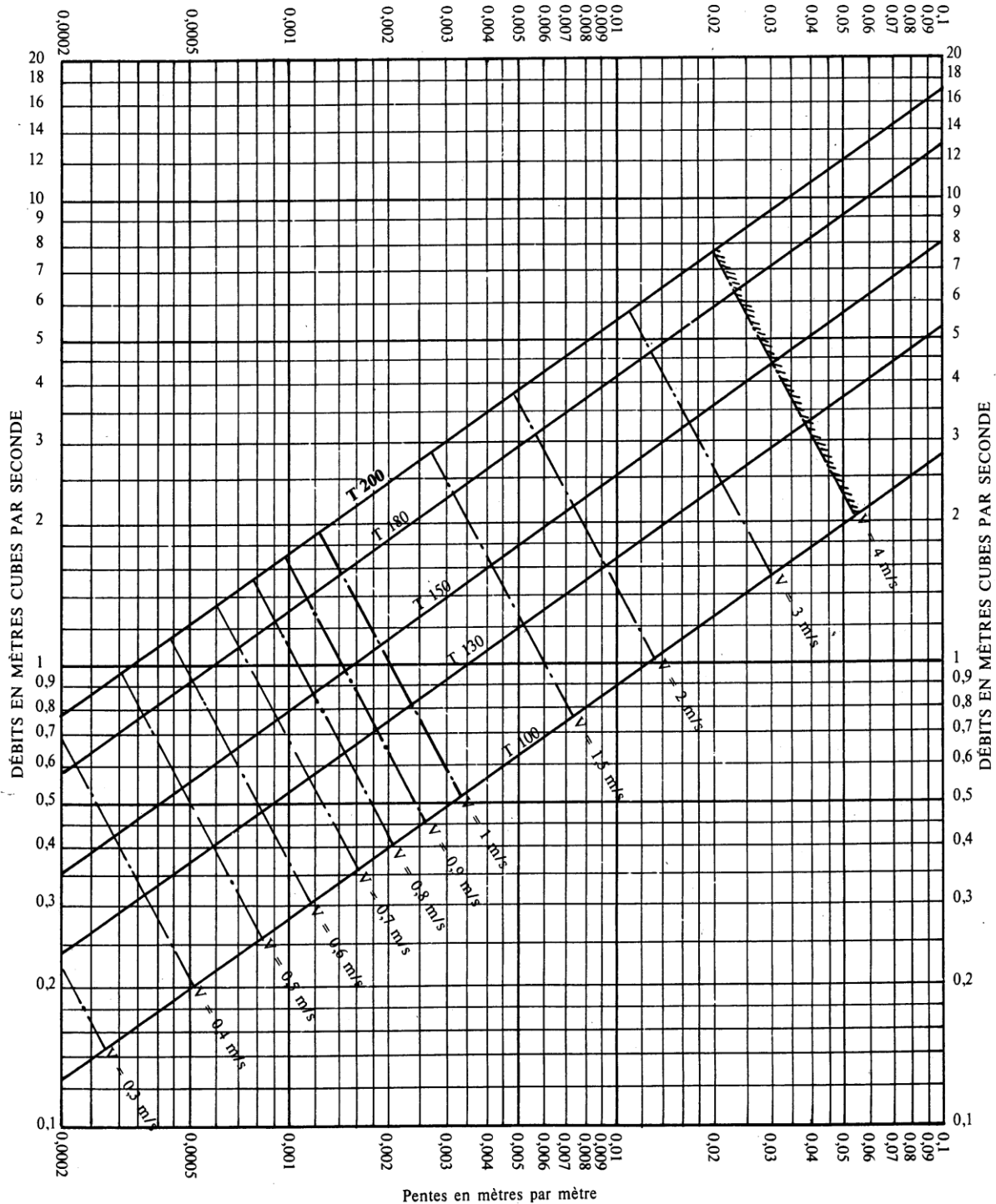
RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations circulaires)



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 % ($V = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

Fig 2. Abaque Ab.4a : réseaux pluviaux en système unitaire ou séparatif (Canalisations circulaires)

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations ovoïdes)

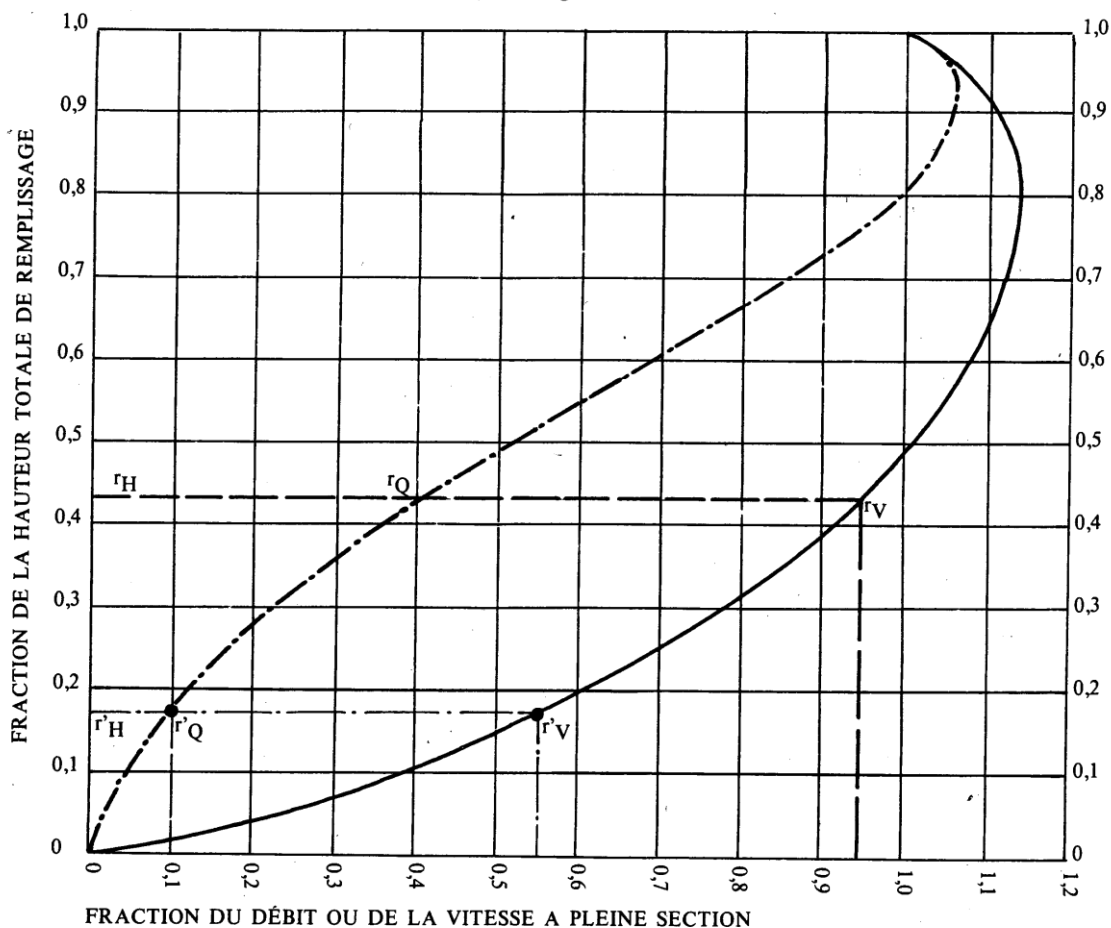


Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0.46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($\gamma = 0.30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

Fig 3. Abaque Ab.4b : réseaux pluviaux en système unitaire ou séparatif (Canalisations ovoïdes)

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 capacitives 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 $r_H = 0,95$.

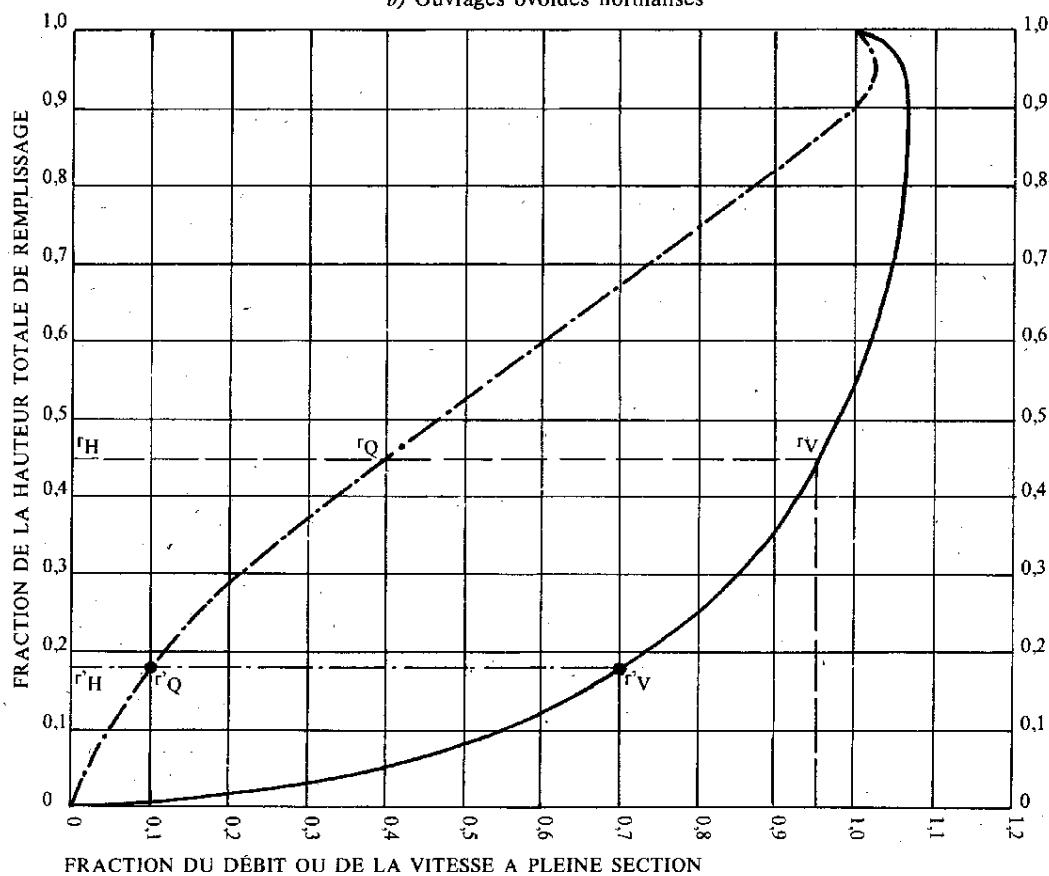
La vitesse maximum ($r_V = 1,14$) est obtenue avec $r_H = 0,80$.

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

Fig 4. Abaque Ab.5. Variations des débits et des vitesses en fonction du remplissage- a)Ouvrages circulaires normalisés

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 capacitives 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.

Fig 5. Abaque Ab.5. Variations des débits et des vitesses en fonction du remplissage - b) Ouvrages ovoïdes normalisés