

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique*

**Option : ASSAINISSEMENT**

**THEME DU PROJET :**

**DIAGNOSTIC ET EXPERTISE DU RESEAU  
D'ASSAINISSEMENT DU CENTRE DE RAS ISLY  
COMMUNE DE RASFA WILAYA DE SETIF**

**PRESENTE PAR :**  
**M<sup>r</sup> BEDJROU KHALED**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>r</sup> A.AMMARI	M.C.B.	Président
M <sup>me</sup> S.BELABES	M.A.A.	Examinatrice
M <sup>me</sup> F. DERNOUNI	M.A.A.	Examinatrice
M <sup>r</sup> A.BOUFEKANE	M.A.A.	Examineur
M <sup>r</sup> M.MAHIEDDINE	Subdivisionnaire(DRE)	Invité
M <sup>me</sup> N.CHENITI	M.A.A.	Promotrice

**Juin 2014**

# Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de *respect et de reconnaissance* à *Ma mère et Mon père* pour tous leurs *sacrifices et leur soutien moral et matériel* dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.

Et également à *Mes frères, Mes sœurs ; En un mot, à toute ma famille, mes amis sans exception et à tous ceux qui me sont chers.*

BEDJROU KHALED

# Remerciement



*Je remercie tout d'abord **Dieu** le tout puissant de m'avoir donné la chance et le courage pour mettre à terme ce travail.*

*Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à M<sup>me</sup> N. RAMDANI-CHENITI (ma promotrice) pour ses judicieux conseils ainsi que sa disponibilité tout au long de l'élaboration de ce travail.*

*Je profite de l'occasion pour remercier tous mes enseignants de l'ENSH de la première année jusqu'à la cinquième année, ainsi que toutes les personnes qui m'ont aidé à réaliser ce projet.*

*Mes compliments aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.*

*BEDJROU KHALED*

\_\_\_\_\_:

التجمع السكاني براس اسلي بولاية سطيف يعاني من مشكلتين رئيسيتين، المشكلة الأولى تتمثل في تدهور شبكة التطهير، اما الثانية هي التفريغ المباشرة في البيئة من دون أي تطهير، مما يؤدي الى مشاكل في الصحة والسلامة، ويؤثر على البيئة المحيطة خاصة بالروائح وخطر الأمراض المنقولة عن طريق المياه.

الهدف من مشروعنا هذا هو إيجاد حلول لهذه المشاكل من خلال دراسة تشخيصية، وهذه الدراسة تمكننا من إيجاد كل الأعطال، الامور غير السوية و المعوقات و أسبابها، من أجل إيجاد حلول لها. بعدها قمنا بدراسة انشاء شبكة التطهير مع مراعاة الحلول المقترحة من خلال دراسة التشخيص.

فيما يتعلق بالتفريغ المباشر في البيئة فلقد قمنا بدراسة تقنية و اقتصادية مع عرض الحلول الممكنة.

### **Résumé :**

L'agglomération de Ras Isly dans la wilaya de setif souffre de deux problèmes majeurs, le premier est la dégradation du réseau existant, le deuxième est le rejet directement dans le milieu naturel sans aucun traitement, ce qui pose des problèmes d'ordre d'hygiène et salubrité et affecte le milieu naturel notamment par les mauvaises odeurs et les risques de maladies à transmission hydrique.

Le but de notre projet consiste à trouver des solutions pour ces deux problèmes en passant par une étude de diagnostic, cette étude va nous indiquer les dysfonctionnements, les anomalies et les contraintes ainsi que leurs causes, pour pouvoir trouver des solutions. Ensuite nous passons au dimensionnement du réseau en tenant compte des solutions proposées par l'étude de diagnostic.

En ce qui concerne le rejet, nous avons fait une étude technico-économique présentant des solutions envisageables.

### **Abstract:**

The agglomeration of Ras Isly in the wilaya of setif suffers of two major problems, the first is the degradation of the existing wastewater system, the second is the discharge directly into the environment without any treatment, which poses problems of order of health and safety and affects the natural environment in particular by the bad smells and the risk of waterborne diseases. The aim of our project is to find solutions to these problems through a diagnostic study, this study will indicate malfunctions, anomalies and constraints and their causes, in order to find solutions. Then, we move on to wastewater system dimensioning by taking account of the solutions suggested by the study of diagnosis.

As regards the rejection we have made a techno-economic study presenting the possible solutions.

# Sommaire

	Page
Introduction générale	
<b>Chapitre I : Présentation de la zone d'étude</b>	
Introduction.....	01
I.1.Situation géographique.....	01
I.2.Population.....	03
I.3.Situation socioéconomique. ....	03
I.4.Situation climatique .....	03
I.4.1.Climat .....	03
I.4.2.Pluviométrie .....	04
I.4.3.Nombre de jours de pluie .....	04
I.4.4.Température .....	04
I.5.Situation hydraulique .....	04
I.5.1.Alimentation en eau potable .....	04
I.5.2. Assainissement .....	05
I.6. Situation topographie.....	05
I.7. Sismicité.....	05
Conclusion.....	06
<b>Chapitre II : Diagnostic du système d'évacuation</b>	
Introduction.....	07
II.1. Description du réseau existant .....	07
II.1.1. La zone I .....	08
II.1.1.1. Les collecteur.....	08
II.1.1.2. Les regards .....	09
II.1.1.3. L'ouvrage de rejet.....	09
II.1.2. La zone II .....	10
II.1.2.1. Les collecteurs .....	10
II.1.2.2. Les regards .....	11
II.1.2.3. L'ouvrage de rejet .....	11

II.2. Diagnostic et expertise du réseau .....	12
II.2.1. Les canalisations .....	13
II.2.2. Les regards .....	14
II.2.3. Etat des bouches d'égout.....	17
II.2.4. Les rejets .....	17
II.3. Solutions proposées .....	20
Conclusion.....	21

### **Chapitre III : Etude hydrologique**

Introduction.....	22
III.1. Fréquence expérimentale .....	23
III.2. Choix de la période de retour .....	23
III.3. Détermination de l'intensité moyenne de précipitation .....	24
III.4. Analyse des données pluviométriques et choix du type de la loi d'ajustement .....	24
III.5. Vérification de l'homogénéité de la série .....	26
III.6. Choix de la loi d'ajustement .....	27
III.6.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL .....	27
III.6.1.1 Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL .....	28
III.6.1.2. Coefficient de corrélation r .....	29
III.6.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton(Log Normal).....	32
III.7. Calcul de l'intensité de la pluie par la formule de MONTANARI .....	35
Conclusion.....	35

### **Chapitre IV : Calcul de base**

Introduction.....	36
IV.1.Situation démographique .....	36
IV.2. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins .....	37
IV.3. systèmes d'assainissement .....	38
IV.3.1. système unitaire .....	38
IV.3.2. système séparatif .....	39
IV.3.3. système pseudo séparatif .....	40
IV.3.4. les systèmes non collectifs .....	41
IV.3.5. les systèmes non gravitaires .....	42
IV.4. Critères influant sur le choix des systèmes .....	43
IV.5. Les schémas d'évacuation .....	43

IV.5.1. Types des schémas .....	43
IV.5.2. Critères influant sur le choix du schéma d'évacuation .....	45
IV.6. principes du tracé des collecteurs .....	45
IV.6.1. Les profondeurs des caves des maisons avoisinantes .....	45
IV.6.2. la résistance au gel des canaux .....	45
IV.7. Coefficient de ruissellement pondéré .....	45
IV.8. Détermination du nombre d'habitant pour chaque sous bassin .....	48
Conclusion.....	49

## **Chapitre V : Evaluation des débits à évacuer**

Introduction.....	50
V.1. Evaluation des débits d'eaux usées .....	50
V.1.1. Définition .....	50
V.1.1. Nature des eaux usées à évacuer .....	50
V.1.1.1. Les eaux usées d'origine domestique .....	50
V.1.1.2. Les eaux des services publics .....	50
V.1.1.3. Les eaux usées industrielles .....	50
V.1.1.4. Eaux usées d'équipements .....	51
V.1.1.5. Les eaux claires parasites.....	51
V.1.2. Evaluation de la quantité d'eaux usées à évacuer .....	51
V.1.2.1. Évaluation du débit moyen journalier .....	52
V.1.2.2. Évaluation du débit de pointe .....	52
V.2. Evaluation des débits d'eaux pluviales .....	55
V.2.1. La méthode rationnelle .....	55
V.2.1.1. hypothèses de la méthode .....	56
V.2.1.2. Validité de la méthode rationnelle .....	56
V.2.1.3. Temps de concentration .....	56
V.2.2. la méthode superficielle (méthode de Caquot) .....	57
V.2.2.1. hypothèses et base de calcul du modèle.....	60
V.2.2.2. Validité de la méthode superficielle .....	60
V.3. Choix de la méthode de calcul .....	60
V.3.1. Intensité moyenne maximale .....	60
V.3.2. Coefficient de correction ( ) (minorateur) .....	60
Conclusion.....	62

## Chapitre VI : Calcul hydraulique

Introduction.....	63
VI.1.Conditions d'écoulement et de dimensionnement.....	63
VI.2.Mode de calcul.....	63
VI.3. Dimensionnement du réseau d'assainissement.....	65
Conclusion.....	82

## Chapitre VII : Etude des variantes

Introduction.....	84
VII.1. Variante 1 : Station de pompage .....	84
VII.1.1. Choix de la gamme des diamètres.....	84
VII.1.2. Méthode de détermination du diamètre économique.....	85
VII.1.3. Détermination du diamètre économique .....	87
VII.1.4. Détermination du nombre des pompes .....	90
VII.1.4.1. Choix du nombre de pompes.....	90
VII.1.4.2. Choix du type de pompe.....	90
VII.1.4.3. Couplage des pompes.....	91
VII.1.5. Courbes caractéristiques de la pompe.....	93
VII.1.6. volume de la bache.....	94
VII.1.7. Dimensionnement du bâtiment.....	95
VII.1.7.1. Hauteur du bâtiment.....	96
VII.1.7.2. Longueur du bâtiment.....	96
VII.1.7.3. Largeur du bâtiment.....	96
VII.1.7. Estimation du coût prévisionnel de l'installation.....	97
VII.2. Variante 2 : Station d'épuration.....	98
VII.2.1. Détermination du débit de la station en temps de pluie.....	98
VII.2.2. Les charges polluantes.....	98
VII.2.3. Dimensionnement des ouvrages de la Station d'épuration.....	100
VII.2.3.1. Le prétraitement.....	101
VII.2.3.1.1. Le dégrillage.....	101
VII.2.3.1.2. Dessablage-Déshuilage.....	102
VII.2.3.1.2.1 Dimensionnement du bassin de dessablage-déshuilage.....	103
VII.2.3.1.2.2. Le volume d'air à insuffler dans le déssableur.....	104
VII.2.3.1.2.3. Calcul des quantités des matières éliminées par le déssableur...104	



VIII.2. Les ouvrages annexes.....	126
VIII.2.1. Les branchements.....	126
VIII.2.2. Les bouches d'égouts.....	126
VIII.2.3. Les regards.....	128
VIII.2.3.1. Types des regards.....	129
VIII.2.3.2. Dimensionnement des regards de chute.....	131
VIII.2.4. Les déversoirs d'orage .....	132
VIII.2.4.1. Types des déversoirs.....	132
VIII.2.4.2. Dimensionnement du déversoir d'orage.....	135
Conclusion.....	137

## **Chapitre IX : Pose des canalisations**

Introduction.....	138
IX.1. Transport, manutention et Stockage des conduites.....	138
IX.1.1. Transport.....	138
IX.1.2. Manutention.....	139
IX.1.3. stockage des tuyaux.....	139
IX.1.3.1. Cas des tuyaux en béton.....	139
IX.1.3.2. Cas des tuyaux en matière plastique (PVC).....	140
IX.2. Contrôle de qualité des tuyaux.....	140
IX.2.1. Tuyaux en béton armé.....	140
IX.2.1.1. Contrôles sur site.....	140
IX.2.1.2. Contrôles et essais en laboratoire.....	141
IX.2.2. Tuyaux en polychlorure de vinyle (PVC).....	141
IX.2.2.1. Contrôles sur site.....	141
IX.2.2.2. Contrôles et essais en laboratoire.....	141
IX.3. Exécution des fouilles.....	141
IX.3.1. Largeur de La tranchée.....	142
IX.3.2. Profondeur de la fouille.....	142
IX.3.3. Le blindage.....	142
IX.4. Examen des tuyaux avant la pose.....	143
IX.5. Pose des canalisations en tranchée.....	143
IX.5.1. Mise en place.....	143
IX.5.2. Nettoyage des tuyaux avant l'assemblage.....	143
IX.5.3. Préparation et lubrification.....	144

IX.5.4. Assemblage des tuyaux.....	144
IX.5.4.1. Méthode du pied-de-biche.....	144
IX.5.4.2. Méthode du Godet d'excavation .....	144
IX.5.4.3. Méthode du Treuil TIRFOR.....	145
IX.5.5. Coupe des tuyaux.....	145
IX.6. Remblai des fouilles pour canalisations.....	146
IX.6.1. Lit de pose.....	147
IX.6.2. Enrobage - remblai de l'assise et remblais latéral et initial (Remblai primaire).....	148
IX.6.3. Remblai au-dessus de l'enrobage (Remblai secondaire).....	148
IX.7. Compactage.....	148
IX.8. Contrôle de qualité des travaux.....	149
IX.9. Précautions.....	149
Conclusion.....	151

Conclusion générale

Annexes.

Bibliographie.

## Liste des Tableaux

### Chapitre I

#### Présentation de la zone d'étude.

Tableau I.1: Répartition mensuelle de la pluviométrie.....	4
Tableau I.2: Nombre de jours de pluie.....	4
Tableau I.3: Répartition mensuelle de la température.....	4

### Chapitre II

#### Diagnostic du système d'évacuation.

Tableau II.1 : récapitulatif de l'état actuel du réseau en service de la zone I .....	9
Tableau II.2 : récapitulatif de l'état actuel du réseau en service de la zone II.....	11

### Chapitre III

#### Etude Hydrologique.

Tableau III.1. Précipitations mensuelles et maximales journalières à la station.....	25
Tableau III.2. Caractéristiques de l'échantillon.....	26
Tableau III.3. Ajustement à la loi de Gumbel .....	30
Tableau III.4. Ajustement à la loi Galton.....	33

### Chapitre IV

#### Calcul de base.

Tableau IV.1. Population actuelle et future du centre de Ras Isly .....	36
Tableau IV.2. Détermination des surfaces pour chaque sous bassin.....	37
Tableau IV.3. Coefficients de ruissellement de certaines surfaces .....	46
Tableau IV.4. Coefficient de ruissellement pour différentes densités de population.....	46
Tableau IV.5. valeur du coefficient de ruissellement suivant le type d'occupation du sol.....	47
Tableau IV.6. Détermination du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin.....	48
Tableau IV.7. Détermination du nombre d'habitants pour chaque sous bassin.....	49

### Chapitre V

#### Évaluations des débits à évacuer.

Tableau V.1 : Evaluation des débits d'eaux usées des équipements.....	53
Tableau V.2 : Evaluation des débits d'eau usée totaux de chaque sous bassin.....	54

Tableau V.3 : Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins.....	59
Tableau V.4 : Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin par la méthode rationnelle..	61
Tableau V.5 : Tableau récapitulatif des eaux usées et pluviales.....	61

## Calcul hydraulique.

### Chapitre VI

Tableau VI.1: valeurs indicatives du coefficient de rugosité de Strickler $K_s$ .....	64
Tableau VI.2: Dimensionnement des Collecteur principal I.....	66
Tableau VI.3: Dimensionnement des Collecteur principal II .....	68
Tableau VI.4: Dimensionnement des Collecteur principal III .....	69
Tableau VI.5: Dimensionnement des Collecteur principal IV .....	70
Tableau VI.6: Dimensionnement des Collecteur principal V .....	72
Tableau VI.7: Dimensionnement des Collecteurs secondaires (sous bassin 01).....	73
Tableau VI.8: Dimensionnement des Collecteurs secondaires (sous bassin 02) .....	74
Tableau VI.9: Dimensionnement des Collecteurs secondaires (sous bassin 03).....	75
Tableau VI.10: Dimensionnement des Collecteurs secondaires (sous bassin 04).....	76
Tableau VI.11: Dimensionnement des Collecteurs secondaires (sous bassin 05).....	77
Tableau VI.12: Dimensionnement des Collecteurs secondaires (sous bassin 06).....	79
Tableau VI.13: Dimensionnement des Collecteurs secondaires (sous bassin 07).....	80
Tableau VI.14: Dimensionnement des Collecteurs secondaires (sous bassin 08).....	81

## Etude des variantes.

### Chapitre VII

Tableau VII.1: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).....	88
Tableau VII.2: Calcul des frais d'exploitation .....	88
Tableau VII.3: Calcul des frais d'amortissement.....	89
Tableau VII.4: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation .....	89
Tableau VII.5: Caractéristiques des pompes .....	92
Tableau VII.6: Coût de la construction du bâtiment .....	97
Tableau VII.7: coût prévisionnel de l'installation.....	97
Tableau VII.8: valeurs des différents débits.....	98
Tableau VII.9: Concentrations moyennes d'un effluent urbain .....	99
Tableau VII.10: les charges polluantes.....	100
Tableau VII.11: espacement et épaisseur des barreaux.....	101

Tableau VII.12: Résultats du dimensionnement des grilles.....	102
Tableau VII.13: Dimensions du déssableur-déshuileur.....	104
Tableau VII.14: les valeurs de la vitesse limite en fonction de $Q_{\text{moy h}}$ .....	105
Tableau VII.15: récapitulatif des résultats des calculs du décanteur.....	107
Tableau VII.16: Résultats de calcul pour le traitement biologique .....	111
Tableau VII.17: résultats de dimensionnement du bassin de désinfection.....	112
Tableau VII.18: Calcul des ouvrages de traitement des boues à moyenne charge.....	116
Tableau VII.19 :Le coût de terrassement de chaque ouvrage .....	117
Tableau VII.20 : Le coût du béton armé de chaque ouvrage .....	118
Tableau VII.21: Estimation du coût prévisionnel de l'installation .....	119

### les elements constitutifs du réseau.

#### Chapitre VIII

Tableau VIII.1: Avantages et Inconvénients des types de canalisations utilisées.....	125
Tableau VIII.2: Détermination du temps de concentration.....	135

### Pose des canalisations.

#### Chapitre IX

Tableau VIII.1: Risques, causes et précautions à prendre.....	150
---	-----

## Liste des figures

### Chapitre I

#### Présentation de la zone d'étude.

Figure I.1: Image Google du centre de Ras Isly.....	1
Figure I.2: Situation de la commune de Rasfa.....	2
Figure I.3: situation géographique du centre de Ras Isly (Google map).....	3
Figure I.4 :Répartition moyenne mensuelle de la pluviométrie.....	4
Figure I.5 : Nombre de jours de pluie.....	4
Figure I.6 : Répartition mensuelle de la température.....	5
Figure I.7: Carte sismique de l'Algérie du nord.....	6

### Chapitre II

#### Diagnostic du système d'évacuation.

FigureII.1. Délimitation des zones d'assainissement du centre ras Isly.....	8
FigureII.2. Tracé actuel du réseau de la zone I.....	10
FigureII.3. Tracé actuel du réseau de la zone II.....	12
FigureII.4. exemple de boite de branchement réalisée sur la conduite.....	13
FigureII.5. Regard de visite à sec et sans aucun branchement.....	14
FigureII.6. Regard de visite à sec et sans aucun branchement.....	15
FigureII.7. Regard remplie d'eau stagnante avec ferrailage apparent.....	15
FigureII.8. Regard à sec et rempli d'objets solides.....	15
FigureII.9. Regard rempli d'objets solides et avec un matériau non adéquat.....	16
FigureII.10. Regard remplie d'eau stagnante.....	16
FigureII.11. Regard de visite à sec et sans aucun branchement.....	16
FigureII.12. L'eau usée dans le milieu naturel (Oued).....	17
FigureII.13. Absence de portail sur l'accès au bassin de décantation.....	18
FigureII.14. Arrivée de l'eau usée dans le bassin de décantation.....	18
FigureII.15. Sortie de l'eau usée du bassin de décantation.....	18
FigureII.16. Etat d'envasement et de détérioration du bassin de décantation.....	19
FigureII.17. Clôture en maçonnerie avec un portail métallique.....	19

### Chapitre III

#### Etude Hydrologique.

Figure III.1. Ajustement à la loi de Gumbel.....	31
Figure III.2. Ajustement à la loi de Galton.....	34

## Chapitre IV

### Calcul de base.

Figure IV.1. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins.....	38
Figure IV.2. système unitaire.....	39
Figure IV.3. système séparatif.....	40
Figure IV.4. système pseudo séparatif.....	41
Figure IV.5. système non collectif .....	42
Figure IV.6. système non gravitaire.....	42
Figure IV.7. schémas types de réseaux.....	44

## Chapitre V

### Évaluation des débits à évacuer.

Figure V.1: découpage d'un bassin en secteur.....	55
---	----

## Chapitre VII

### Etude des variantes.

Figure VII.1. Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.....	90
Figure VII.2. Couplage en série.....	91
Figure VII.3. couplage en parallèle.....	91
Figure VII.4. image de la pompe choisie .....	93
Figure VII.5. schéma en coupe de la pompe choisie .....	93
Figure VII.6. Courbes caractéristiques de la pompe choisie.....	94
Figure VII.7. plan de la station de pompage.....	95

## Chapitre VIII

### Les elements constitutifs du reseau.

Figure VIII.1. Joints sur tuyaux en amiante ciment.....	122
Figure VIII.2. Joints sur tuyaux en grés.....	122
Figure VIII.3. Assemblage des tubes PVC.....	123
Figure VIII.4. Principe d'armature d'un tuyau en béton armé.....	124
Figure VIII.5. Assemblage par Bague roulante.....	124
Figure VIII.6. Assemblage par Bague glissante à appliquer dans une encoche dans l'about Mâle.....	124
Figure VIII.7. Assemblage par Bague glissante à appliquer contre un rebord de l'about Mâle.....	124

Figure VIII.8. Assemblage par Bague glissante à appliquer dans une encoche du collet.....	125
Figure VIII.9. Schéma représentatif des branchements.....	126
Figure VIII.10. Schéma représentatif des bouches d'égout.....	127
Figure VIII.11. Emplacement d'une bouche d'égout.....	128
Figure VIII.12. Exemple d'un regard de visite.....	129
Figure VIII.13. Exemple d'un regard latéral.....	129
Figure VIII.14. Exemple d'un regard double.....	130
Figure VIII.15. Exemple d'un regard de jonction.....	130
Figure VIII.16. Exemple d'un regard de chute.....	131
Figure VIII.17. Déversoir d'orage à seuil latéral.....	132
Figure VIII.18. Déversoir d'orage type latéral à double seuil.....	133
Figure VIII.19. Déversoir d'orage type frontal.....	133
Figure VIII.20. Déversoir d'orage type Escalier.....	134
Figure VIII.21. Déversoir à ouverture de fond.....	134

## Chapitre IX

## Pose des canalisations.

Figure IX.1. Manutention des conduites.....	139
Figure IX.2. L'entreposage des tuyaux en béton.....	140
Figure IX.3. Superposition des tuyaux en PVC.....	140
Figure IX.4. Largeur et profondeur de la fouille.....	142
Figure IX.5. Dispositif de blindage des fouilles.....	143
Figure IX.6. Préparation et lubrification de tuyaux.....	144
Figure IX.7. Assemblage des tuyaux : Méthode du pied-de-biche.....	144
Figure IX.8. Assemblage des tuyaux : Méthode du Godet d'excavation.....	145
Figure IX.9. Assemblage des tuyaux : Méthode du Treuil TIRFOR.....	145
Figure IX.10. La coupe d'une tranchée.....	146
Figure IX.11. Lit de pose.....	147
Figure IX.12. Réalisation de niches dans le lit de pose pour les collets.....	147
Figure IX.13. réutilisation des déblais.....	148
Figure IX.14. Pilonneuse.....	149
Figure IX.15. Plaque vibrante.....	149

## **Liste des planches**

**Planche N°1** : Plan de masse avec réseau existant du centre de RAS ISLY commune de Rasfa (W.Sétif).

**Planche N°2**: Plan de masse avec réseau projeté du centre de RAS ISLY commune de Rasfa (W.Sétif).

**Planche N°3** : Profil en long du collecteur principal I.

**Planche N°4** : Profil en long du collecteur principal IV.

**Planche N°5** : Les éléments constitutifs du réseau d'égout.

## INTRODUCTION GENERALE

La vie humaine, l'activité Industrielle, sont à l'origine de la production de déchets qui, en cas de concentration excessive et mal maîtrisée, peuvent mettre en cause la santé des individus. Il faut supprimer ces causes d'insalubrité, et pour cela:

- éloigner rapidement et sans stagnation tous les déchets susceptibles de produire des putréfactions et des odeurs ;
- prendre toutes les dispositions pour éviter que les produits évacués n'entraînent de contamination, de pollution et de perturbation du milieu constituant leur destination finale (en particulier les sols, les nappes phréatiques, les cours d'eau, les lacs, les mers, etc.).

Ces deux concepts simples suffisent pour définir les fonctions de l'assainissement, qui consiste à résoudre deux problèmes très différents qu'il convient de ne pas confondre:

Assainissement=évacuation + épuration

- Évacuation = ensemble des procédés permettant d'assurer la collecte et l'évacuation rapide des déchets ;
- Épuration = ensemble des traitements applicables à des déchets avant rejet dans un milieu naturel.

L'assainissement a donc pour but d'assurer la collecte, le transport et si besoin la rétention des eaux pluviales et des eaux usées, de procéder à leur prétraitement, puis à leur traitement, avant rejet dans le milieu naturel.

Le développement rapide de la population en milieu urbain ainsi que l'évolution du mode de vie entraînent un accroissement considérable des structures urbaines impliquant des besoins en eau importants. Ces derniers, faut-il le souligner, se traduisent par un accroissement permanent du volume des rejets polluants.

Le vieillissement des réseaux urbains d'assainissement constitue depuis plusieurs années une préoccupation majeure des gestionnaires publics et privés. Les réseaux d'assainissement constituent une partie du patrimoine urbain qui s'inscrit dans un processus de longue durée. Par conséquent, leur renouvellement devrait se rattacher à des considérations liées au «vieillissement », en d'autres termes à la dégradation dans le temps de leurs caractéristiques d'origine.

Le centre de Ras Isly depuis la réalisation de son réseau d'assainissement a connu de grands problèmes liés à la fiabilité de l'évacuation des eaux usées et pluviales, et au rejet dans le milieu naturel sans aucun traitement.

C'est dans ce cadre que s'inscrit notre projet qui vise à concevoir et à mettre en œuvre des méthodes d'investigation destinées à identifier, localiser et évaluer de façon précise les anomalies structurelles et fonctionnelles du réseau, en vue de permettre de définir la nature des travaux de remise en état, afin de réduire, voire de supprimer les anomalies.



# *Chapitre I*

*PRESENTATION*

*DE LA ZONE*

*D'ETUDE*

**Introduction :**

Le but principal de la présentation de la zone d'étude est d'établir les documents nécessaires pour les avants projets qui permettront aussi en premier lieu de déterminer l'aptitude des terrains à l'urbanisation selon un certain nombre de critères.

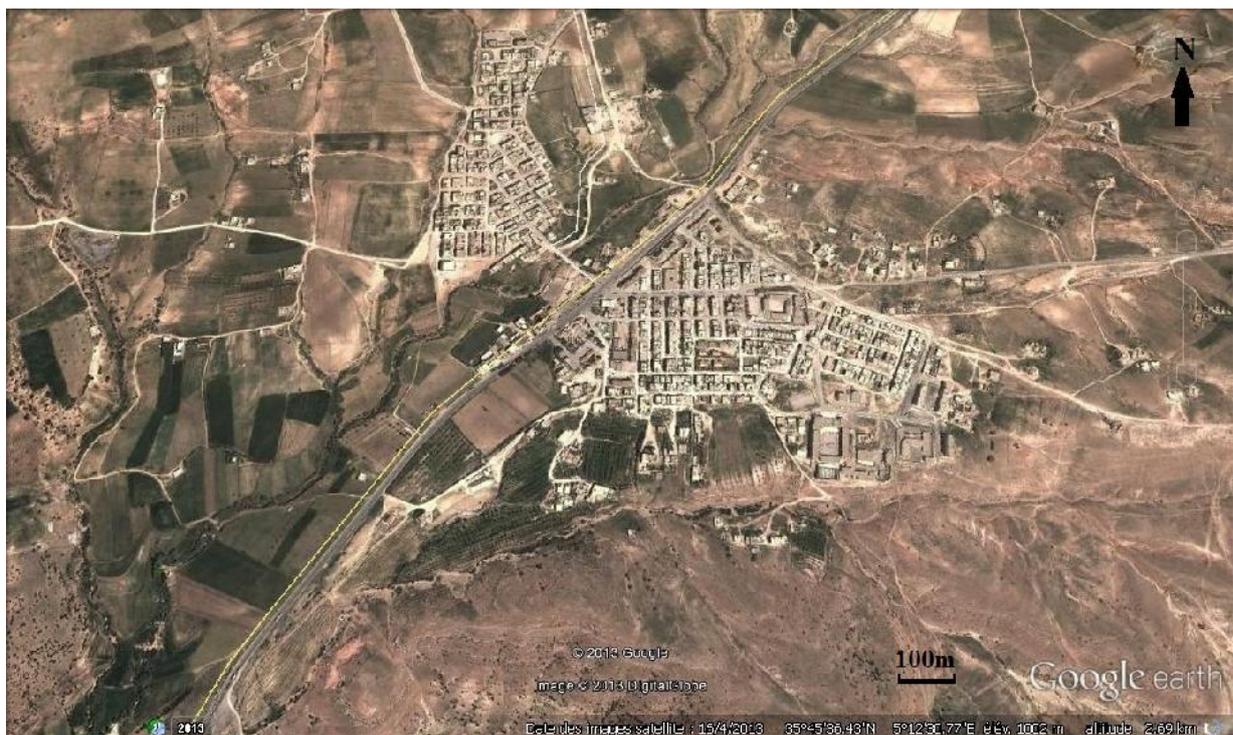
Donc la représentation de l'agglomération est une phase importante pour procéder à l'élaboration de notre étude.

**I.1. Situation géographique :**

La commune de Rasfa est située au sud de la wilaya de Sétif dans le daïra de Salah Bey, sur environs 50 km sur la RN 28. Elle a été promue au rang de commune en 1984. C'est une commune à caractère rural dominé par les reliefs montagneux très accidentés qui entourent un vaste plain central à potentialités agricoles très élevées.

L'économie de cette zone repose essentiellement sur l'activité agricole, notamment la culture du tabac qui est une activité très répandue. Elle est irriguée par la petite et la moyenne hydraulique qui sort de la nappe phréatique par puits et forages.

Le centre Ras Isly est situé au Sud de la commune à 7.5km de l'agglomération chef-lieu Rasfa. Il est traversé par la route nationale RN28 qui relie la Wilaya de Sétif à celle de M'sila. Il occupe une superficie qui avoisine les 70 hectares. Dans sa partie Sud les constructions sont éparpillées. Le centre représente 18% du parc logement de la commune.



**Figure I.1:** Image Google du centre de Ras Isly

La commune de Rasfa est limitée :

- A l'Est par la commune de Saleh Bey ;
- Au Sud-est, par la commune de Hamma ;
- Au Sud, par la commune de Boutaleb ;
- Au Sud-Ouest, par la commune de Taglait (wilaya de M'sila) ;
- A l'Ouest par la commune Ouled Tebbane ;
- Au Nord, par les commune de A.Oulmen et Ouled si Ahmed.

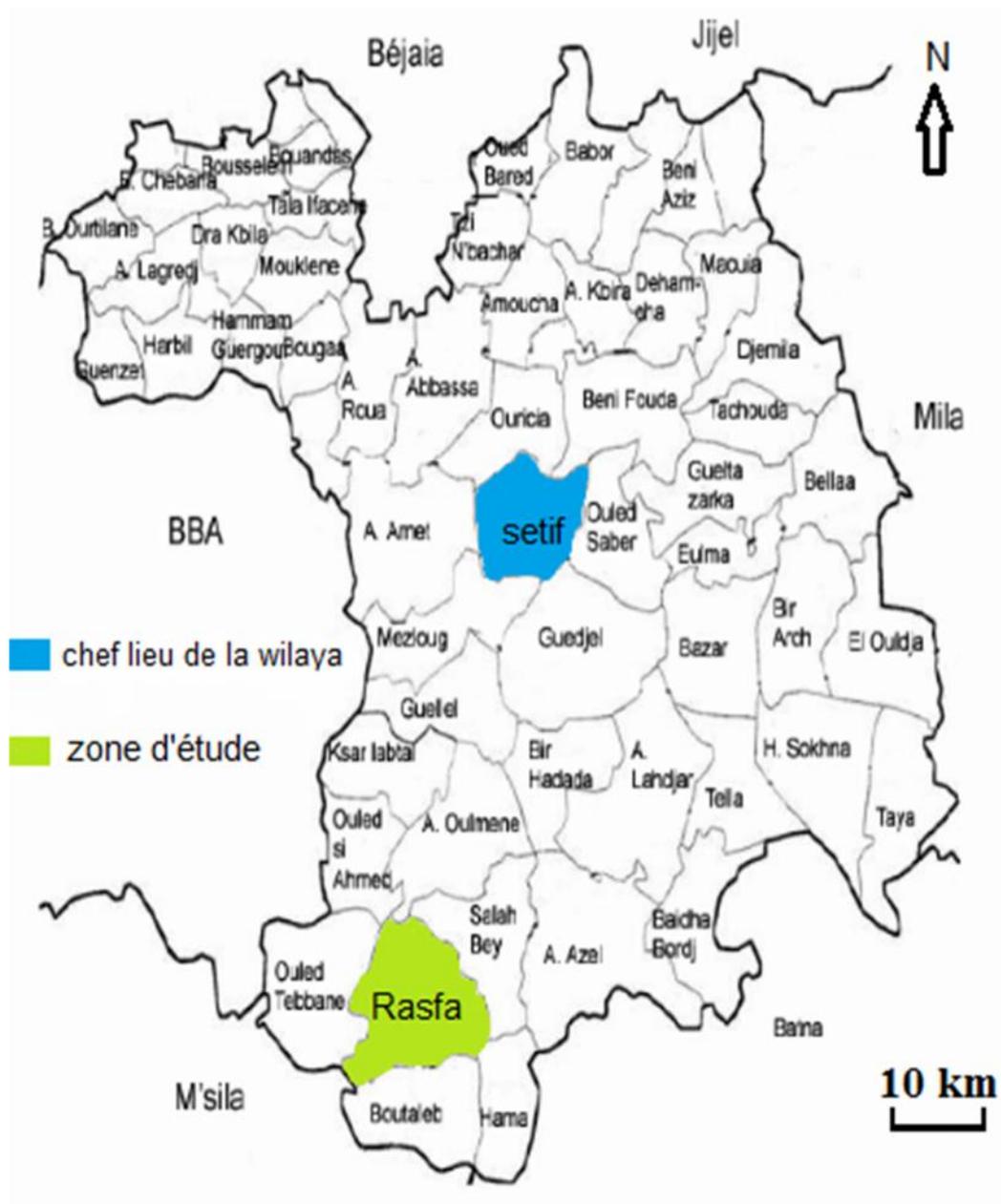


Figure I.2: Situation de la commune de Rasfa.

Le centre objet de la présente étude « Ras Isly » se trouve au Sud -Ouest de l'agglomération chef-lieu Rasfa



**Figure I.3:** situation géographique du centre de Ras Isly (google map)

## **I.2. Population :**

la population du centre de Ras Isly atteint au recensement de 2008 : 5843 habitant, avec une croissance démographique très forte, le taux d'accroissement égal à 2.5% , L'estimation de la population future est calculée en tenant compte du taux d'accroissement . Le centre Ras Isly, regroupe 36% de la totalité de la population de la commune de Rasfa.

## **I.3. Situation socioéconomique :**

L'activité économique essentielle demeure l'agriculture. Cette activité est basée sur la céréaliculture sèche, quelques maraîchages et l'élevage.

## **I.4. Situation climatique :**

### **I.4.1. Climat :**

L'altitude et le relief étant les facteurs influant sur la climatologie, la région est caractérisée par un climat de type méditerranéen semi-aride froid en hivers et chaud en été. Les gelées blanches sont fréquentes avec une moyenne de 40 jours par an (Source ONM).

### **I.4.2. Pluviométrie :**

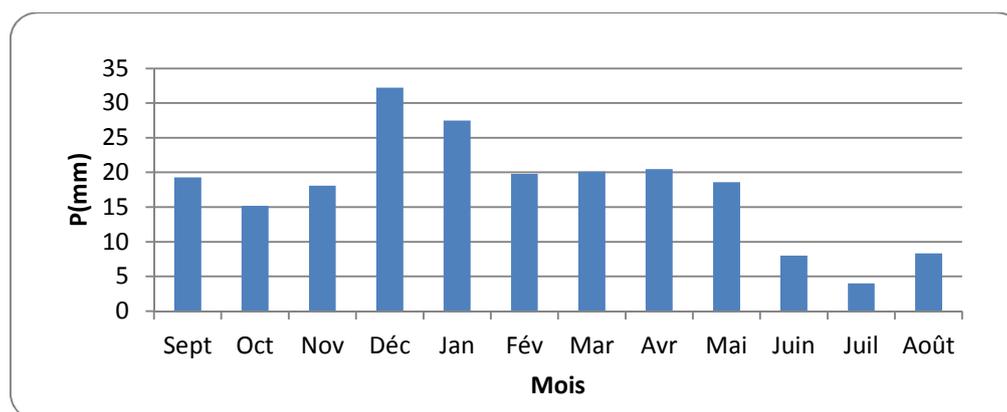
L'étude des précipitations joue un rôle très important surtout pour le choix du type du réseau d'assainissement à projeter.

La région reçoit 211.5 mm de pluie avec le mois de décembre comme le plus pluvieux et le mois de juillet en étant le moins, les résultats de la répartition moyenne mensuelle de la pluviométrie sont obtenues de la station pluviométrique de Rass El Oued(Wilaya de BBA) sur une période de 29 ans.

**Tableau I.1:** Répartition moyenne mensuelle de la pluviométrie.

MOIS	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	TOTAL
P(mm)	19.3	15.2	18.1	32.2	27.5	19.8	20.1	20.5	18.6	8.0	4.0	8.3	211.5

Source :ANRH



**Figure I.4 :** Répartition moyenne mensuelle de la pluviométrie.

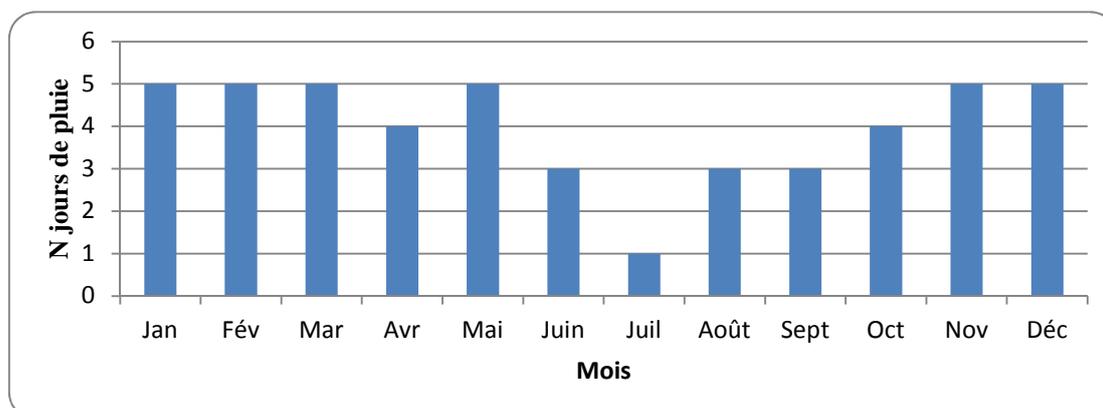
#### I.4.3. Nombre de jours de pluie :

Le nombre de jours pluvieux est une donnée très importante. De faibles pluies réparties sur un grand nombre des jours produisent un effet tout à fait différent de celui d'une pluie tombant en une journée et fournissant à elle seule le même total.

**Tableau I.2:** Nombre de jours de pluie.

MOIS	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc	TOTAL
Nombre de jours de pluie/mois	5	5	5	4	5	3	1	3	3	4	5	5	48

Source :ONM



**Figure I.5 :** Nombre de jours de pluie.

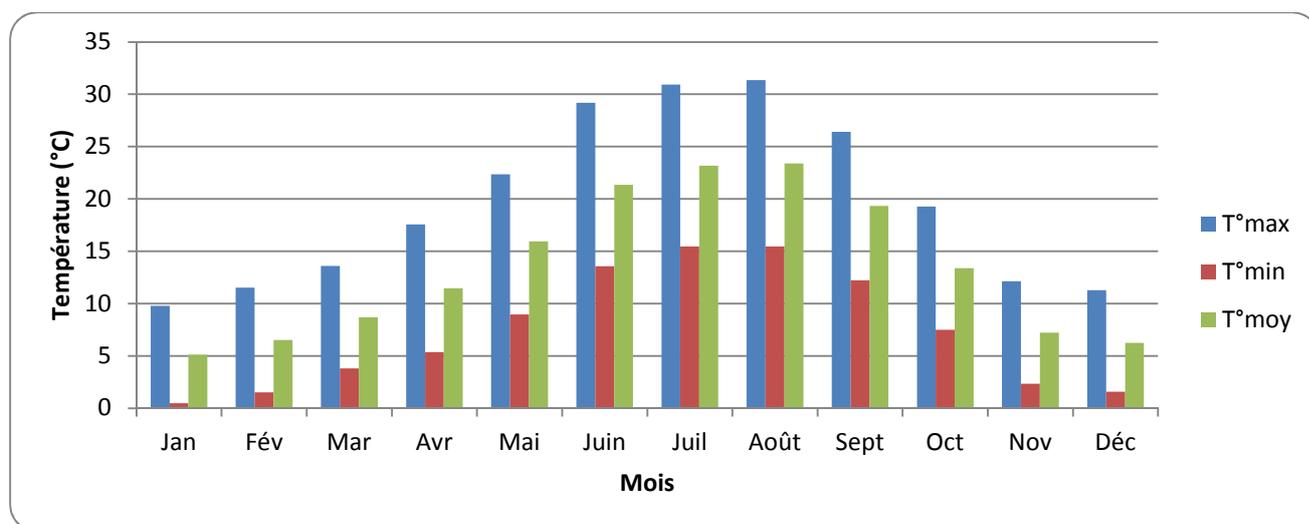
#### I.4.4. Température :

La température moyenne mensuelle est d'environ 13.47°C. Les températures max, min et moyennes sont représentées dans le tableau suivant

**Tableau I.3:** Répartition mensuelle de la température(°C).

	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc
T°max(°C)	9.78	11.52	13.59	17.56	22.34	29.19	30.93	31.34	26.40	19.27	12.12	11.29
T°min(°C)	0.46	1.50	3.80	5.37	8.96	13.56	15.46	15.46	12.22	7.48	2.35	1.58
T°moy(°C)	5.12	6.51	8.69	11.46	15.95	21.35	23.19	23.40	19.34	13.37	7.23	6.23

Source :ONM



**Figure I.6 :** Répartition mensuelle de la température.

#### I.5. Situation hydraulique :

##### I.5.1. Alimentation en eau potable :

Le centre objet du présent travail est doté de réseau d'AEP. Le centre Ras Isly est alimenté par une source située à la proximité de la localité, dont le débit avoisine les 9 l/s.

##### I.5.2. Assainissement :

Le centre de Ras Isly est constitué de deux bassins versant d'où l'existence de deux réseaux d'assainissement distincts avec deux point de rejets différents. Le premier réseau concerne la partie Est de l'agglomération et le seconde prend en charge le reste du centre. Le rejet, pour le premier réseau, se fait dans un affluent de l'oued de Ras isly après un traitement préalable par un bassin de décantation.

Dans le second réseau, le rejet se fait toujours, après un traitement préalable dans un bassin de décantation dans un affluent du même oued. Le second bassin de décantation se trouve sur la rive droite de la RN28, au Nord-Ouest du premier bassin et à une distance de 570m.

### I.6. Situation topographique :

La topographie du terrain joue un rôle primordial dans le choix et la conception du système d'évacuation, vu que l'évacuation se fait gravitairement dans la plus part des réseaux donc on a recours au levé topographique. Ainsi pour obtenir un fond topographique comprenant tous les détails du terrain nécessaires afin de faciliter la projection des ouvrages à prévoir.

Le centre de Ras Isly est caractérisé par des reliefs montagneux très accidentés. En se référant au plan de masse de ce centre on constate une inclinaison du terrain naturel dans le sens nord sud. L'altitude varie de 965 à 1010 m.

### I.7. Sismicité :

La stabilité du réseau dépend aussi de l'activité tectonique des couches, un séisme influe facilement sur l'étanchéité du réseau car la propagation de l'onde de choc touche les points faibles d'un système d'évacuation qui se limite au niveau des raccordements. L'Algérie est divisée selon l'intensité tellurique en quatre zones sismiques.

Notre zone d'étude se situe, selon les règles parasismiques algériennes, dans la zone I qui est une zone à activité sismique faible, donc il n'y aura pas une grande influence sur le choix du matériau utilisé et pas de risque sur notre réseau.



Figure I.7: Carte sismique de l'Algérie du nord.

### Conclusion :

Ce premier chapitre contient une description d'une façon générale de notre zone d'étude, Cette tâche est appuyée par une collecte de données auprès des différentes administrations, Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.



*Chapitre II*  
*DIAGNOSTIC*  
*DU*  
*SYSTEME*  
*D'EVACUATION*

**Introduction :**

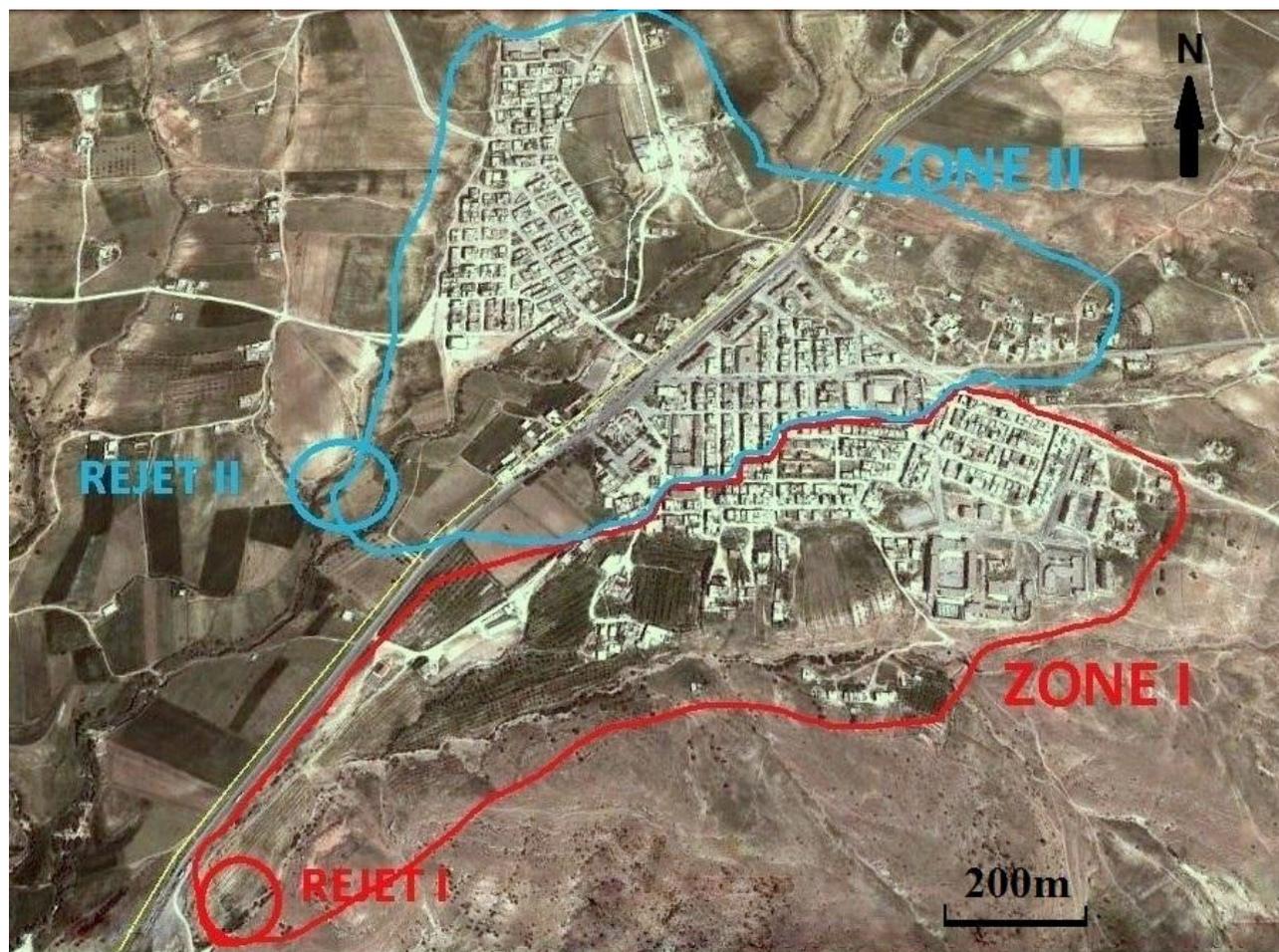
La réussite d'un projet de restructuration d'un réseau d'assainissement suppose une maîtrise préalable des difficultés de fonctionnement et de leurs causes. Pour ce faire il est nécessaire de multiplier les descentes sur le terrain afin de cerner les contraintes et de constater les anomalies qui font que le réseau ne fonctionne pas d'une façon optimale engendrant ainsi des préjudices à la population et à l'environnement.

Dans cette partie, il sera procédé en premier, à la description des réseaux existants. Ensuite, il sera question d'identifier les dysfonctionnements, les anomalies et les contraintes ainsi que leurs causes.

**II.1. Description du réseau existant :**

Le centre rural de Ras Isly objet de la présente étude est doté de réseaux d'assainissement, il est de type unitaire, et connaissent des extensions en fonction des besoins.

Cette agglomération est constituée de deux bassins versant d'où l'existence de deux réseaux d'assainissement distincts avec deux point de rejets différents. Le premier réseau concerne la partie Est de l'agglomération et le seconde prend en charge le reste du centre. Le rejet, pour le premier réseau, se fait dans un affluent de l'oued de Ras Isly après un traitement préalable par un bassin de décantation. Dans le second réseau, le rejet se fait toujours, après un traitement préalable dans un bassin de décantation dans un affluent du même oued. Le second bassin de décantation se trouve sur la rive droite de la RN28, au Nord-Ouest du premier bassin et à une distance de 570m.



**Figure II.1.** Délimitation des zones d'assainissement du centre Ras Isly

### II.1.1. La zone I :

C'est la partie Est de ce centre urbain. Elle est constituée principalement de deux quartiers qui regroupent d'importants équipements publics (lycée, polyclinique, service des forêts, et bâtiments). Aussi elle représente une zoné potentielle d'extension.

Dans cette zone, le réseau actuel est de type unitaire, il évacue les eaux usées et les eaux pluviales. Ce réseau possède une structure étoilée avec des conduites dont les diamètres sont croissants de l'amont vers l'aval. Plusieurs collecteurs le composent. Son linéaire totale est de 4.46Km

#### II.1.1.1. Les collecteurs :

Le réseau est constitué d'un collecteur principal qui démarre du haut de la zone, traversant les ruelles de deux lotissements pour qu'il aboutisse plus bas, à proximité d'un affluent de Oued de Ras Isly où s'effectue le rejet après un passage dans un bassin de décantation. A ce collecteur, viennent se joindre en différents points plusieurs collecteurs secondaires qui prennent en charge

les eaux usées et pluviales des autres quartiers. Ces collecteurs sont généralement placés au milieu des chaussées dans le secteur urbain.

Les conduites qui servent à l'évacuation sont de diamètres croissants d'amont en aval, allant du  $\Phi 300\text{mm}$  au  $\Phi 600\text{mm}$ . Elles sont constituées de buses en béton et de conduites en PVC.

### II.1.1.2. Les regards :

Le réseau en question comprend des regards en béton armé de section carrée ou circulaire, couvert avec des tampons en fonte.

**Tableau II.1** : récapitulatif de l'état actuel du réseau en service de la zone I

Collecteurs	Nombre de regards	Diamètre des conduites (mm)	Matériau	Longueur (m)			
				300	400	500	600
Collecteur principal R	40	300	Béton	263.55			
		400	Béton		373.35		
		400	PVC		68.70		
		500	Béton			288.20	
		600	Béton				685.73
Collecteur secondaire N	22	300	Béton	569.25			
		315	PVC	26.40			
Collecteur secondaire M	21	400	PVC		587.80		
		300	Béton	142.75			
Collecteur secondaire J	8	630	PVC				303.53
Collecteur secondaire K	20	315	PVC	171.72			
		300	Béton	406.46			
Collecteur secondaire F	04	300	Béton	114.54			
Collecteur secondaire L	11	315	PVC	453.52			
Total	126			2148.19	1029.85	288.20	989.26

### II.1.1.3. L'ouvrage de rejet :

L'ouvrage de rejet est un bassin de décantation de forme rectangulaire dont la longueur est de 9.55 m et la largeur est 3.20 m. Il est entouré d'une clôture en maçonnerie en bon état. Sa structure est elle aussi en bon état mais son quasi colmatage réduit sensiblement son fonctionnement pour qu'il divise une eau chargée et polluée.

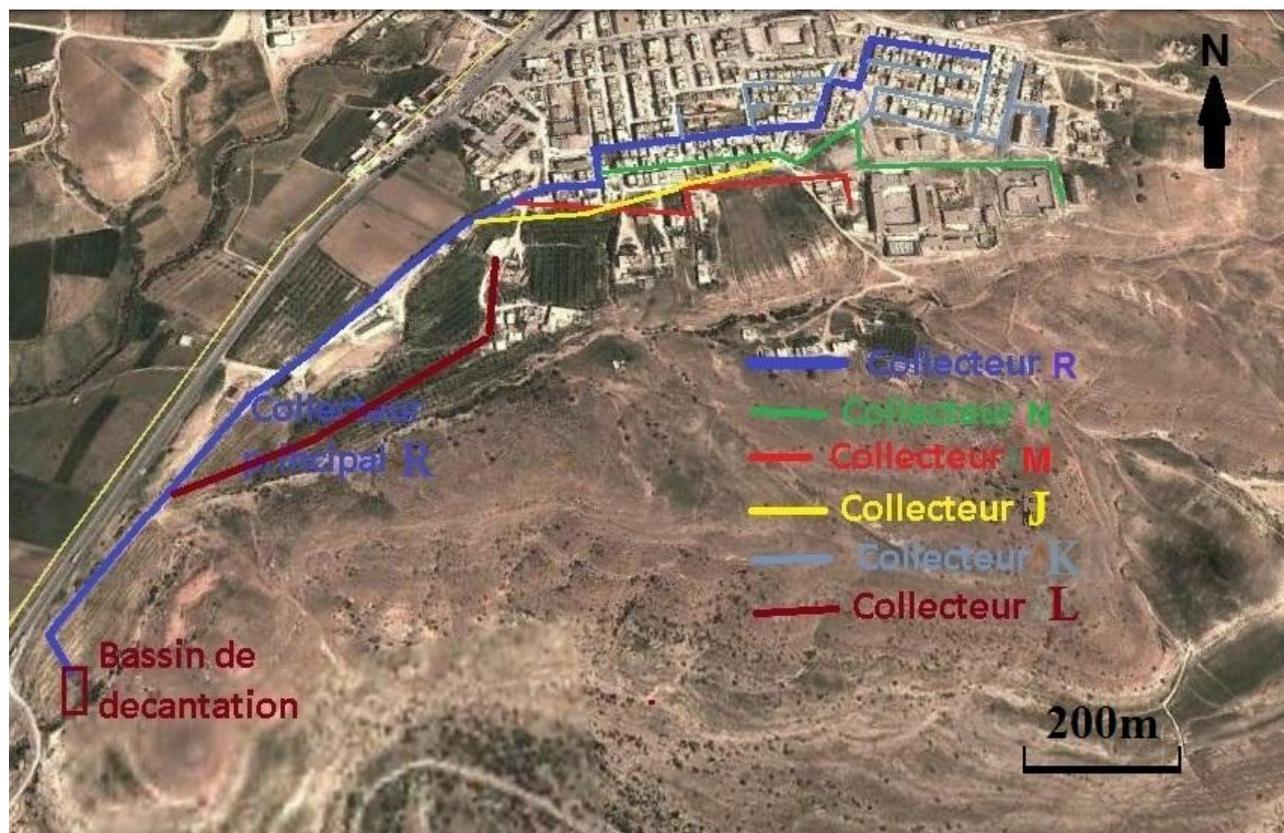


Figure II.2. Tracé actuel du réseau de la zone I

### II.1.2. La zone II:

C'est la partie Nord de cette zone urbaine. Elle est constituée du centre de l'agglomération sur les bords de la route nationale N°28, dont les constructions s'étendent jusqu'à la première zone d'assainissement. Aussi, elle englobe le lotissement que l'Oued de Ras isly sépare du centre-ville. Dans cette zone se concentre l'activité commerciale aux bords de la RN 28, se trouve le CEM, la gendarmerie nationale, les deux écoles primaires, l'antenne administrative, la maison de jeunes et l'école coranique.

Dans cette zone, le réseau actuel est de type unitaire, il évacue les eaux usées et les eaux pluviales. Ce réseau possède une structure étoilée avec des conduites dont les diamètres sont croissants de l'amont vers l'aval. Plusieurs collecteurs le composent. Son linéaire totale est de 5.89Km

#### II.1.2.1. Les collecteurs :

Le réseau est constitué d'un collecteur principal qui démarre du haut de la rue principale de l'ancien quartier de la ville, puis traverse la RN28 et l'oued de Ras isly et aboutit de l'autre côté à proximité d'un affluent de ce même où se trouve le point de rejet. A ce collecteur principal, viennent se joindre en différents points plusieurs collecteurs secondaires qui prennent en charge

les eaux usées et pluviales des autres quartiers. Ces collecteurs sont généralement placés au milieu des chaussées dans le secteur urbain. Certains tronçons sont empiétés par les constructions.

Les conduites qui servent à l'évacuation sont diamètres croissants d'amont en aval, allant du  $\Phi 300\text{mm}$  au  $\Phi 600\text{mm}$ . Elles sont constituées de buses en béton et de conduites en PVC.

### II.1.2.2. Les regards :

Le réseau en question comprend des regards en béton armé de section carrée, couverts avec des tampons en fonte.

**Tableau II.2 :** récapitulatif de l'état actuel du réseau en service de la zone II

Collecteurs	Nombre de regards	Diamètre des conduites (mm)	Matériau	Longueur m/ $\Phi$			
				300	400	500	600
Collecteur principal A	29	300	Béton	830.55			
		400	Béton		241.00		
		600	Béton				631.21
Collecteur secondaire B	30	300	Béton	569.25			
		315	PVC	331.20			
		400	Béton		196.70		
		500	Béton			343.72	
Collecteur secondaire C	35	300	Béton	553.16			
		400	Béton		286.51		
		500	Béton			171.88	
Collecteur secondaire D	29	300	Béton	1177.80			303.53
Collecteur secondaire E	09	300	Béton	252.27			
Total	132			3714.23	724.21	515.60	934.74

### II.1.2.3. L'ouvrage de rejet :

L'ouvrage de rejet de la zone II est identique au celui de la zone I de point de vue dimensionnement, c'est un bassin de décantation de forme rectangulaire dont la longueur est de 9.55 m et la largeur est 3.20 m. Il est entourée d'une clôture en maçonnerie en bonne état. Sa structure est entièrement dégradée, il est totalement envasé et ne fonctionne plus.



Figure II.3. Tracé actuel du réseau de la zone II

## II.2. Diagnostic et expertise du réseau :

Les réseaux d'assainissement peuvent au bout de quelques années exposés des anomalies susceptibles de perturber le fonctionnement du système d'évacuation, de limiter la durée de vie des ouvrages ou de nuire à l'environnement.

L'étude d'expertise d'un nouveau réseau recouvre :

- les épreuves d'étanchéité par essai de mise en pression d'eau ou d'air ;
- les inspections télévisuelles (caméra TV autotractée) ou visuelles ;
- la vérification de la conformité des branchements sur les réseaux séparatifs (absence de raccordements d'eaux pluviales sur les collecteurs d'eaux usées, absence de rejets d'effluents pollués dans les collecteurs pluviaux).

Les techniques d'investigations sont :

- tests à la fumée ;
- injection de traceurs colorés.

Mais dans le cadre d'expertise de réseaux anciens (comme dans notre cas), cette étude d'expertise recouvre le diagnostic des désordres physiques.

Le réseau de l'agglomération de ras Isly, dans son état actuel, présente plusieurs défauts remettant en cause la fiabilité du système de collecte notamment des eaux usées mis en place.

### II.2.1. Les canalisations :

Dans son ensemble, le tracé du réseau dans cette zone est judicieusement choisi : Il est d'une façon générale placé au milieu des chaussées. Il a été ainsi remarqué que les pentes sur l'ensemble des tronçons qui composent le réseau, sont suffisantes et admissibles (Supérieure à 3 pour mille). Mais il existe beaucoup d'anomalies et des dysfonctionnements tel que :

- Dans certains endroits, des constructions et des équipements empiètent sur les canalisations, on remarque le passage des collecteurs sous un Stade, une école primaire, des habitations...etc rendant l'accessibilité difficile pour l'entretien et l'exploration.
- le problème de la distance importante entre les regards (jusqu'à 111m )
- Encore dans des tronçons, il a été remarqué que la profondeur du fil d'eau de départ est inférieure à celle d'arrivée.
- La plus part des canalisations semblent être vétustes et dégradées surtout dans la zone II.
- Le réseau d'assainissement est sous-dimensionné, d'où le débordement des regards et le retour d'eau chez l'habitant est inévitable surtout en période d'averse.
- des branchements sont directement opérés sur les conduites ou avec des boîtes rudimentaires de branchement réalisées sur les conduites par les usagers.



**Figure II.4.** exemple de boîte de branchement réalisée sur la conduite

**II.2.2. Les regards :**

Le réseau en question comprend 258 regards en béton armé de section carrée et circulaire, couvert avec des tampons en fonte. La profondeur maximale est de 4m et la distance entre les regards arrive jusqu'à 111 m.

Sur l'ensemble des regards qui ont été explorés on a remarqué les problèmes suivants :

- Regards toujours remplis d'eaux usées ;
- Absence de tampons pour certains regards ;
- Avaloires obstrués et bouchés ;
- Regards à sec ;
- Regard à sec et rempli d'objets solides ;
- Regards construits avec un matériau non adéquat(maçonnerie) ;
- Regards avec ferrailage apparent ;
- Des regards sont sous une couche de goudron ce qui rend l'intervention impossible.



**FigureII.5.** Regard de visite à sec et sans aucun branchement



**Figure II.6.** Regard de visite à sec et sans aucun branchement



**Figure II.7.** Regard remplie d'eau stagnante avec ferrailage apparent



**Figure II.8.** Regard à sec et rempli d'objets solides



**Figure II.9.** Regard rempli d'objets solides et avec un matériau non adéquat



**Figure II.10.** Regard remplie d'eau stagnante



**Figure II.11.** Regard de visite à sec et sans aucun branchement

### II.2.3. Etat des bouches d'égout

La plus part des bouches d'égout sont en mauvaise état, obturées par les boues ou par des déchets solides, cela est dû à l'absence d'entretien et de nettoyage, elles sont dans leurs majorité de type carrées.

### II.2.4. Les rejets :

#### ➤ Le rejet de la zone I :

Comme il été déjà signalé, l'exécutoire du rejet se fait dans un affluent de l'oued de Ras isly, après une transition dans un bassin de décantation. Mais la qualité d'eau déversée ainsi dans le milieu naturel pose des problèmes d'ordre d'hygiène et salubrité. En effet, l'eau usée dans ce point de rejet demeure polluée et chargée. Cela affecte le milieu naturel et l'environnement immédiat notamment par les mauvaises odeurs et les risques de maladies à transmission hydrique.

En dépit de sa protection par une clôture en maçonnerie, l'ouvrage demeure exposé aux visites indésirables, parce que la même clôture n'est pas équipée par un portail de fermeture.



**FigureII.12.** L'eau usée dans le milieu naturel (Oued de Ras Isly)



**FigureII.13.** Absence de portail sur l'accès au bassin de décantation



**FigureII.14.** Arrivée de l'eau usée dans le bassin de décantation



**FigureII.15.** Sortie de l'eau usée du bassin de décantation

➤ **Le rejet de la zone II :**

Comme le cas du premier point de rejet, l'exécutoire de ce dernier se fait dans un affluent du même oued, après une transition dans un bassin de décantation. Mais le bassin est entièrement envasé et sa structure est totalement endommagée (affaissement des parois). Ainsi alors, la qualité d'eau déversée dans le milieu naturel pose des problèmes d'ordre d'hygiène et salubrité. En effet, l'eau usée dans ce point de rejet demeure polluée et chargée. Cela affecte le milieu naturel et l'environnement immédiat notamment par les mauvaises odeurs et les risques de maladies à transmission hydrique.

L'ouvrage est protégé par une clôture en maçonnerie équipée d'un portail métallique.



**FigureII.16.** Etat de colmatage et de détérioration du bassin de décantation



**FigureII.17.** Clôture en maçonnerie avec un portail métallique

### II.3. Solutions proposées :

En fonction des anomalies relevées, des solutions sont proposées. Ces solutions visent à résoudre toutes les difficultés qui entravent le fonctionnement optimal du système de collecte des eaux usées. Les réseaux, dans toutes leurs composantes, pour qu'ils contribuent à améliorer le cadre de vie des populations et à préserver le milieu naturel et environnemental, doivent être fiables et optimaux dans leur fonctionnement.

Pour cela, les réseaux doivent collecter le maximum des eaux usées de la zone de l'étude. Ils doivent également être placés dans des endroits accessibles pour leur assurer facilement entretien et curage périodiques. Les regards doivent être judicieusement placés, particulièrement aux endroits des raccordements à l'égout. Les conduites vétustes soulèvent des problèmes récurrents, leur rénovation est donc nécessaire. L'épuration et le traitement des eaux usées avant leur rejet dans le milieu naturel, est un gage de salubrité et d'hygiène. Enfin, il est primordial d'associer la population utilisatrice en la sensibilisant sur les conséquences néfastes d'introduction de matières incompatibles avec les effluents ou d'objets solides dans les regards, notamment quand ils sont traînés dans le réseau.

#### Donc on propose les solutions suivantes :

- Au vue de la possibilité offerte par le terrain et au vue de l'état de détérioration du bassin de décantation, préconiser l'acheminement des eaux usées du rejet de la zone II vers le bassin de décantation de la zone I par un nouveau collecteur avec aménagement d'une traversée aérienne de l'oued et une traversée de la route (RN28) ;
- Eliminer et remplacer les tronçons que les constructions empiètent, en optant à de nouveaux tracés ;
- Réhabiliter les tronçons où la profondeur du fil d'eau de départ est inférieure à celle d'arrivée ;
- Remplacer les tronçons sous-dimensionner ;
- construire des regards intermédiaires dans les longs tronçons pour diminuer la distance entre eux.
- Nettoyer et entretenir les regards remplis d'objet solides et placer de nouveaux regards aux endroits où le raccordement à l'égout est opéré directement sur les canalisations ;
- Nettoyer les avaloires et s'il y a lieu rénover leurs conduites de leurs raccordements aux regards de visites ;
- Réaliser une station d'épuration pour s'assurer du traitement des eaux usées de tout le centre avant leur rejet dans le milieu naturel, ou envisager la possibilité de construire une station de refoulement vers la zone de Rasfa ; agglomération chef-lieu, et à partir de ce

point, les eaux usées peuvent rejoindre par gravité, la zone de Salah Bey pour être raccordées à la station d'épuration.

**Conclusion :**

Ce chapitre, consacré au diagnostic du réseau d'assainissement et des rejets d'eaux usées dans la nature, il nous a permis de connaître l'état et le fonctionnement du réseau et des ouvrages qui le constitue, de manière à mettre en évidence leurs dysfonctionnements.

Enfin à l'issue de ce diagnostic, différentes solutions ont été proposées .



## *Chapitre III*

# *ETUDE HYDROLOGIQUE*

## Introduction

Etymologiquement, le mot HYDROLOGIE est composé de deux parties, HYDRO= EAU, et LOGIE=SCIENCE, donc HYDROLOGIE signifie la Science de l'eau, Au sens plus strict, L'hydrologie est la science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature; Elle étudie la distribution géographique et temporelle de l'eau dans l'atmosphère, en surface (lacs et rivières), dans le sol et le sous-sol.[5]

Les données hydrologiques relatives aux études de drainage urbain sont principalement les « petites pluies » et les averses :

- les « petites pluies » : la terminologie admise par « petites pluies » les précipitations comprises entre les bruines et les averses orageuses. Il faut une hauteur d'eau supérieure à 0.5mm pour provoquer le ruissellement et une hauteur d'eau supérieure à 1mm pour obtenir des débits dans les réseaux. La traduction qui en est faite en pratique par divers professionnels, est de considérer comme « petites pluies » celles collectées par un système unitaire dont la hauteur d'eau tombée est, selon les conditions locales, inférieure à 6mm voire jusqu'à 10mm en 3 heures.
- Les averses : Ils sont des éléments de pluies associées à une même perturbation météorologique. La durée du phénomène continu varie entre quelques minutes et plusieurs dizaines d'heures. Aussi, on distingue :
  - Les pluies cycloniques qui sont en générale peu violentes, de longue durée et ne sont pas celles qui conditionnent le dimensionnement d'un réseau mais concernent son fonctionnement ;
  - Les orages qui sont des perturbations locales spontanées convectives, de fortes intensités, de faible durée, et qui concernent une superficie limitée avec un épiceutre et une décroissance spatiale de la précipitation.

Les éléments averses considérés dans de réseaux se caractérisent soit par :

- Une hauteur d'eau importante ;
- Une forte intensité par unité de temps ;
- Une érosion ou un apport de pollution liée au ruissellement ;

La mesure de ces averses est effectuée à l'aide des appareils suivantes :

- Les pluviomètres qui relèvent les hauteurs d'eau tombée en 24 heures ;
- Les pluviographes qui enregistrent la hauteur d'eau d'élément d'averses à intervalle donné toutes les cinq, ou six ou dix minutes...[1]

**III.1. Fréquence expérimentale :**

La fréquence d'une pluie d'intensité  $i$  et de durée  $t_r$  est décrite par son intervalle de récurrence (période de retour). Cet intervalle est la période moyenne qui sépare l'apparition de deux pluies d'une intensité égale ou supérieure à  $i$  et d'une durée d'au moins  $t_r$ .

Si, par exemple, une pluie d'intensité 25 mm/h d'une durée de 1 heure a une fréquence de 1 fois en 2 ans (2 ans étant la période de retour), nous pouvons affirmer qu'en moyenne, une pluie de cette intensité et d'au moins cette durée ne devrait pas se produire plus souvent qu'une fois dans deux ans.

Si on garde la même intensité et que l'on prolonge la durée à 2 heures, il est évident que la fréquence diminuera et que l'intervalle de récurrence augmentera. [5]

Dans la pratique, on travaille soit à :

- La fréquence expérimentale au non dépassement ;
- La fréquence expérimentale au dépassement.

Lorsqu'une grandeur hydrologique est décrite par une série d'observation, la fréquence d'une de ces observation est la relation qui existe entre le nombre de fois qu'elle apparait dans la série et le nombre total d'observation. [4]

**III.2. Choix de la période de retour :**

Par définition, la probabilité est le rapport du nombre d'événements favorable sur le nombre total de durées.

Les fréquences ont pour unité ( $T^{-1}$ ), puisque l'on associe généralement une durée à chaque événement. La période de retour a donc la dimension d'un temps.

Exemple :

Si on a établi la statistique des crues maximales annuelles (un débit par an), la crue de fréquence au non dépassement 0.9 à une période de retour de :

$$T = \frac{1}{1 - 0.9} = 10 \text{ ans}$$

La période de retour de suffisance du réseau d'assainissement est le résultat d'un compromis entre coût de sa construction et de son entretien. Elle est généralement prise égale 10 ans, cette période est prise comme base de calcul.

### III.3. Détermination de l'intensité moyenne de précipitation :

L'intensité d'une précipitation se définit comme le flux d'eau traversant une section horizontale unitaire. Cette intensité s'exprime par unité de temps, généralement en mm/h.

Définir l'intensité de la pluie est relativement simple. Soit  $h(t)$  la hauteur cumulée de pluie en fonction du temps.

On appellera  $I(t)$ , intensité de la pluie à l'instant  $t$ , le terme :  **$im=dh/dt$**

Pour calculer la valeur maximale que peut prendre le débit au point P, le projeteur a donc besoin de connaître l'intensité moyenne maximale correspondent à un intervalle de référence  $t$ , égale au temps de concentration du bassin versant à l'amont du point P et qui sera atteint ou dépassée une fois en  $n$  années. L'intensité moyenne se définit par rapport à la hauteur d'eau tombée pendant une durée donnée, soit :

$$I_m = \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad \text{(III-1)}$$

$I_m$  : représente l'intensité moyenne de la pluie sur un intervalle de temps  $t$ .

Pour calcul de l'intensité, on doit :

1. Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de la loi à laquelle il faut ajuster nos résultats ;
2. Calculer les paramètres de la loi choisie ;
3. Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation.

### III.4. Analyse des données pluviométriques et choix du type de la loi d'ajustement :

En général, l'analyse des données disponibles est le premier pas à franchir dans l'étude d'un projet d'assainissement. Pour cela, une série pluviométrique comportant les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible. Mais à cause du manque d'une station pluviométrique dans notre zone d'étude on travaille par analogie, alors on prend comme base de calcul la série pluviométrique de la station de Rass El Oued (Wilaya de BBA), sur une période de fonctionnement de 1981 à 2010 qui a été fournie par l'A.N.R.H d'Alger. Les caractéristiques sont les suivantes :

Code : 050907

X=710.6Km

Y=296.5Km

Z=1083m

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observation de précipitations mensuelles et maximales journalières de 29 années.

**Tableau III.1.** Précipitations moyennes mensuelles et maximales journalières à la station

Année	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Max
1981/1982	8.5	11.4	13.3	36.8	43.6	15.7	40.9	17.2	13.7	2.7	0.0	4.3	43.6
1982/1983	15.0	24.4	17.3	28.5	14.0	13.1	9.4	23.0	11.9	2.8	5.1	14.0	28.5
1983/1984	9.0	13.0	7.5	12.4	31.2	76.1	26.0	12.2	16.8	8.4	3.2	2.3	76.1
1984/1985	4.8	24.4	3.6	66.8	17.2	13.0	38.1	32.5	33.5	1.4	3.1	0.0	66.8
1985/1986	18.4	26	15.6	23.5	11.9	12.7	43.8	16.6	14.8	10.1	3.1	12.3	43.8
1986/1987	64.6	29.7	19.8	34.8	11.4	26.2	29.4	9.0	27.0	13.1	11.5	6.5	64.6
1987/1988	5.0	19.5	25.5	9.1	9.1	9.4	21.6	22.1	13.1	22.6	4.1	0.4	25.5
1988/1989	19.3	1.2	14.1	43.9	22.5	34.3	24.0	18.7	16.2	18.3	0.0	8.5	43.9
1989/1990	32.5	20.2	4.2	4.0	8.6	0.0	9.0	29.8	27.0	13.3	4.1	8.0	32.5
1990/1991	20.5	3.7	29.5	43.2	8.0	19.0	24.4	7.0	68.4	5.9	3.7	3.0	68.4
1991/1992	33.6	29.3	11.5	12.4	30.4	12.3	15.1	36.0	30.1	36.8	13.2	0.0	36.8
1992/1993	16.8	9.4	13.7	54.7	38.3	20.0	15.2	6.0	28.5	22.7	2.0	6.5	54.7
1993/1994	24.5	2.9	23.4	29.0	15.3	31.0	8.1	16.5	2.9	0.0	0.0	9.5	31.0
1994/1995	31.2	25.8	4.6	15.9	42.4	16.0	26.7	19.0	1.8	11.3	4.0	2.1	42.4
1995/1996	17.2	23.2	8.5	18.5	36.1	50.2	18.7	21.0	39.5	14.6	0.8	15.6	50.2
1996/1997	6.6	18.5	5.0	27.0	13.6	7.3	4.6	13.3	13.4	5.8	7.8	12.4	27.0
1997/1998	14.5	23.8	27.0	31.2	13.4	19.5	8.5	38.9	18.2	2.6	0.0	8.0	38.9
1998/1999	24.9	6.3	58.7	27.2	20.2	25.3	9.3	10.5	2.0	5.9	0.0	8.6	58.7
1999/2000	12.3	12.8	8.6	54.1	10.7	11.3	11.6	7.3	23.1	1.8	0.1	9.5	54.1
2000/2001	12.4	9.3	5.7	20.3	37.2	20.3	19.2	15.4	9.0	0.0	0.0	2.5	37.2
2001/2002	14.1	2.3	9.5	5.2	14.7	42.0	26.6	7.3	3.2	1.0	11.4	16.5	42.0
2002/2003	5.6	2.4	47.2	85.3	36.0	11.6	22.2	62.7	16.0	5.4	0.6	8.2	85.3
2003/2004	32.3	15.1	5.5	76.6	31.2	11.0	7.1	13.8	17.8	6.5	3.6	9.3	76.6
2004/2005	16.4	17.8	57.3	53.1	13.7	12.7	7.1	19.7	0.0	3.7	0.0	2.2	57.3
2005/2006	14	6.6	35.6	40.9	25.2	17.2	7.0	24.9	37.8	2.8	5.6	5.0	40.9
2006/2007	14.6	1.9	4.6	22.4	9.7	14.3	43.7	19.6	8.6	5.8	0.0	0.0	43.7
2007/2008	27.5	28.2	10.7	21.3	9.1	15.5	27.4	20.7	32.3	1.4	13.7	13.4	32.3
2008/2009	33.5	22.0	24.0	21.3	48.2	9.2	16.9	35.0	7.1	0.0	12.1	48.7	48.7
2009/2010	9.3	8.8	12.0	15.2	22.6	6.6	20.4	19.0	13.2	6.0	3.4	4.7	22.6

Source l'A.N.R.H. d'Alger

**La somme :** des précipitations maximales journalières durant 29 ans d'observations :

$$\sum_{i=1}^{n=29} \overline{P_{\max,j}} = 1374.1 \text{ mm}$$

Avec  $\overline{P_{\max,j}}$  c'est la hauteur de pluie journalière afférente au mois ;

**La moyenne :** interannuelle des précipitations maximales journalières :

$$\overline{P_{\max, j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{\max, j}}{n} = \frac{1374.1}{29} \quad \text{Donc } \overline{P_{\max, j}} = 47.4 \text{ mm ;}$$

n: Le nombre d'années d'observations (n=29ans) ;

**L'écart type**  $\dagger_x$  : pour n 30 ans ; on a :

$$\dagger_x = \left[ \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \overline{X})^2}{n-1}} \right] \quad \text{Donc : } \dagger_X = \sqrt{\frac{7584.8}{28}}$$

$$\text{Donc : } \dagger_X = 16.46$$

Le tableau résume les caractéristiques de la série pluviométrique.

**Tableau III.2.** Caractéristiques de l'échantillon

Minimum (mm)	22.6
Maximum (mm)	85.3
Moyenne (mm)	47.4
Écart-type	16.46

**L'exposant climatique :**

Selon les études régionales de l'A.N.R.H. on a **b=0.34** ;

### III.5. Vérification de l'homogénéité de la série :

La vérification de l'homogénéité de la série est indispensable avant de passer à l'ajustement. L'homogénéisation des données est une analyse statistique de l'information aidant à une prise de décision conséquente. Elle consiste en :

- La détection des anomalies dans les série hydrologiques et d'en chercher la cause ;
- La correction de ces anomalies par des méthodes appropriées ;

**Test de la médiane :**

On vérifie l'homogénéité de notre série par la méthode de test de la médiane dont le principe est :

- ✓ Classer l'échantillon par ordre croissant ;
- ✓ Déterminer la médiane Me ;
- ✓ Remplacer la série des valeurs non classées par un signe (-) ou un signe (+)

(+) pour  $X_i > Me$  ;

(-) pour  $X_i < Me$  ;

✓ Calculons les quantités  $N_s$  et  $T_s$ , avec :

$N_s$  : nombre totale de séries de + ou de - ;

$T_s$  : taille de la plus grande série de + ou de - ;

$$N_s > \frac{1}{2} \left( n + 1 - u_{1-r/2} \sqrt{n+1} \right) \quad (\text{III-2})$$

$$T_s < 3.3 (\log n + 1) \quad (\text{III-3})$$

Si les conditions du test sont vérifiées, on conclut que la série à étudier est homogène.[4]

### La médiane :

Puisque la série est impaire, le médiane est observée en rang  $(n+1)/2$  c'est –dire en rang 15. Médiane ( $X_{50\%}$ )=43.7mm.

donc :

$$Me=43.7\text{mm};$$

$$N_s=19 ;$$

$$T_s=4 ;$$

Avec :

$$n=29$$

$$U_{1- /2}=1.96 \text{ d'après le tableau de Gauss ;}$$

AN :

$$1/2 (29+1-1.96\sqrt{30})=9.63 \text{ donc } N_s=19>6.4 ;$$

$$3.3 (\log_{10} 29+1)=4.87 \text{ donc } T_s=4<4.87 ;$$

Alors les deux conditions sont vérifiées donc l'homogénéité est vérifiée.

### III.6. Choix de la loi d'ajustement

Les lois d'ajustement sont nombreuses et ne peuvent être appliquées à un échantillon que si les conditions homogénéité - stationnarité sont réunies. Les deux lois les plus utilisées sont :

- Loi de GUMBEL
- Loi de GALTON

#### III.6.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL: [4]

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{III-4})$$

$$\text{Tel que : } y = a (x - x_0) \quad (\text{III-5})$$

Avec :  $y$  : Variable réduite de GUMBEL

$X$  : Précipitation maximale journalière (mm)

$X_0$  : Ordonnée à l'origine en (mm)

A partir de l'équation (III.4) on peut écrire :

$$y_i = -\ln(-\ln(F(x_i)))$$

Avant de procéder à l'ajustement il faut suivre les étapes suivantes :

- Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2, 3.....m.

- Calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \quad \text{(III-6)}$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations

- Calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

$$Y_i = -\ln(-\ln(F(x_i))) \quad \text{(III-7)}$$

- Calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x<sub>0</sub> »

- Représenter graphiquement les couples (x<sub>i</sub>, y<sub>i</sub>) sur papier GUMBEL

### III.6.1.1 Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL :

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$X = (1/a) Y + X_0 \quad \text{(III-8)}$$

$$\text{Avec : } \frac{1}{a} = \left( \frac{\sqrt{6}}{f} \right) \uparrow_x \quad \text{(III-9)}$$

(1 / a) : la pente de la droite de GUMBEL

$$\frac{1}{a} = \left( \frac{\sqrt{6}}{f} \right) \uparrow_x = (0.78)(16.46) = 12.84 \text{ mm}$$

et X<sub>0</sub> représente l'ordonnée à l'origine

$$X_0 = \bar{X} - \frac{1}{a} \bar{y} \quad \text{(III-10)}$$

$\bar{y}$ : Moyenne de la variable réduite de GUMBEL

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{N=29} y_i}{N} \quad \text{(III-11)}$$

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{N=29} y_i}{N} = 0,567$$

$$X_0 = 47.4 - (12.84) \cdot (0,567) = 40.12$$

Donc la droite de GUMBEL devient:

$$X = 12.84 y + 40.12$$

$$P_{\max,j} (p\%) = 12.84 y + 40.12$$

A partir du graphe nous obtenons la précipitation maximale journalière pour une fréquence au non-dépassement de 10%. Le tracé de la droite est représenté sur la figure à l'aide du logiciel (Hydrolab).

La variable réduite égale :

$$y = - \ln (- \ln F (90\%)) = 2.25$$

L'intervalle de confiance du quantile :

$$P_{\max, j, 10\%} : P (59.354 < 68.865 < 88.619) = 95\%$$

### III.6.1.2. Coefficient de corrélation r : [4]

Le coefficient de corrélation entre les valeurs expérimentales et théoriques est donné par la relation suivante :

$$r = \frac{\sum_{i=1}^N (P_{\max,j} - \overline{P_{\max,j}})(y_i - \overline{y})}{\sqrt{\sum (P_{\max,j} - \overline{P_{\max,j}})^2 \sum (y_i - \overline{y})^2}} \quad \text{(III-12)}$$

Avec :

P : Valeurs expérimentales des précipitations maximales journalières.

Y : Valeurs théoriques des précipitations maximales journalières.

Donc  $r=0.989$

On remarque que  $r = 0.989 > 0.8$ , donc la corrélation est acceptable.

**Tableau III.3.** Ajustement à la loi de Gumbel.

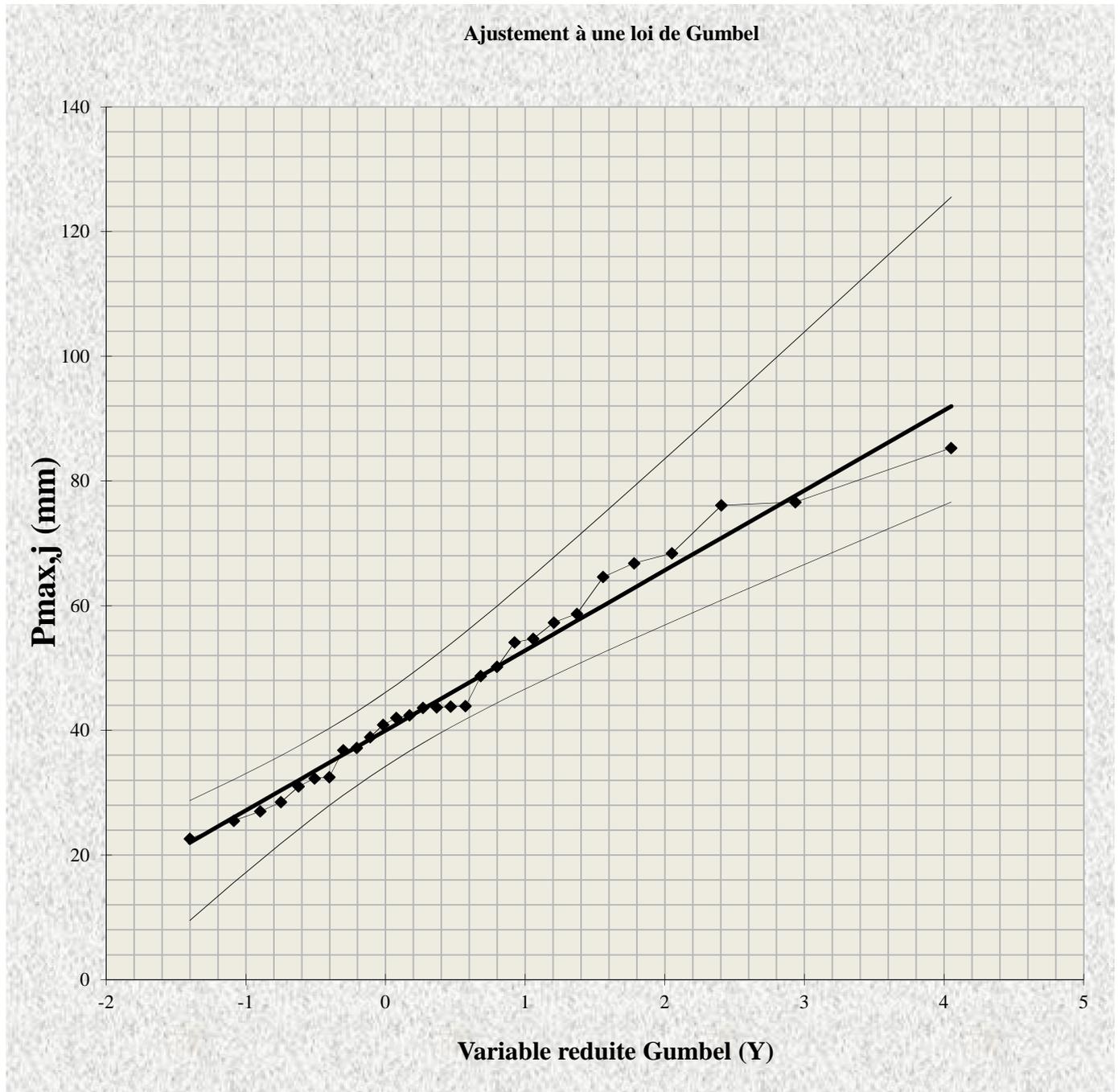
Taille n=29  
 $X_0=39.97$   
 $g=1/a=12.84$

I.C. à (en%)=95

U Gauss=1.960

Pmax,j	Pmax,j classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite
43.6	22.6	1	0.0172	-1.401
28.5	25.5	2	0.0517	-1.086
76.1	27	3	0.0862	-0.896
66.8	28.5	4	0.1207	-0.749
43.8	31	5	0.1552	-0.622
64.6	32.3	6	0.1897	-0.508
25.5	32.5	7	0.2241	-0.402
43.9	36.8	8	0.2586	-0.302
32.5	37.2	9	0.2931	-0.205
68.4	38.9	10	0.3276	-0.110
36.8	40.9	11	0.3621	-0.016
54.7	42	12	0.3966	0.078
31.0	42.4	13	0.4310	0.172
42.4	43.6	14	0.4655	0.268
50.2	43.7	15	0.5000	0.367
27.0	43.8	16	0.5345	0.468
38.9	43.9	17	0.5690	0.573
58.7	48.7	18	0.6034	0.683
54.1	50.2	19	0.6379	0.800
37.2	54.1	20	0.6724	0.924
42.0	54.7	21	0.7069	1.059
85.3	57.3	22	0.7414	1.206
76.6	58.7	23	0.7759	1.371
57.3	64.6	24	0.8103	1.559
40.9	66.8	25	0.8448	1.780
43.7	68.4	26	0.8793	2.051
32.3	76.1	27	0.9138	2.406
48.7	76.6	28	0.9483	2.935
22.6	85.3	29	0.9828	4.052

Fréquence	Variable réduite	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
0.9	2.250	68.865	59.354	88.620



**Figure III.1.** Ajustement à la loi de Gumbel.

**III.6.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (Log Normal):****[4]**

La loi de GALTON a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{III-13})$$

$$\text{Ou : } u = \frac{X_i - \bar{X}}{\dagger_x} \quad (\text{variable réduite de GAUSS}) \quad (\text{III-14})$$

L'équation de la droite de GALTON est la suivante :

$$\text{Log } x(p\%) = \overline{\text{Log } x} + \sigma \text{Log } u(p\%) \quad (\text{III-15})$$

$$\overline{\text{Log } X} = \frac{\sum_{i=1}^N \text{Log } X_i}{N} \quad (\text{III-16})$$

$$\overline{\text{Log } X} = 1.65 \quad \text{et} \quad \dagger_{\text{Log } X_i} = 0.15$$

On peut déterminer  $P_{\max, j, 10\%}$  par deux méthodes; graphique ou analytique. Par la méthode analytique on trouve :

$$P_{\max, j}(10\%) = 10^{\overline{\text{Log } x} + \sigma \text{Log } u(p\%)} = 10^{1.65 + 0.15(u(p\%))}$$

$$P_{\max, j}(10\%) = 10^{1.65 + 0.15 \cdot 1.28} = 69.50 \text{ mm}$$

La méthode graphique nous donne :

$$P_{\max, j}(10\%) = 69.84 \text{ mm}$$

L'intervalle de confiance du quantile

$$P_{\max, j}(10\%) : p(60.032 < 69.84 < 86.558) = 95\%$$

A partir du graphe nous obtenons la précipitation maximale journalière pour une fréquence au non-dépassement de 10%. Le tracé de la droite est représenté sur la (figure III.2) à l'aide du logiciel (Hydrolab).

**Coefficient de corrélation r : [4]**

Le coefficient de corrélation entre les valeurs expérimentales et théoriques est donné par la relation suivante:

$$r = \frac{\sum_{i=1}^N (P_{\max, j} - \overline{P_{\max, j}})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N (P_{\max, j} - \overline{P_{\max, j}})^2 \sum_{i=1}^N (y_i - \bar{y})^2}} \quad (\text{III-17})$$

Avec : P : Valeurs expérimentales des précipitations maximales journalières.

Y : Valeurs théoriques des précipitations maximales journalières.

Donc  $r=0,99$

On remarque que  $r = 0,99 > 0,8$  donc la corrélation est acceptable.

**Tableau III.4.** Ajustement à la loi Galton

Taille n=29

Moy.ln(x-xo)= 3.80

E.T. log(x-xo)= 0.35

I.C.à(en%)= 95

U Gauss= 1,960

Pmax,i	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite
43.6	22.6	1	0.0172	-2.114
28.5	25.5	2	0.0517	-1.628
76.1	27	3	0.0862	-1.364
66.8	28.5	4	0.1207	-1.172
43.8	31	5	0.1552	-1.014
64.6	32.3	6	0.1897	-0.879
25.5	32.5	7	0.2241	-0.758
43.9	36.8	8	0.2586	-0.648
32.5	37.2	9	0.2931	-0.544
68.4	38.9	10	0.3276	-0.447
36.8	40.9	11	0.3621	-0.353
54.7	42	12	0.3966	-0.262
31.0	42.4	13	0.4310	-0.174
42.4	43.6	14	0.4655	-0.087
50.2	43.7	15	0.5000	0.000
27.0	43.8	16	0.5345	0.087
38.9	43.9	17	0.5690	0.174
58.7	48.7	18	0.6034	0.262
54.1	50.2	19	0.6379	0.353
37.2	54.1	20	0.6724	0.447
42.0	54.7	21	0.7069	0.544
85.3	57.3	22	0.7414	0.648
76.6	58.7	23	0.7759	0.758
57.3	64.6	24	0.8103	0.879
40.9	66.8	25	0.8448	1.014
43.7	68.4	26	0.8793	1.172
32.3	76.1	27	0.9138	1.364
48.7	76.6	28	0.9483	1.628
22.6	85.3	29	0.9828	2.114

Fréquence	Variable réduite	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
0.9	1.282	69.841	60.032	86.558

Donc :  $P_{max, j, 10\%} = 69.84 \text{ mm}$

Son intervalle de confiance est :  $p ( 60.032 < 69.84 < 86.558 ) = 95\%$

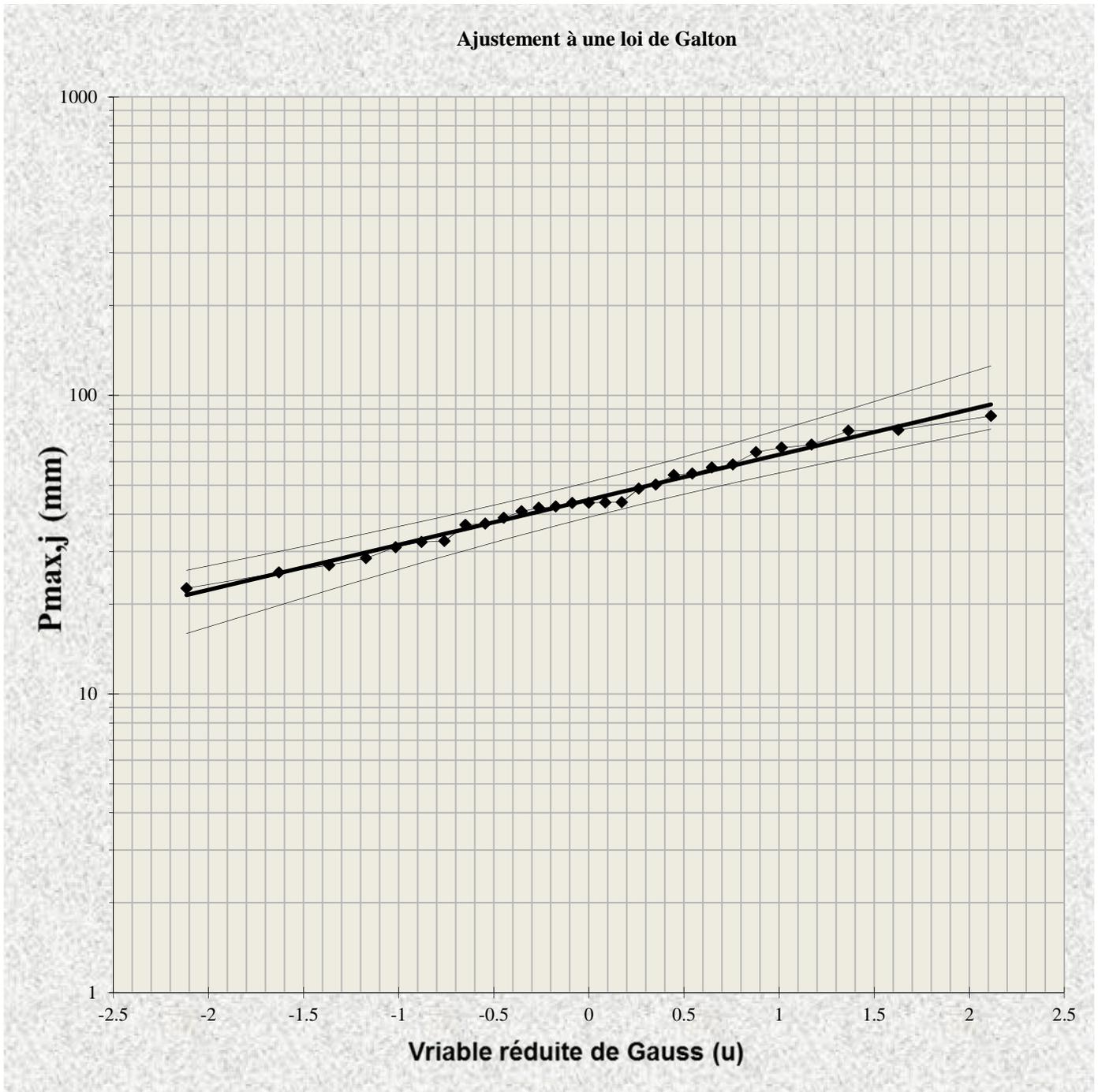


Figure III.2. Ajustement à la loi de Galton

### III.7. Calcul de l'intensité de la pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de MONTANARI :

$$I_{t(15\text{min}), p\%} = I_{24, p\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \quad (\text{III-18})$$

Où :

$I_{t(15\text{min}), p\%}$  : intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (p%) ;

$I_{24(p\%)}$  : intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence (p%) donnée ;

t : durée de l'averse en heure,  $t=0.25\text{h}=15\text{min}$  pour une période de retour de 10 ans ;

b: exposant climatique de la région ( $b=0.34$ ),

Pour l'estimation de l'intensité, nous admettons, qu'une averse ayant lieu une fois tous les 10 ans durant 15 min, peut-être la valeur optimale.

Nous aurons donc :

$$I_{15\text{min}, 10\%} = I_{24, 10\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} = \frac{P_{24, 10\%}}{24} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} ; \quad (\text{III-19})$$

D'après la loi de Gumbel :

$$I_{15\text{min}, 10\%} = \frac{68.86}{24} \cdot \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.34-1} = 58.35\text{mm/h} ;$$

D'après la loi de Galton :

$$I_{15\text{min}, 10\%} = \frac{69.84}{24} \cdot \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.34-1} = 59.18\text{mm/h} ;$$

#### Conclusion :

L'étude hydrologie nous a permis de déterminer l'intensité moyenne des précipitations. On observe que les résultats obtenus par les deux lois d'ajustement (loi de Gumbel et la loi de Galton) soit analytiquement ou graphiquement sont très rapprochés.

Pour le dimensionnement de notre réseau d'assainissement on va prendre la valeur obtenue par la loi de Galton, et on déterminera la valeur de l'intensité pluviale qui est le débit spécifique.

$$q = \frac{59.18 \times 10000}{3600} = 164.38 \text{ l/s/ha.}$$



# *Chapitre IV*

*CALCUL*

*DE*

*BASE*

**Introduction :**

Un réseau d'assainissement est un ensemble d'ouvrages hydraulique dont l'objectif est l'évacuation des eaux usées et pluviales ainsi que leur rejet dans les exutoires naturels en respectant les exigences de la santé publique et de l'environnement. Un réseaux d'assainissement à 3 rôles :

- Assurer la protection des biens matériels et humains contre les inondations.
- Permettre la protection de la santé publique et la préserver.
- Préserver l'environnement en l'occurrence le milieu naturel contre les rejets des eaux usées.

**IV.1. Situation démographique:**

La population de la ville de Ras Isly est estimée selon recensement de 2008 à 5843 habitants avec un taux d'accroissement égal à 2.5% (Source APC). il existe deux types d'estimation des populations : l'estimation à court terme, de 5 à 10 ans, et l'estimation à long terme, de 10 à 50 ans.

Pour notre projet nous prévoyons une estimation à long terme(20 ans), pour cela on se référera à la formule de croissance géométrique à l'aide de l'équation des intérêts composés. Si on connaît le taux de croissance annuelle de la population, on a donc :

$$P = P_0 (1 + t)^n \quad (\text{IV-1})$$

Où :

P : Population future.

$P_0$  : Population de l'année de référence .

t : Taux d'accroissement démographique.

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

L'accroissement de la population sera calculé avec un taux de 2.5 % jusqu'à l'année 2034 à partir de l'année de référence 2008.

Les données de la population de du centre de Ras Isly sont données dans le tableau suivant :

**Tableau IV.1.** Population actuelle et future du centre de Ras Isly.

Année	2008	Taux d'accroissement	2014 (actuelle)	2020	2030	2034
Population (hab)	5843	2.5%	6775	7858	10069	11100

**IV.2. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins :**

L'ossature du réseau étant résolue par application de ces principes, on procédera à la délimitation proprement dite des sous-bassins élémentaires considérés comme des surfaces d'influence aux points caractéristiques. On adoptera comme règle que le découpage doit être réalisé :

- Suivant les lignes de plus grande pente, si ces lignes sont continués et sans obstacles ;
- En contournant les obstacles naturels ou accidentels, dès lors qu'ils contrarient les écoulements.
- Il a été déduit 8 sous bassins à la suite du découpage de la zone urbaine.

**Tableau IV.2.** Détermination des surfaces pour chaque sous bassin

N° du sous bassin	Surface Si (ha)
1	9.19
2	9.04
3	12.04
4	10.13
5	9.98
6	8.05
7	6.96
8	4.49
TOT	69.88



**Figure IV.1.** Découpage de l'aire d'étude en sous bassins .

### **IV.3. systèmes d'assainissement :**

L'évacuation des eaux usées domestiques, industrielles et pluviales peut se faire au moyen de plusieurs systèmes tels que :

- Le système unitaire ;
- Le système séparatif ;
- Le système pseudo-séparatif ;
- les systèmes non gravitaires ;
- les systèmes non collectifs.

#### **IV.3.1. système unitaire :**

Le système unitaire est l'héritage du tout-à-l'égout, né vers 1830 à la suite des épidémies et du mouvement hygiéniste, dont la doctrine était : «Qu'on lave tout et qu'on évacue le tout à l'égout». La notion tout-à-l'égout est aujourd'hui à proscrire, car elle suggère que tout et n'importe quoi peut être rejeté dans le réseau d'assainissement.

L'ensemble des eaux usées et pluviales est, en système unitaire, évacué par un réseau unique, généralement équipé de déversoirs d'orage, de vannage, etc., permettant, en cas de pluies

intenses, le rejet par surverse d'une partie des eaux, dirigées par un évacuateur vers le milieu naturel soit directement, soit après un traitement spécifique. [2]



Figure IV.2. système unitaire.

#### IV.3.2. système séparatif :

Le système séparatif consiste à spécialiser chaque réseau selon la nature des effluents. Un réseau est affecté à l'évacuation des eaux usées domestiques et des effluents industriels. Un autre réseau assure l'évacuation des eaux pluviales directement rejetées dans le milieu récepteur. L'origine du système séparatif est liée à la création des stations d'épuration. [2]

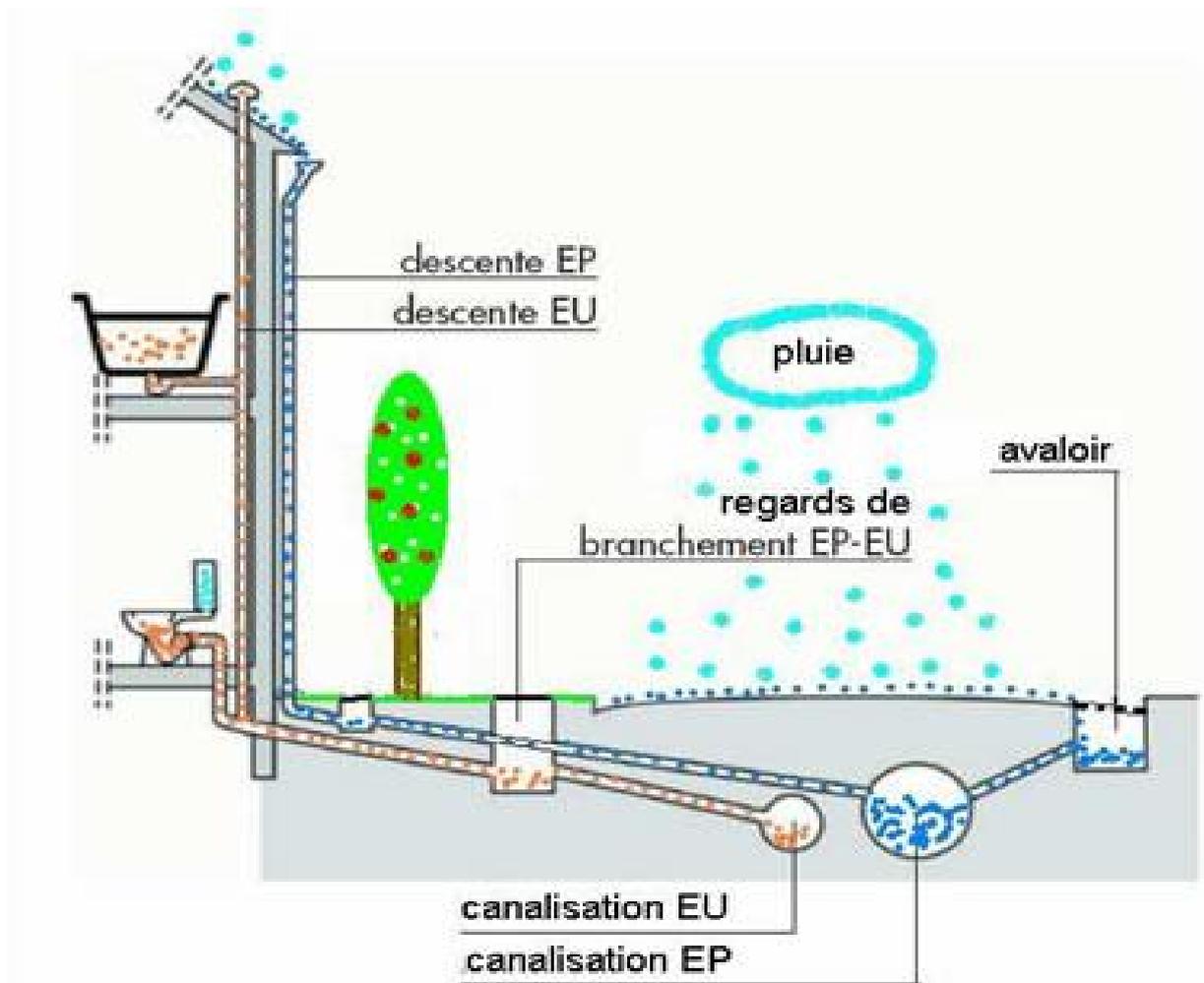


Figure IV.3. système séparatif.

#### IV.3.3. système pseudo séparatif :

Le système pseudo-séparatif n'est actuellement plus préconisé dans la conception d'un nouvel équipement : c'est un système dans lequel on divise les apports d'eaux pluviales en deux parties :

- l'une provenant uniquement des surfaces de voirie, et qui s'écoule par des ouvrages particuliers déjà conçus pour cet objet par les services de la voirie municipale.
- L'autre provenant des toitures et cours intérieures qui sont raccordées au réseau d'assainissement, à l'aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques. On regroupe aussi les évacuations des eaux d'un même immeuble.

Ce système a été retenu dans de nombreuses zones suburbaines où les habitations sont relativement proches les unes des autres. [2]

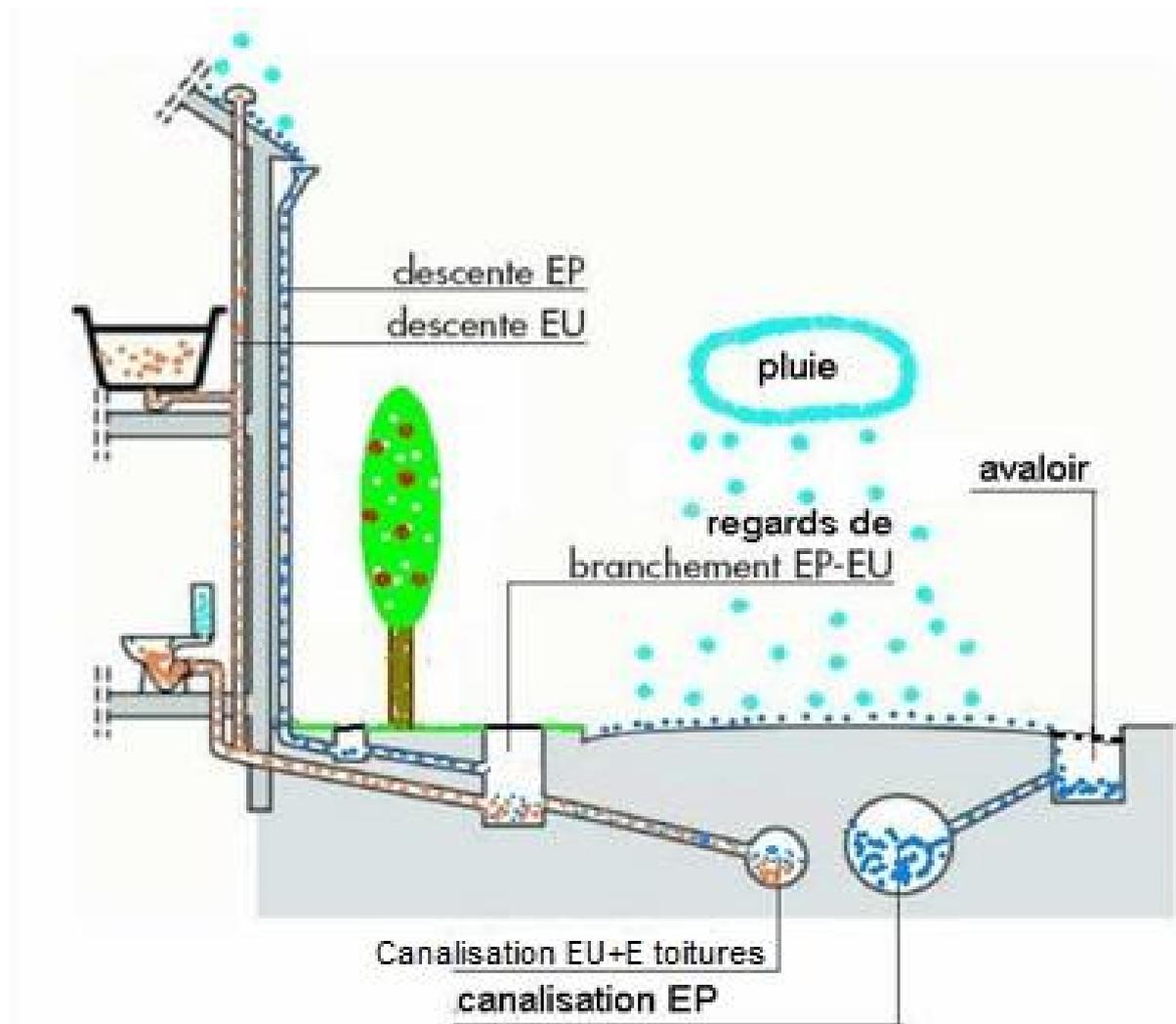
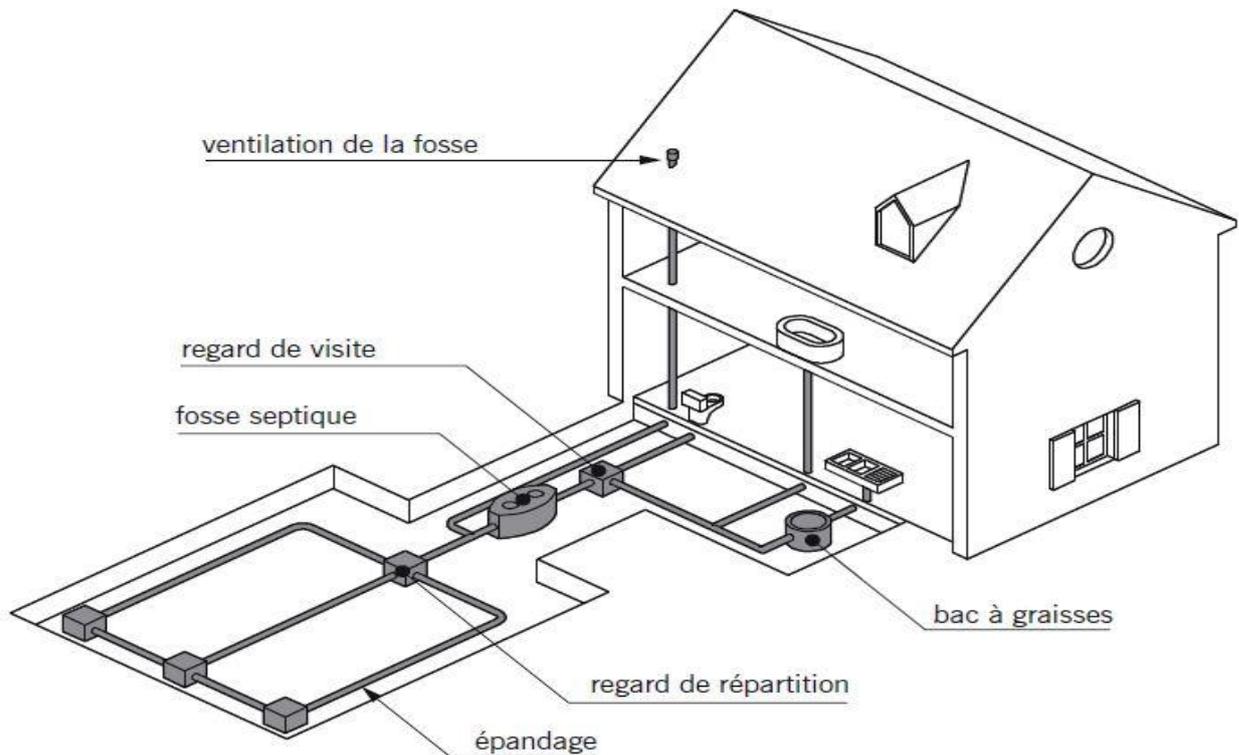


Figure IV.4. système pseudo séparatif.

#### IV.3.4. les systèmes non collectifs :

Sur le territoire de la commune, en particulier dans les hameaux, s'il n'existe aucun réseau d'assainissement, l'assainissement non collectif offre une solution économique apte à satisfaire aux exigences d'hygiène et d'épuration par le sol. L'assainissement non collectif des habitations, voire des locaux d'activité isolé, concerne les dispositifs à mettre en œuvre pour le traitement et l'élimination des eaux usées domestiques qui ne peuvent être évacuées par un système d'assainissement collectif. Il a pour objet d'assurer l'épuration des eaux usées par le sol, selon des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement. [2]

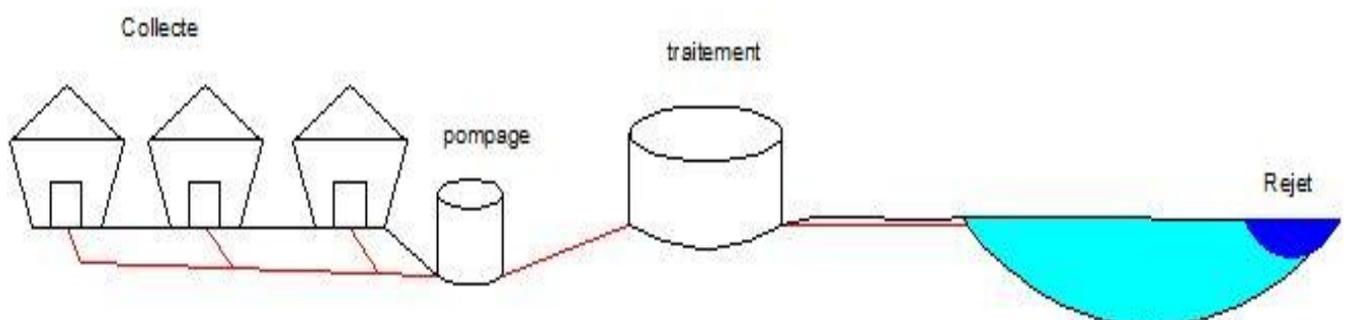


**Figure IV.5.** système non collectif.

➤ **IV.3.5. les systèmes non gravitaires :**

Il est évident que les systèmes non gravitaires permettent, dans un réseau d'agglomération à relief varié, d'éviter des surprofondeurs excessive et onéreuses nécessaire à la pose des canalisations. Il existe trois types :

- Le réseau d'assainissement sous pression.
- Le réseau d'assainissement sous vide.
- Le réseau d'assainissement sous pression par aéroéjecteur. [2]



**Figure IV.6.** système non gravitaire.

#### IV.4. Critères influant sur le choix des systèmes :

Généralement, le choix entre les systèmes d'assainissement résulte d'une suite de considérations :

- Considérations techniques : topographie locale, régimes des précipitations atmosphériques, nature du terrain, durée de temps sec précédent le ruissellement, tracé du réseau de la voirie urbaine, répartition de l'habitat, préservation des lieux habités contre l'inondations.
- Considérations liées à des objectifs de qualité, lorsque le pouvoir auto-épurateur du milieu est limité.
- Considérations économiques, prenant en compte les dépenses d'investissement et d'entretien, d'exploitation et de gestion de l'ensemble des installations (réseau, pompage et épuration).
- Considérations urbanistiques ;généralement le zonage « assainissement » fixe le périmètre de chaque mode d'assainissement.
- Considérations politiques : acceptation ou refus de la transformation du système d'assainissement en un autre.
- Considérations de proximité des réseaux voisins et de leurs positions en profondeur (conduites d'eau potable, canalisation de gaz, câbles électriques...)

#### IV.5. Les schémas d'évacuation :

##### IV.5.1. Types des schémas :

Bien que les réseaux d'évacuation revêtent des dispositions très diverses selon le système choisie et les contraintes, leur schéma se rapproche le plus souvent de l'un des cinq types suivants :

- **A : Le schéma perpendiculaire au cours d'eau :** Avec ses multiples débouchés, transversalement à la rivière, et l'orientation de ses artères dans le sens des pentes, il représente le prototype des réseaux pluviaux en système séparatif. C'est aussi trop souvent celui des villes et des communes rurales qui ne préoccupent que de l'évacuation par les voies les plus économiques et les plus rapides, sans avoir le souci d'un assainissement efficace des eaux rejetées ; [2]
- **B : Le schéma par déplacement latéral :** Il est le plus simple par rapport aux systèmes qui reportent le déversement de l'effluent à l'aval de l'agglomération. Dans ce but, il reprend l'ensemble des eaux débouchant par les artères perpendiculaires au moyen d'un collecteur de berge ;mais, avec ce dispositif, on se trouve souvent gêné, si l'on a recours à l'écoulement gravitaire, par le défaut de la pente ; [2]

- **C : Le schéma de collecte oblique** : Il comporte des réseaux secondaires ramifiés sur le ou les collecteurs principaux ; ceux-ci disposent ainsi d'une pente plus forte et permettent de reporter facilement, par simple gravité, l'ensemble des effluents plus loin à l'aval que dans le dispositif précédent ; [2]
- **D : Le schéma par zones étagées** : Il s'apparente au schéma par déplacement latéral avec une multiplication des collecteurs longitudinaux ou oblique dans la rivière. Chacun des bassins de collecte de l'agglomération dispose ainsi d'un collecteur principal indépendant. Les collecteurs bas, sont généralement à faible pente et dont l'effluent doit souvent faire l'objet de relèvement, se trouvent alors soulagés des apports des bassins en amont. Les collecteurs à mi-hauteur du versant pouvant être réalisés initialement ou a posteriori, dans le cadre d'une restructuration, que l'on appelle « intercepteurs », sont au contraire plus faciles à projeter parce que la pente du terrain est plus forte ; [2]
- **E : Le schéma radial** : Selon que le réseau converge sur un ou plusieurs points bas de l'agglomération, où l'on peut reprendre l'effluent pour le relever ou le refouler dans des émissaires importants de transport à distance, ces schémas s'appliquent plus particulièrement aux zones uniformément plates. Ils permettent de donner artificiellement la pente suffisante aux canalisations d'ailleurs, le système séparatif s'y révèle tout indiqué, ne serait-ce qu'en raison de l'importance ou de la multiplicité des relèvements que ces schémas nécessitent, sous réserve toutefois que l'évacuation des eaux pluviales n'implique pas elle-même des sujétions semblables. [2]

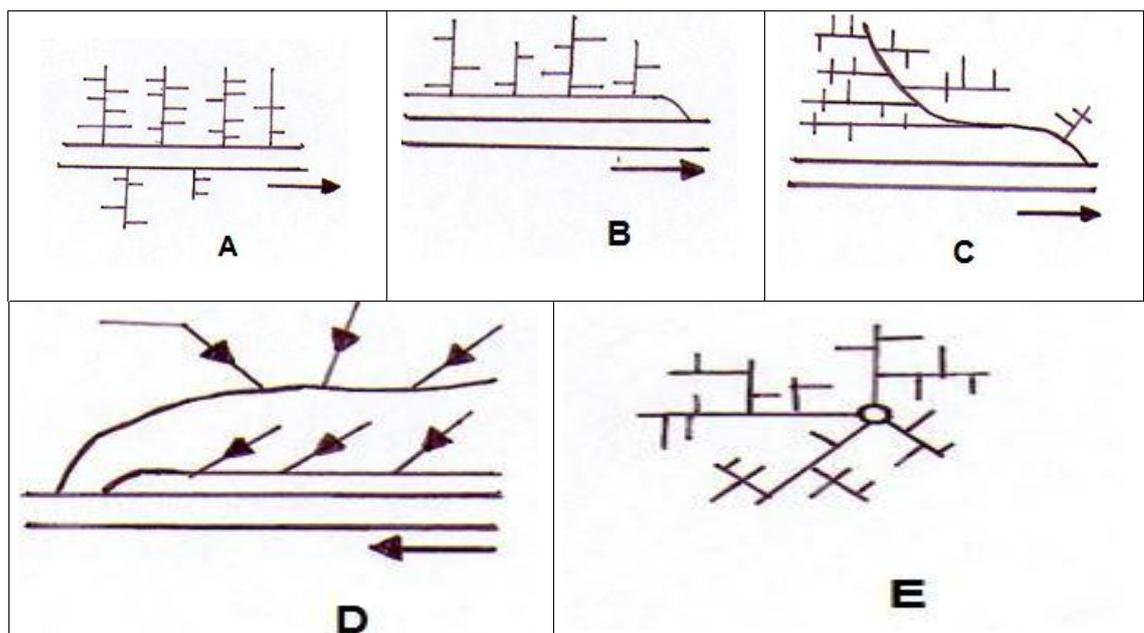


Figure IV.7. schémas types de réseaux.

**IV.5.2. Critères influant sur le choix du schéma d'évacuation :**

Le tracé du réseau dépend de plusieurs paramètres, dont les principaux sont les suivantes :

- la topographie du terrain ;
- la répartition des habitants à travers la zone urbaine ;
- l'emplacement de la station d'épuration si elle existe ;
- l'implantation des canalisations dans le domaine public ;
- les conditions de rejet.

**IV.6. principes du tracé des collecteurs:**

- les collecteurs doivent être placés dans les rues prévues par le plan d'urbanisation.
- les contre inclinaisons sont à éviter, si possible.
- les égouts collecteurs principaux et secondaires doivent être placés dans de grandes rues larges avec aussi peu de virages que possible. C'est pourquoi les rues à circulation peu intense et situées dans le fond de la vallée sont à préférer.

lors de choix de la profondeur à laquelle on place les canaux d'eaux usées, on doit tenir compte des points suivants :

**IV.6.1. Les profondeurs des caves des maisons avoisinantes :**

Si les caves sont anormalement profondes, les maisons doivent être reliées à l'aide de pompage aux collecteurs. En général, les épaisseurs de terre au-dessus des canaux ne devaient pas dépasser 2m à 2.5m.

**IV.6.2. la résistance au gel des canaux :**

L'épaisseur de terre nécessaire et minimale pour empêcher la congélation du contenu, des canaux dépend du climat local.

**IV.7. Coefficient de ruissellement :**

C'est le rapport caractérisant le volume d'eau qui ruisselle de cette surface, au volume d'eaux tombées sur cette dernière :  $C_r = \frac{\text{volume d'eau ruisselé}}{\text{volume de pluie tombé}}$  (IV-2)

La valeur de ce coefficient dépend de l'inclinaison, du genre et de la densité de la surface à drainer (terre rimeuse, avec ou sans végétation, sable, rocher, ...etc.) l'humidité de l'air, l'humidité de la surface, la durée de la pluie.

**Tableau IV.3.** Coefficients de ruissellement de certaines surfaces.[6]

Nature de surface		Coefficient de ruissellement Cr
Toits	✓ En moyenne	0.9
	✓ Toits en métal, en tuiles vernies ou en ardoise.	0.95
	✓ Toits en tuiles ordinaires ou en carton bitumé.	0.90
	✓ Toits en ciment de bois.	0.5 C 0.70
rues	✓ Trottoirs ou chaussées avec peu de joints, enrobé souple ou béton.	0.85 C 0.90
	✓ pavés en pierres naturelles, en briques ou en bois avec des joints cimentés.	0.75 C 0.85
	✓ avec des joints Kouvertes.	0.50 C 0.70
	✓ pavage en pierres 10*10cm, en blocages, en mosaïque.	0.40 C 0.50
	✓ surface goudronnée.	0.25 C 0.6
	✓ en robé souple hydraulique.	0.25 C 0.48
	✓ chemins en gravier.	0.25 C 0.30
Terrains non bâtis	✓ gares, terrains de sport.	0.10 C 0.30
	✓ Parcs, jardins, gazons, prés.	0.05 C 0.25

**Tableau IV.4.** Coefficient de ruissellement pour différentes densités de population. [1]

DENSITE DE POPULATION	Cr
Habitations très denses	0.9
Habitations denses	0.6 à 0.7
Habitations moins denses	0.4 à 0.5
Habitations quartiers résidentiels	0.2 à 0.3
Pavage à large	0.6
Voies en macadam	0.35
Allées en gravier	0.20
Surfaces boisées	0.05

**Tableau IV.5.** valeur du coefficient de ruissellement suivant le type d'occupation du sol. [2]

Type d'occupation du sol	Coefficient de ruissellement Cr
-Commercial ;	0.70 C 0.95
-Résidentiel :	
* Lotissements ;	0.30 C 0.50
* Collectifs ;	0.50 C 0.75
* Habitat dispersé ;	0.25 C 0.40
- Industriel ;	0.50 C 0.80
- Terrains vagues ;	0.05 C 0.15
- Terres agricoles :	
*Drainées ;	0.05 C 0.13
*Non drainées ;	0.05 C 0.07

Dans le cas d'une surface « s » caractérisée par plusieurs coefficients de ruissellement Cr; on doit délimiter les surfaces élémentaires  $S_i$  et déterminer aussi un coefficient de ruissellement pondéré propre à cette surface « s » c'est-à-dire :

$$C_{rp} = \frac{C_1 S_1 + C_2 S_2 + \dots + C_n S_n}{S_1 + S_2 + \dots + S_n} = \frac{\sum_{i=1}^n C_i S_i}{\sum_{i=1}^n S_i} \quad (\text{IV-3})$$

Les coefficients de ruissellement pondérés pour chaque sous bassin sont calculés en fonction de l'occupation du sol, et représentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.6.** Détermination du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin :

N° du sous bassin	Surface Si (ha)	coefficient de ruissellement Cr <sub>p</sub> <sub>i</sub>
1	9.19	0.62
2	9.04	0.60
3	12.04	0.35
4	10.13	0.50
5	9.98	0.70
6	8.05	0.55
7	6.96	0.45
8	4.49	0.65
TOT	69.88	

**IV.8. Détermination du nombre d'habitant pour chaque sous bassin :**

Après avoir estimé les coefficients de ruissellement de chaque sous bassin, nous déterminons le nombre d'habitants y correspondant. Pour cela il faut calculer la densité partielle et par la suite le nombre d'habitants.

On a la formule suivante :

$$D_i = \frac{C_{ri}.Pt}{C_{rp}.S} \quad (\text{IV-4})$$

Avec :

D<sub>i</sub> : densité partielle pour chaque sous bassin (hab / ha)

Cr<sub>p</sub> : coefficient de ruissellement total pondéré

S: surface total (ha) S=**69.88ha**

Pt : nombre total d'habitants à l'horizon 2034, Pt=11100hab (il a été calculé dans la page36)

Et d'après la formule (IV-4) on obtient :

$$C_{rp} = \frac{37.865}{69.88} = 0.54$$

On procède par la suite au calcul du nombre d'habitants correspondant à chaque sous bassin par la relation ci-dessous :

$$P_i = d_i \cdot S_i \quad (IV-5)$$

**Tableau IV.7.** Détermination du nombre d'habitants pour chaque sous bassin

N° du sous bassin	Surface $S_i$ (ha)	Coefficient de ruissellement $C_{ri}$	$D_i$ (hab/ha)	Nombre d'habitant
1	9.19	0.62	181.75	1670
2	9.04	0.60	175.89	1590
3	12.04	0.35	102.60	1235
4	10.13	0.50	146.57	1485
5	9.98	0.70	205.20	2048
6	8.05	0.55	161.23	1298
7	6.96	0.45	131.92	918
8	4.49	0.65	190.55	856
			Total	11100

### Conclusion :

Après avoir fixé l'horizon d'étude et déterminer les paramètres qui influent directement sur l'évaluation des débits tels que le coefficient de ruissellement, les surfaces des sous bassins, la densité de la population, nous avons adopté un système d'évacuation unitaire avec un schéma perpendiculaire avec déplacement latéral.



## *Chapitre V*

# *EVALUATION DES DEBITS A EVACUER*

**Introduction :**

Un système d'évacuation est conçu pour assurer la collecte et l'évacuation des eaux de ruissellement et usées d'origine diverse. La détermination des dimensions des collecteurs nécessite une évaluation des débits, elle est primordiale car elle détermine la quantité d'eaux usées et pluviales conduites vers l'exutoire. Ces dernières varient d'une agglomération à une autre selon le régime adoptée et la situation géographique ainsi que topographique.

**V.1. Evaluation des débits d'eaux usées :****V.1.1. Définition :**

Les eaux usées sont des eaux altérées par les activités humaines à la suite d'un usage domestique, industriel, artisanal, agricole ou autre. Elles sont considérées comme polluées et doivent être traitées. Les eaux usées, aussi appelées « effluents » ou « eaux polluées », sont constituées de toutes les eaux de nature à contaminer les milieux dans lesquels elles sont déversées

**V.1.2. Nature des eaux usées à évacuer :**

La nature des matières polluantes contenues dans l'effluent dépend de l'origine de ces eaux usées. On distingue:

**V.1.2.1. Les eaux usées d'origine domestique :**

Ce sont des eaux qui trouvent leur origine à partir des habitations de l'agglomération. Elles sont constituées essentiellement d'eaux ménagères (des vaisselles, de lavage, de bain et de douche) et d'eaux vannes (eaux provenant des sanitaires).

**V.1.2.2. Les eaux des services publics :**

Les eaux usées du service public proviennent essentiellement du lavage des espaces publics et pour éteindre les incendies. Ces eaux sont généralement chargées de matières grasses.

**V.1.2.3. Les eaux usées industrielles :**

Ces eaux proviennent de diverses usines .Elles contiennent des substances chimiques (acide, basique) et toxiques.

La quantité d'eaux évacuées par les industries dépend de plusieurs facteurs :

- Nature de l'industrie : (Fabrications ou de transformations) ;
- Procédé de fabrication utilisé ;
- Taux de recyclage effectivement réalisé.

Mis à part la quantité à évacuer, il y a toujours certains paramètres à prendre en considération à savoir :

- Les eaux doivent avoir une température inférieure à 35°C
- Elles ne doivent pas contenir de matières corrosives, solides ou toxiques. Si non elles doivent subir un prétraitement à l'intérieur de l'unité industrielle.

#### **V.1.2.4. Eaux usées d'équipements :**

On appelle équipements différents services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs et différents autres services d'utilité publique. L'estimation se fait à base du nombre de personnes qui fréquentent le lieu et sur la dotation requise pour chaque activité.

#### **V.1.2.5. Les eaux claires parasites :**

C'est les eaux d'infiltration dans le collecteur qui changent parfois les propriétés hydrauliques de l'écoulement, lorsque ce dernier n'est pas étanche à 100% la remontée de la nappe qui est considéré comme Eaux Claires Parasites Permanentes (ECP), modifie les propriétés hydrauliques tel que la vitesse...etc.

Les eaux parasites qui sont inévitables peuvent constituer un pourcentage non négligeable par rapport aux eaux usées. Néanmoins leur évaluation est assez difficile et ne peut être faite que sur terrain. En absence de moyens et de données, on estime que le débit d'intrusion représente 0,05 à 0,15 l/s/ha.

#### **Remarque :**

Notre projet ne comporte pas d'industrie ; les eaux usées provenant de l'agglomération sont d'origine domestique et du service public.

#### **V.1.3. Evaluation de la quantité d'eaux usées à évacuer :**

Les eaux usées domestiques et industrielles proviennent presque exclusivement des eaux de consommation. Cependant, il est difficile de faire une corrélation entre la consommation d'eau et les rejets à l'égout. En effet, une partie seulement des eaux de consommation rejoint l'égout domestique. Les eaux qui servent à l'arrosage des pelouses, à l'extinction des incendies, rejoignent plutôt l'égout pluvial. Une partie est perdue par évaporation ou infiltration dans le sol. Toutefois nous supposons que le rejet journalier moyen est évalué à **80** % du volume total des eaux distribuées.

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, nous prendrons comme base une dotation d'eau potable de 150 l/j hab (source ADE), et nous considérons que les 80% de l'eau consommée sont rejetée comme eaux usées dans le réseau d'évacuation.

**V.1.3.1. Évaluation du débit moyen journalier :**

Le débit moyen journalier rejeté est calculé par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy,j}} = (K_r \cdot D \cdot N) / 86400 \quad (l/s) \quad (\text{V-1})$$

Avec:

$Q_{\text{moy,j}}$ : débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s) ;

$K_r$  : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée ;

$D$  : dotation journalière prise égale à 150 l/j hab(source ADE) ;

$N$  : nombre d'habitants à l'horizon étudié (hab).

**V.1.3.2. Évaluation du débit de pointe :**

Comme la consommation, le rejet des eaux usées est aussi variable dans la journée, d'où on est appelé à déterminer le débit de pointe qui est donné par la formule qui suit :

$$Q_{\text{pte}} = K_p \cdot Q_{\text{moy,j}} \quad (\text{V-2})$$

Avec :

$Q_{\text{pte}}$  : débit de pointe ( $m^3/s$ );

$Q_{\text{moy,j}}$  : débit moyen journalier ( $m^3/s$ );

$K_p$  : coefficient de pointe ;

Ce coefficient de pointe peut être calculé à partir du débit moyen journalier

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{moy,j}}}} \quad \text{si } Q_{\text{moy,j}} \geq 2.8 \text{ l/s} \quad (\text{V-3})$$

$$K_p = 3 \quad \text{si } Q_{\text{moy,j}} < 2.8 \text{ l/s}$$

**Tableau V.1** : Evaluation des débits d'eaux usées des équipements.(source ONA)

N° du sous bassin	Equipement	Unité de mesure	Nbre d'unité	Dotation L/j/unité	Q usé l/s	Q équipement I/S
1	Polyclinique	patients	200	25	0.0463	0.1019
	Lycée	Elèves	300	20	0.0556	
2	Service des forêts	Employés	10	15	0.0014	0.2236
	Stade	M <sup>2</sup>	1200	20	0.2222	
3	/	/	/	/	/	/
4	CEM	Elèves	600	15	0.0833	0.0972
	Gendarmerie nationale	agent	30	50	0.0139	
5	Mosquée	Fidèles	300	10	0.0278	0.6006
	Ecole primaire1	Elèves	136	15	0.0189	
	Maison de jeunes	Visiteurs	100	05	0.0046	
	Antenne administrative	Employés	10	15	0.0014	
	poste	Employés	05	15	0.0007	
	stade	M <sup>2</sup>	1370	20	0.2537	
	Jardin public	M <sup>2</sup>	3170	10	0.2935	
6	Ecole primaire2	Elèves	238	15	0.0331	0.0331
7	Bibliothèque	Visiteurs	100	05	0.0046	0.0046
8	Zaouïa	Elèves	100	40	0.0370	0.0370

**Tableau V.2 :** Evaluation des débits d'eau usée totaux de chaque sous bassin.

sous bassin N	Nombre d'habitant	Dot (l/j.hab)	kr	Qdom (l/s)	Qequip (l/s)	Qmoy,j (l/s)	KP	Qpte, usé (l/s)	Qinf (l/s/ha)	S (ha)	Qinf (l/s)	Qusé du sous bassin (l/s)	Qcumulé (l/s)
1	1670	150	0.8	2.32	0.1019	2.421	3	7.26	0.15	9.19	1.38	8.64	8.64
2	1590	150	0.8	2.21	0.2236	2.432	3	7.30	0.15	9.04	1.36	8.65	17.29
3	1235	150	0.8	1.72	0	1.715	3	5.15	0.15	12.04	1.81	6.95	24.25
4	1485	150	0.8	2.06	0.0972	2.160	3	6.48	0.15	10.13	1.52	8.00	32.24
5	2048	150	0.8	2.84	0.6006	3.445	2.87	9.89	0.15	9.98	1.50	11.38	43.63
6	1298	150	0.8	1.80	0.0331	1.836	3	5.51	0.15	8.05	1.21	6.72	50.34
7	918	150	0.8	1.28	0.0046	1.280	3	3.84	0.15	6.96	1.04	4.88	55.23
8	856	150	0.8	1.19	0.0370	1.226	3	3.68	0.15	4.49	0.67	4.35	59.58

**Signification des colonnes :****Dot :** Dotation en eau potable (l/j/hab) ;**kr :** Coefficient de rejet ;**Qequip:** Débit d'eau usée d'équipement (l/s) ;**Qpte:** Débit d'eau usée de pointe (l/s) ;**S :** Surface du sous bassin (ha) ;**KP :** Coefficient de pointe ;**Qcumulé :** Débit d'eau usée Cumulé (l/s) ;**Qinf :** Débit d'infiltration (l/s/ha) ou (l/s) ;**Qmoy,j :** Débit d'eau usée moyen (l/s) ;**Qdom :** Débit d'eau usée domestique (l/s) ;

## V.2. Evaluation des débits d'eaux pluviales :

Les eaux pluviales sont celles qui proviennent des précipitations atmosphériques. Sont assimilées à des eaux pluviales celles provenant des eaux d'arrosage et de lavage des voies publiques et privées, des jardins, des cours d'immeubles, des eaux de vidange de bassins de natation. Ce sont donc essentiellement des eaux de ruissellement de surface.

Pour l'estimation des eaux pluviales, on fait un découpage de l'aire de l'agglomération en sous bassin, suivant des critères bien précis, en suite on attribue à chaque sous bassin un coefficient de ruissellement pondéré en fonction de la nature du sol drainé. La quantification des eaux de ruissellement est obtenue par l'application de différentes méthodes, comme la méthode superficielle ou rationnelle.

### V.2.1. La méthode rationnelle :

Cette méthode fut découverte en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée, elle consiste à évaluer, à mesure de l'avancement du calcul, les temps de concentration aux divers points caractéristiques du parcours d'un réseau, toute modification dans la résolution entraîne nécessairement une itération de calcul.

De ce point de vue, la méthode rationnelle est une méthode de convergence permettant d'optimiser les résultats.

Dans la pratique, la démarche consiste à estimer les débits produits à l'aval de secteurs élémentaires  $S_1, S_2, \dots, S_n$  délimités par des lignes isochrones de ruissellement (lignes égales de temps de concentration), arrive à l'exutoire au bout d'un temps  $t$  (respectivement  $t_1, \dots, t_n$ ) ainsi que le montre la figure V.1.

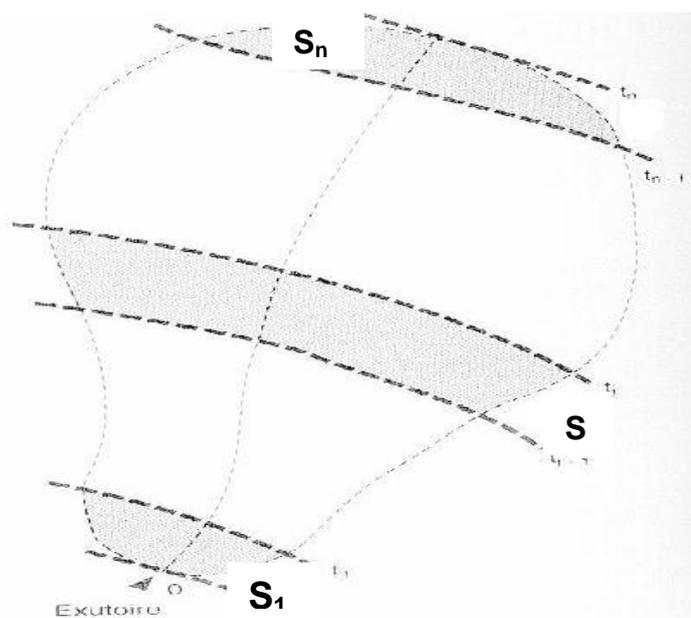


Figure V.1: découpage d'un bassin en secteur. [2]

Si on considère une averse d'intensité constante  $i$  sur un secteur de superficie  $S$  ayant un coefficient de ruissellement pondéré  $C$ , le débit résultant du ruissellement s'exprime par la relation :

$$Q = C_r \cdot i \cdot S \quad (\text{V-4})$$

Pendant, si on tient compte que l'intensité n'est pas uniforme (que l'averse à une épaisseur et se diffuse dans l'espace), il convient d'appliquer un coefficient de répartition de la pluie qui diminue lorsque l'on s'éloigne de l'épicentre.

On obtiendra alors la relation :

$$Q = C_r \cdot i \cdot S \quad (\text{V-5})$$

Avec:

$Q$  : débit d'eau de ruissellement (l / s).

$S$  : surface de l'aire d'influence (ha).

$C_r$  : coefficient de ruissellement.

$i$  : intensité de précipitation (l / s / ha).

: Coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace, dont sa détermination est en fonction de la forme du bassin.

#### V.2.1.1. hypothèses de la méthode :

- Le débit de pointe  $Q_p$  est observé à l'exutoire seulement si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration du bassin versant.
- Le débit de pointe à la même période de retour que l'intensité moyenne qui le provoque.
- Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne sur une durée égale au temps de concentration du bassin versant.

#### V.2.1.2. Validité de la méthode rationnelle :

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées (généralement inférieures à 10 ha) le résultat est encore plus fiable du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, ainsi elle est applicable pour des zones où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes. Par contre, elle n'est pas susceptible d'être utilisée que pour les zones étendues, car les calculs deviendraient fastidieux.

#### V.2.1.3. Temps de concentration: [2]

Le temps de concentration d'un bassin est défini comme étant le temps mis par la pluie tombée au point le plus éloigné.

$$T_c = t_1 + t_2 + t_3 \quad (\text{V-6})$$

Où  $t_1$  : Temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations :

$$t_1 = \frac{L}{60v} = \frac{\text{Longueur}}{\text{Vitesse}} \text{ (min)} \quad (\text{V-7})$$

$t_2$  : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, ce temps varie de 2 à 20 min ;

$t_3$  : Temps de ruissellement dans un bassin ne comportant pas de canalisations, il est donné par la formule suivante(formule de Caquot) : [2]

$$t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}} \dots \text{(min)} \quad (\text{V-8})$$

Avec :

I : La pente du terrain (%)

L : Longueur du plus long parcours de l'eau (Km).

Trois cas peuvent être envisagés :

- ❖ Le bassin ne comporte pas de canalisation :  $t_c = t_3$  ;
- ❖ Le bassin comporte un parcours superficiel, puis une canalisation:  $t_c = t_1 + t_3$ ;
- ❖ Le bassin est urbanisé et comporte une canalisation :  $t_c = t_1 + t_2$ .

Dans le cas général, pour les zones peu allongées, le temps de concentration est donné par la

relation suivante :(Formule de Kirpich) [2] 
$$t_c = 3.98 \left[ \frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77} \quad (\text{V-9})$$

où :

L : Longueur du plus grand parcours de l'eau (Km).

I : Pente moyenne (m/m),

### V.2.2. la méthode superficielle (méthode de Caquot) :

Le modèle de Caquot ou la méthode superficielle est une forme globaliste de la méthode rationnelle.

D'une manière générale, en faisant intervenir tous les mécanismes de l'écoulement, cette méthode permet de calculer, aux divers points caractéristiques des tronçons, le débit de pointe qui servira à la détermination ultérieure des dimensions hydrauliques des ouvrages évacuateurs.

C'est un modèle déterministe de définition du débit de pointe s'appliquant à toute la surface considérée, d'où l'expression de la méthode superficielle de Caquot ,mais à la différence de la méthode rationnelle ,il ne s'applique qu'aux surfaces urbaines drainées par des réseaux ,à moins d'ajuster les paramètres. [1]

Cette formule se présente sous la forme suivante :

$$Q(F) = K^u . I^v . C^u . S^w \quad (\text{V-10})$$

Où :

Q (F) : débit pluvial de fréquence f, en (m<sup>3</sup>/s) ;

K, u, v, w : coefficient d'expression ;

I : pente moyenne du collecteur du sous bassin considéré en (m/m) ;

C : coefficient de ruissellement ;

S : surface du sous bassins considéré (ha) ;

Les coefficients d'expression K, u, v, w sont donnés par les relations :

$$K = \frac{(0.5)^{b(f)} . a(f)}{6.6} \quad (\text{V-11})$$

$$v = 0.41 . b(f) \quad (\text{V-12})$$

$$u = 1 + 0.287 . b(f) \quad (\text{V-13})$$

$$w = 0.95 + 0.507 . b(f) \quad (\text{V-14})$$

a(f) et b(f) sont des paramètres de la relation :

$$I (t, f) = a (f) . t^b (f) \quad (\text{V-15})$$

Où : I (t, f) : intensité de pluie de durée t et de fréquence f.

Pour évaluer la pente dans un bassin urbanisé dont le plus long cheminement hydraulique « L » est constitué de tronçons successifs «L<sub>i</sub>» de pente sensiblement constante « I<sub>i</sub> », l'expression de la pente moyenne qui intègre le temps d'écoulement le long du cheminement le plus hydrauliquement éloigné de l'exutoire (ou temps de concentration) est la suivante :

$$I_{eq} = \left[ \frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \left( \frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2 \quad (\text{V-16})$$

**L<sub>i</sub>** : Distance partielle du tronçon i ;

**I<sub>i</sub>** : Pente du tronçon i ;

**N** : Nombre des tronçons.

En outre, si les tronçons sont placés en parallèles, on utilise la formule suivante pour calculer la pente moyenne équivalente :

$$I_{eq} = \left[ \frac{\sum_{i=1}^N l_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right]^2 \tag{V-17}$$

**li** : Pente du tronçon i ;

**Qi** : Débit du tronçon i ;

**N** : Nombre des tronçons.

**Tableau V.3** : Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins. [2]

Paramètres Equivalents	Aeq	Ceq	Ieq	Meq
Bassin en série	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\left[ \frac{\sum_{i=1}^N C_i \cdot A_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \right]$	$\left[ \frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \left( \frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2$	$\left[ \frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right]$
Bassins en parallèle	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\left[ \frac{\sum_{i=1}^N C_i \cdot A_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \right]$	$\left[ \frac{\sum_{i=1}^N l_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right]^2$	$\left[ \frac{L (Q_{pj} \text{ max})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right]$

**Remarque**

La valeur du débit  $Q_{(f)}$  donnée par l'expression (V-10) correspond à une valeur brute, celle-ci doit tenir compte d'un coefficient m d'où :

$$Q_{(f) \text{ corrigé}} = m Q_{(f) \text{ brute}} \tag{V-18}$$

Avec :

**m** : Coefficient d'influence donné par l'expression qui suit : [2]

$$m = \left( \frac{M}{2} \right)^{\frac{0.84 \cdot b(f)}{1 + 0.287 \cdot b(f)}} = \left( \frac{M}{2} \right)^b \tag{V-19}$$

Avec : **b(t)** : paramètre de la relation(V-15)

**M** : Coefficient d'allongement  $M = \frac{L}{\sqrt{A}}$

Où : **L** : Longueur du plus long parcours hydraulique en (m) ;

**A** : Surface du bassin considéré en (m<sup>2</sup>).

**V.2.2.1. hypothèses et base de calcul du modèle :**

- Le débit de pointe ne peut être observé à l'exutoire que si l'averse à une durée au moins égale au temps de concentration.
- Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne de l'averse au cours du temps de concentration.
- Le débit de pointe de la même période de retour que l'intensité qui le provoque.

**V.2.2.2. Validité de la méthode superficielle :**

Les limites d'application de la méthode superficielle sont :

- La limite supérieure de la surface du sous bassin est de 200 ha.
- Le coefficient de ruissellement doit être compris entre 0.2 et 1.
- Le coefficient d'allongement "M" doit être supérieur à 0.8 , s'il est inférieur à 0.8 on le prend directement 0.8 ;
- La pente doit être comprise entre 0.2 et 5%.

**V.3. Choix de la méthode de calcul :**

Pour notre agglomération on utilise la méthode rationnelle pour l'évaluation du débit pluvial en se basant sur le fait que les sous bassins ont des surfaces assez faibles et que le coefficient de ruissellement est bien estimée.

$$Q = r \cdot Cr \cdot i \cdot A \quad (l/s) \quad (\text{V-20})$$

**V.3.1. Intensité moyenne maximale :**

L'intensité moyenne maximale est déterminée dans le chapitre de l'Etude hydrologique égale à  $i=59.18\text{mm/h}$ , soit un débit spécifique de  $q=164.38\text{ l/s/ha}$ .

**V.3.2. Coefficient de correction ( ) (minorateur) :**

Pour tenir compte de la distribution spatiale de la pluie, il y a lieu d'appliquer un coefficient minorateur, il est déterminé d'après une loi de répartition de la pluie.

-Pour des bassins longs (rectangle étroit, largeur =1/2 de la longueur), ce coefficient sera égal à :

$$r = 1 - 0,006 \sqrt{\frac{d}{2}} \quad (\text{V-21})$$

-Pour des bassins ramassés (carré ou cercle)

$$r = 1 - 0,005 \sqrt{d} \quad (\text{V-22})$$

$d/2$ : Distance du milieu du bassin à l'épicentre de l'orage. [1]

Après avoir calculé les Coefficient de correction ( ) pour chaque sous bassin, on a trouvé qu'ils sont très proche de 1 donc on prend le coefficient égale à 1 pour tous les sous bassins.

**Tableau V.4 :** Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin par la méthode rationnelle

Numéro du sous bassin	$C_r$	$A_i$ (ha)		$i$ (l/s/ha)	$Q_{pluvial}$ (l/s)	$Q_{pluvial}$ ( $m^3/s$ )	$Q_{cumulé}$ ( $m^3/s$ )
1	0.62	9.19	1	164.38	936.40	0.936	0.936
2	0.6	9.04	1	164.38	891.35	0.891	1.827
3	0.35	12.04	1	164.38	682.80	0.683	2.51
4	0.5	10.13	1	164.38	832.48	0.832	3.342
5	0.7	9.98	1	164.38	1148.36	1.148	4.49
6	0.55	8.05	1	164.38	727.49	0.727	5.217
7	0.45	6.96	1	164.38	514.84	0.515	5.732
8	0.65	4.49	1	164.38	479.74	0.480	6.212

**Signification des colonnes :**

$C_r$  : Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin ;

$A_i$  : Surface du sous bassin (ha) ;

$i$ : Intensité de précipitation (l / s / ha) ;

: Coefficient réducteur d'intensité ;

$Q_{pluvial}$  : Débit pluvial partiel de chaque sous bassin (l/s), ( $m^3/s$ );

$Q_{cumulé}$  : Débit pluvial cumulé (l/s), ( $m^3/s$ ).

**Tableau V.5 :** Tableau récapitulatif des eaux usées et pluviales

N° de SB	A(ha)	Q pluvial( $m^3/s$ )	Q usé( $m^3/s$ )	Q total ( $m^3/s$ )
1	9.19	0.936	0.00864	0.9446
2	9.04	0.891	0.00865	0.8997
3	12.04	0.683	0.00695	0.6900
4	10.13	0.832	0.008	0.8400
5	9.98	1.148	0.01138	1.1594
6	8.05	0.727	0.00672	0.7337
7	6.96	0.515	0.00488	0.5199
8	4.49	0.480	0.00435	0.4844

**Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons calculé les différents débits (eaux pluviales et eaux usées) pour chaque sous bassins .

D'après les valeurs des débits obtenues, on constate que les débits d'eaux usées ne représentent qu'une faible fraction des débits pluviaux. Par conséquent le choix du système d'assainissement doit être judicieux afin d'assurer l'auto curage dans le cas de débits minimum.



# *Chapitre VI*

*CALCUL*

*HYDRAULIQUE*

**Introduction :**

Le dimensionnement des réseaux est complexe en raison de leur structure, constituée d'éléments divers (sections, pentes), parsemée de singularités, de fonctionnalités différentes, d'apports et de conditions d'écoulement très variables dans le temps, qui modifient sans cesse le profil de la ligne d'eau et les capacités de transfert; de ce fait, il faut effectuer des calculs hydrauliques à chaque tronçon.

L'expérience a montré que les dysfonctionnements constatés sur des réseaux existants sont à imputer, en majeure partie, à des erreurs initiales de conception et de dimensionnement. C'est pourquoi la conception d'un système d'assainissement à écoulement libre et le contrôle de réseaux existants doivent être menés avec beaucoup de rigueur et faire appel à des outils informatiques.

Le calcul des réseaux d'évacuation des eaux usées suppose une procédure en deux étapes:

- le calcul des débits de projet, qui permettront de déterminer les caractéristiques dimensionnelles du réseau, en capacité d'évacuation et en possibilité d'auto curage ;
- le calcul des sections d'ouvrage, en fonction de la pente. [2]

**VI.1. Conditions d'écoulement et de dimensionnement :**

Dans le cadre de l'assainissement, le dimensionnement du réseau d'assainissement du type unitaire doit dans la mesure du possible permettre l'entraînement des sables par les débits pluviaux pour empêcher leur décantation et éviter les dépôts, sans provoquer l'érosion de la paroi de la conduite.

Lorsqu'il s'agit de réseau d'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées dans une même conduite, les conditions d'auto curage doivent être satisfaites. Il faut assurer une vitesse minimale de 0.6m/s pour le (1/10) du débit de pleine section, et une vitesse de 0.3 m / s pour le (1/100) de ce même débit.

La vitesse d'érosion représente la limite supérieure (entre 4 et 5 m/s), au-dessus de laquelle les parois internes des conduites seront soumises à une forte érosion compte tenu du fait que les eaux sont chargées.

**VI.2. Mode de calcul :**

Les calculs des écoulements dans les réseaux d'assainissement doivent être conduits en fonction des contraintes : débits connus, sections et pentes des collecteurs imposées.[1]

Le débit s'exprime par la formule suivante :

$$Q = V.S \quad (\text{VI.1})$$

Avec : Q : Débit (m<sup>3</sup>/s).

S : Section mouillée (m<sup>2</sup>).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Cette vitesse se calcule par différentes expressions. La vitesse moyenne est déterminée par l'expression suivante (formule de Manning) :

$$V = K_s \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{I_m} \quad (\text{VI.2})$$

Où :

$I_m$  (m/m) : Pente motrice nécessaire à l'écoulement d'un débit Q donné ;

R (m) : Rayon hydraulique ;

$K_s$  : Coefficient de rugosité dépend de la nature des parois.

Le tableau V-1 donne des valeurs indicatives du coefficient de rugosité de Strickler pour divers types de matériaux.

**Tableau VI.1** : valeurs indicatives du coefficient de rugosité de Strickler  $K_s$  [3].

types de matériaux	coefficient de rugosité $K_s$
Conduites métalliques rivées ou avec de nombreuses soudures	60
Béton rugueux	60
Conduites en fonte ou en béton(très vieilles)	70
Conduites en fonte en service ou en béton avec joints serrées	75
Fonte neuve, maçonnerie très lisse	80
Acier revêtu, béton bien lissé	85
Conduites en béton très lisse, en fibro-ciment, en tôle sans soudures	90 à 100
Acier galvanisé	100 à 110
Fonte revêtue intérieurement neuve	110 à 125
Amiante-ciment (Eternit)	100 à 120
Cuivre, laiton, PE, PVC lisse	120 à 150

Pour notre projet on va utilisé des canalisations en béton armé pour les diamètres supérieurs ou égal à 1000mm, et PVC pour les diamètres inférieurs ou égal à 800mm, à cause de leurs avantages par rapport aux autres matériaux, ces avantages on va les données dans le chapitre des éléments constitutifs du réseau.

A partir de l'équation (VI.1) et (VI.2) le diamètre est calculé comme suit :

$$D_{\text{cal}} = \left[ \frac{3,2 * Q_t}{K_s * \sqrt{I}} \right]^{3/8} \quad (\text{VI.3})$$

$$\text{Où : } Q_t = Q_{\text{eu}} + Q_{\text{pl}} \quad (\text{VI.4})$$

avec :

$Q_{\text{eu}}$  (m<sup>3</sup>/s): Débit d'eau usée.

$Q_{\text{pl}}$  (m<sup>3</sup>/s): Débit d'eau pluviale.

Le débit en pleine section est donné donc par la relation :

$$Q_{\text{ps}} = V_{\text{ps}} * \frac{f * (D_{\text{nor}})^2}{4} \quad (\text{VI.5})$$

$D_{\text{nor}}$  (mm) : Diamètre normalisé de la conduite.

$V_{\text{ps}}$  (m/s) : Vitesse à pleine section.

La vitesse en pleine section est calculée à partir de la relation (VI.2), avec le rayon hydraulique

$$R = \frac{D_{\text{nor}}}{4} \quad (\text{VI.6})$$

$$V_{\text{PS}} = K_s * (D_{\text{nor}}/4)^{\frac{2}{3}} * \sqrt{I_m} \quad (\text{VI.7})$$

La vitesse moyenne et la hauteur de remplissage dans la conduite sont calculées à partir des relations suivantes :

$$\text{- Rapport des débits : } R_Q = \frac{Q_t}{Q_{\text{ps}}} \quad (\text{VI.8})$$

$$\text{- Rapport des vitesses : } R_v = \frac{V}{V_{\text{ps}}} \quad (\text{VI.9})$$

$$\text{- Rapport des hauteurs : } R_h = \frac{h}{D_{\text{nor}}} \quad (\text{VI.10})$$

Avec :

V : Vitesse moyenne d'écoulement de l'eau ;

H : hauteur de remplissage.

Rv et Rh sont obtenus à partir de l'annexe II.

### VI.3. Dimensionnement du réseau d'assainissement :

Tableau VI.2: Dimensionnement du Collecteur principal I :

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m³/s)	Qeu (m³/s)	Qt (m³/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																					
R1-R2	1008.97	1007.84	1007.77	1006.64	32.5	0.0348	0.0306	0.0003	0.0309	120	130.93	315	4.11	0.320	0.10	0.0009	0.629	0.19	0.21	0.02	2.585	0.786	0.066	0.01	Autocurage vérifie
R2-R3	1007.84	1006.55	1006.64	1005.35	24.4	0.0529	0.0523	0.0005	0.0527	120	147.95	315	5.07	0.395	0.13	0.0012	0.682	0.20	0.25	0.03	3.459	0.991	0.078	0.01	Autocurage vérifie
R3-R4	1006.55	1005.82	1005.35	1004.62	25.5	0.0286	0.0700	0.0007	0.0707	120	185.25	315	3.73	0.291	0.24	0.0022	0.830	0.21	0.33	0.03	3.096	0.777	0.105	0.01	Autocurage vérifie
R4-R5	1005.82	1005.17	1004.62	1003.97	33.59	0.0194	0.1234	0.0011	0.1245	120	246.52	315	3.07	0.239	0.52	0.0048	1.013	0.24	0.51	0.05	3.106	0.731	0.161	0.02	Autocurage vérifie
R5-R6	1005.17	1002.5	1003.97	1001.3	32.68	0.0817	0.1329	0.0012	0.1341	120	193.50	315	6.30	0.491	0.27	0.0025	0.858	0.21	0.35	0.04	5.408	1.333	0.112	0.01	Autocurage vérifie
R6-R7	1002.5	1001.2	1001.3	1000	52.38	0.0248	0.2163	0.0020	0.2183	120	290.42	315	3.47	0.271	0.81	0.0074	1.115	0.27	0.68	0.06	3.874	0.926	0.215	0.02	Autocurage vérifie
R7-R8	1001.2	999.6	1000	998.4	50.8	0.0315	0.2392	0.0022	0.2414	120	288.40	315	3.91	0.305	0.79	0.0073	1.109	0.27	0.67	0.06	4.341	1.039	0.212	0.02	Autocurage vérifie
R8-R9	999.6	999.15	998.4	997.95	19.25	0.0234	0.3298	0.0030	0.3328	120	344.03	400	3.95	0.496	0.67	0.0061	1.068	0.25	0.59	0.06	4.222	1.002	0.238	0.02	Autocurage vérifie
R9-R10	999.15	998.61	997.95	997.41	32.33	0.0167	0.3400	0.0031	0.3431	120	370.62	400	3.34	0.420	0.82	0.0075	1.119	0.27	0.69	0.06	3.740	0.895	0.275	0.02	Autocurage vérifie
R10-R11	998.61	998.07	997.41	996.87	17.65	0.0306	0.7671	0.0071	0.7742	120	448.94	500	5.25	1.030	0.75	0.0069	1.093	0.26	0.65	0.06	5.737	1.373	0.323	0.03	Autocurage vérifie
R11-R12	998.07	996.19	996.87	994.99	47.26	0.0398	0.7817	0.0072	0.7890	120	430.41	500	5.98	1.174	0.67	0.0061	0.902	0.25	0.60	0.06	5.397	1.518	0.298	0.03	Autocurage vérifie
R12-R13	996.19	995.48	994.99	994.28	45.55	0.0156	0.7963	0.0074	0.8037	120	516.64	630	4.37	1.361	0.59	0.0054	1.045	0.25	0.55	0.05	4.566	1.072	0.345	0.03	Autocurage vérifie
R13-R14	995.48	995.03	994.28	993.83	50.07	0.0090	0.8463	0.0079	0.8541	120	586.05	630	3.32	1.034	0.83	0.0076	1.123	0.27	0.69	0.06	3.724	0.893	0.437	0.04	Autocurage vérifie
R14-R15	995.03	994.28	993.83	993.08	60.32	0.0124	0.8816	0.0082	0.8898	120	559.98	630	3.90	1.216	0.73	0.0067	1.086	0.26	0.63	0.06	4.239	1.015	0.399	0.04	Autocurage vérifie
R15-R16	994.28	993.21	993.08	992.01	35.04	0.0305	0.9026	0.0084	0.9110	120	477.35	500	5.24	1.029	0.89	0.0082	1.137	0.28	0.73	0.07	5.961	1.442	0.364	0.03	Autocurage vérifie
R16-R17	993.21	990.76	992.01	989.56	61.39	0.0399	0.9236	0.0086	0.9322	120	457.91	500	5.99	1.176	0.79	0.0073	0.961	0.27	0.67	0.06	5.759	1.596	0.336	0.03	Autocurage vérifie
R17-R18	990.76	988.49	988.56	987.29	57.15	0.0222	1.3952	0.0131	1.4083	120	596.56	630	5.22	1.625	0.87	0.0081	1.134	0.27	0.72	0.06	5.916	1.430	0.452	0.04	Autocurage vérifie
R18-R19	988.49	986	985.79	984.8	47.43	0.0209	1.4200	0.0133	1.4333	120	607.61	630	5.06	1.575	0.91	0.0085	1.139	0.28	0.74	0.07	5.759	1.408	0.468	0.04	Autocurage vérifie
R19-R20	986	984.82	983.8	983.02	45.82	0.0170	1.4352	0.0135	1.4487	120	633.82	630	4.57	1.423	1.02	0.0095	1.146	0.29	0.83	0.07	5.231	1.319	0.522	0.04	Autocurage vérifie
R20-R21	984.82	984.14	983.02	982.34	34.55	0.0197	2.0124	0.0192	2.0315	120	700.19	800	5.76	2.893	0.70	0.0066	0.901	0.26	0.61	0.06	5.187	1.491	0.492	0.05	Autocurage vérifie
R21-R22	984.14	983.22	982.34	981.42	50.36	0.0183	2.0368	0.0194	2.0562	120	713.26	800	5.55	2.787	0.74	0.0070	0.907	0.26	0.64	0.06	5.031	1.457	0.510	0.05	Autocurage vérifie
R22-R23	983.22	982.52	980.42	980.02	50.35	0.0079	2.0612	0.0197	2.0808	120	837.53	1000	4.24	3.332	0.62	0.0059	1.056	0.25	0.57	0.06	4.482	1.065	0.568	0.06	Autocurage vérifie

Tableau VI.2: Dimensionnement du Collecteur principal I (suite) :

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m <sup>3</sup> /s)	Qeu (m <sup>3</sup> /s)	Qt (m <sup>3</sup> /s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																					
R23-R24	982.52	982	980.02	979.5	60.02	0.0087	4.0910	0.0396	4.1305	75	1271.01	1500	3.63	6.412	0.64	0.0062	1.061	0.25	0.58	0.06	3.853	0.922	0.869	0.08	Autocurage vérifié
R24-R25	982	977	976	974.5	60	0.0250	4.1154	0.0398	4.1552	75	1044.30	1200	5.31	6.007	0.69	0.0066	1.074	0.26	0.61	0.06	5.706	1.376	0.730	0.07	Autocurage vérifié
R25-R26	977	976.44	974.5	973.94	44.85	0.0125	5.8872	0.0562	5.9435	75	1360.35	1500	4.36	7.697	0.77	0.0073	1.101	0.27	0.66	0.06	4.800	1.160	0.989	0.09	Autocurage vérifié
R26-R27	976.44	975.01	973.94	972.51	34.9	0.0410	5.9053	0.0564	5.9618	75	1089.90	1200	6.80	7.691	0.78	0.0073	0.947	0.27	0.66	0.06	5.820	1.813	0.793	0.07	Autocurage vérifié
R27-R28	975.01	971.37	970.01	968.87	59.98	0.0190	5.9235	0.0566	5.9801	75	1260.20	1500	5.38	9.497	0.63	0.0060	1.057	0.25	0.57	0.06	5.686	1.353	0.856	0.08	Autocurage vérifié
R28-R29	971.37	969.33	967.37	966.83	44.32	0.0122	5.9416	0.0568	5.9984	75	1371.33	1500	4.31	7.604	0.79	0.0075	1.108	0.27	0.67	0.06	4.770	1.154	1.005	0.09	Autocurage vérifié
R29-DO	969.33	967.67	965.43	965.17	26.47	0.0098	6.2120	0.0596	6.2716	75	1451.92	1500	3.87	6.827	0.92	0.0087	1.139	0.28	0.75	0.07	4.404	1.086	1.123	0.10	Autocurage vérifié

**Tableau VI.3:** Dimensionnement du Collecteur principal II :

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m <sup>3</sup> /s)	Qeu (m <sup>3</sup> /s)	Qt (m <sup>3</sup> /s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																					
R34-R35	1008.09	1006.43	1006.89	1005.23	47.32	0.0351	0.0461	0.0004	0.0465	120	152.46	315	4.13	0.322	0.14	0.001	0.698	0.20	0.26	0.03	2.884	0.814	0.081	0.01	Autocurage vérifié
R35-R36	1006.43	1005.45	1005.23	1004.25	38.25	0.0256	0.0789	0.0007	0.0796	120	197.79	315	3.53	0.275	0.29	0.003	0.871	0.21	0.37	0.04	3.074	0.753	0.115	0.01	Autocurage vérifié
R36-R37	1005.45	1004.81	1004.25	1003.61	41.8	0.0153	0.1117	0.0010	0.1127	120	248.16	315	2.73	0.212	0.53	0.005	1.018	0.24	0.52	0.05	2.777	0.652	0.162	0.02	Autocurage vérifié
R37-R38	1004.81	1003.7	1003.61	1002.5	39.81	0.0279	0.1235	0.0011	0.1246	120	230.30	315	3.68	0.287	0.43	0.004	0.959	0.23	0.46	0.05	3.529	0.843	0.145	0.01	Autocurage vérifié
R38-R39	1003.7	1001.53	1002.5	1000.33	34.67	0.0626	0.1845	0.0017	0.1862	120	230.03	315	5.52	0.430	0.43	0.004	0.958	0.23	0.46	0.04	5.283	1.262	0.145	0.01	Autocurage vérifié
R39-R40	1001.53	1000.35	1000.33	999.15	19.49	0.0605	0.1937	0.0018	0.1955	120	235.74	315	5.42	0.423	0.46	0.004	0.977	0.23	0.48	0.05	5.298	1.259	0.151	0.01	Autocurage vérifié
R40-R41	1000.35	1000.03	999.15	998.83	46.31	0.0069	0.2029	0.0019	0.2048	120	360.35	400	2.15	0.270	0.76	0.007	1.096	0.26	0.65	0.06	2.355	0.564	0.260	0.02	Autocurage vérifié
R41-R42	1000.03	999.11	998.83	997.91	12.38	0.0743	0.2459	0.0023	0.2482	120	248.11	315	6.01	0.468	0.53	0.005	0.966	0.24	0.52	0.05	5.806	1.442	0.162	0.02	Autocurage vérifié
R42-R43	999.11	998.75	997.91	997.55	48.47	0.0074	0.2551	0.0024	0.2575	120	387.41	400	2.23	0.280	0.92	0.009	1.139	0.28	0.75	0.07	2.539	0.622	0.300	0.03	Autocurage vérifié
R43-R44	998.75	998.56	997.55	997.36	33.87	0.0056	0.2699	0.0025	0.2724	120	417.08	500	2.25	0.441	0.62	0.006	1.054	0.25	0.56	0.05	2.368	0.560	0.282	0.03	Autocurage vérifié
R44-R45	998.56	997.92	997.36	996.72	36.23	0.0177	0.3611	0.0034	0.3645	120	375.15	400	3.44	0.432	0.84	0.008	1.128	0.27	0.70	0.06	3.878	0.936	0.282	0.03	Autocurage vérifié
R45-R46	997.92	996.88	996.72	995.68	49.71	0.0209	0.3759	0.0036	0.3794	120	368.96	400	3.74	0.470	0.81	0.008	1.116	0.27	0.68	0.06	4.172	1.006	0.273	0.03	Autocurage vérifié
R46-R47	996.88	995.97	995.68	994.77	22.62	0.0402	0.3922	0.0037	0.3959	120	331.63	400	5.19	0.651	0.61	0.006	1.051	0.25	0.56	0.05	5.450	1.290	0.223	0.02	Autocurage vérifié
R47-R48	995.97	994.26	994.77	993.06	30.34	0.0564	0.4085	0.0039	0.4123	120	316.10	400	6.14	0.771	0.53	0.005	0.955	0.24	0.52	0.05	5.861	1.480	0.207	0.02	Autocurage vérifié
R48-R49	994.26	993.34	993.06	992.14	21.67	0.0425	0.4248	0.0040	0.4288	120	338.28	400	5.33	0.669	0.64	0.006	1.060	0.25	0.58	0.06	5.649	1.344	0.231	0.02	Autocurage vérifié
R49-R50	993.34	992.36	992.14	991.16	21.3	0.0460	0.4411	0.0042	0.4453	120	337.96	400	5.55	0.697	0.64	0.006	1.060	0.25	0.58	0.06	5.878	1.399	0.230	0.02	Autocurage vérifié
R50-R17	992.36	990.76	991.16	989.56	37.75	0.0424	0.4620	0.0044	0.4664	120	349.23	400	5.32	0.669	0.70	0.007	1.075	0.26	0.61	0.06	5.724	1.375	0.245	0.02	Autocurage vérifié

**Tableau VI.4:** Dimensionnement du Collecteur principal III :

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m³/s)	Qeu (m³/s)	Qt (m³/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																					
R51-R52	1001.02	1000.63	999.82	999.43	27.85	0.0140	0.0519	0.0005	0.0524	120	189.34	315	2.61	0.203	0.26	0.002	0.844	0.21	0.34	0.04	2.203	0.550	0.108	0.01	Autocurage vérifié
R52-R53	1000.63	999.42	999.43	998.22	44.04	0.0275	0.1038	0.0010	0.1048	120	216.40	315	3.65	0.285	0.37	0.004	0.919	0.22	0.42	0.04	3.359	0.817	0.132	0.01	Autocurage vérifié
R53-R54	999.42	997.41	998.22	996.21	46.45	0.0433	0.1237	0.0012	0.1249	120	212.22	315	4.59	0.357	0.35	0.003	0.909	0.22	0.41	0.04	4.167	1.015	0.128	0.01	Autocurage vérifié
R54-R55	997.41	995.77	996.21	994.57	52.14	0.0315	0.1435	0.0014	0.1449	120	238.25	315	3.91	0.305	0.48	0.005	0.985	0.24	0.49	0.05	3.852	0.921	0.153	0.02	Autocurage vérifié
R55-R56	995.77	995.06	994.57	993.86	28.67	0.0248	0.2068	0.0020	0.2088	120	285.73	315	3.47	0.270	0.77	0.007	1.101	0.27	0.66	0.06	3.822	0.925	0.208	0.02	Autocurage vérifié
R56-R57	995.06	993.95	993.86	992.75	26.11	0.0425	0.2246	0.0022	0.2268	120	266.32	315	4.55	0.354	0.64	0.006	1.060	0.25	0.58	0.06	4.820	1.150	0.182	0.02	Autocurage vérifié
R57-R58	993.95	992.91	992.75	991.71	27.23	0.0382	0.2424	0.0023	0.2447	120	279.62	315	4.31	0.336	0.73	0.007	1.085	0.26	0.63	0.06	4.676	1.130	0.199	0.02	Autocurage vérifié
R58-R59	992.91	991.85	991.71	990.65	28.1	0.0377	0.2602	0.0025	0.2627	120	287.82	315	4.28	0.334	0.79	0.007	1.108	0.27	0.67	0.06	4.743	1.148	0.211	0.02	Autocurage vérifié
R59-R60	991.85	990.35	990.65	989.15	33.06	0.0454	0.2870	0.0028	0.2898	120	288.43	315	4.70	0.366	0.79	0.008	1.109	0.27	0.67	0.06	5.210	1.262	0.212	0.02	Autocurage vérifié
R60-R61	990.35	987.79	987.65	986.59	23.25	0.0456	0.3674	0.0035	0.3709	120	316.12	315	4.71	0.367	1.01	0.009	1.145	0.29	0.82	0.07	5.389	1.366	0.259	0.02	Autocurage vérifié
R61-R62	987.79	987.45	986.59	986.25	48.9	0.0070	0.6073	0.0058	0.6131	120	543.05	630	2.92	0.909	0.67	0.007	1.069	0.26	0.60	0.06	3.120	0.749	0.376	0.04	Autocurage vérifié
R62-R63	987.45	986.94	986.25	985.74	55.24	0.0092	0.6341	0.0061	0.6401	120	523.33	630	3.36	1.048	0.61	0.006	1.052	0.25	0.56	0.05	3.537	0.841	0.353	0.03	Autocurage vérifié
R63-R64	986.94	986.68	985.74	985.18	50.42	0.0111	0.7004	0.0067	0.7071	120	524.72	630	3.69	1.149	0.62	0.006	1.053	0.25	0.56	0.06	3.885	0.924	0.354	0.03	Autocurage vérifié
R64-R65	986.68	986.44	985.18	984.94	57.1	0.0042	0.7667	0.0074	0.7740	120	651.31	800	2.66	1.337	0.58	0.006	1.041	0.25	0.54	0.05	2.769	0.656	0.434	0.04	Autocurage vérifié
R65-R66	986.44	985.87	984.94	984.37	49.88	0.0114	0.8330	0.0080	0.8410	120	557.00	630	3.74	1.166	0.72	0.007	1.083	0.26	0.63	0.06	4.051	0.978	0.395	0.04	Autocurage vérifié
R66-R67	985.87	985.73	984.37	984.23	15.68	0.0089	1.3420	0.0130	1.3551	120	697.64	800	3.88	1.948	0.70	0.007	1.075	0.26	0.61	0.06	4.168	1.007	0.488	0.05	Autocurage vérifié
R67-R68	985.73	985.25	984.23	983.75	49.17	0.0098	1.3763	0.0134	1.3897	120	692.60	800	4.05	2.037	0.68	0.007	1.071	0.26	0.60	0.06	4.343	1.047	0.482	0.05	Autocurage vérifié
R68-R69	985.25	984.61	983.75	983.11	34.09	0.0188	1.4405	0.0140	1.4545	120	623.23	630	4.80	1.494	0.97	0.009	1.140	0.29	0.79	0.07	5.467	1.380	0.495	0.04	Autocurage vérifié
R69-R70	984.61	983.9	983.11	981.9	40.2	0.0301	1.4748	0.0144	1.4892	120	575.50	630	6.07	1.892	0.79	0.008	0.943	0.27	0.67	0.06	5.726	1.635	0.421	0.04	Autocurage vérifié
R70-R71	983.9	983.68	981.9	981.68	32.5	0.0068	1.7062	0.0167	1.7228	75	959.03	1000	2.45	1.922	0.90	0.009	1.138	0.28	0.74	0.07	2.787	0.687	0.735	0.07	Autocurage vérifié
R71-R72	983.68	983.28	981.68	981.28	69.26	0.0058	1.8436	0.0180	1.8616	75	1017.13	1200	2.55	2.887	0.64	0.006	1.061	0.25	0.58	0.06	2.711	0.651	0.695	0.07	Autocurage vérifié
R72-R73	983.28	983.02	981.28	981.02	63.83	0.0041	1.9123	0.0187	1.9310	75	1100.95	1200	2.15	2.425	0.80	0.008	1.111	0.27	0.67	0.06	2.383	0.580	0.810	0.08	Autocurage vérifié
R73-R74	983.02	982.76	981.02	980.76	61.04	0.0043	1.9810	0.0194	2.0004	75	1106.31	1200	2.19	2.480	0.81	0.008	1.115	0.27	0.68	0.06	2.446	0.596	0.817	0.08	Autocurage vérifié
R74-R23	982.76	982.52	980.76	980.52	48.24	0.0050	2.0054	0.0196	2.0250	75	1079.51	1200	2.37	2.680	0.76	0.007	1.095	0.27	0.65	0.06	2.596	0.632	0.778	0.07	Autocurage vérifié

**Tableau VI.5:** Dimensionnement du Collecteur principal IV :

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m³/s)	Qeu (m³/s)	Qt (m³/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																					
R75-R76	999.85	999.36	998.65	998.16	26.83	0.0183	0.0192	0.0002	0.0194	120	124.15	315	2.98	0.232	0.08	0.001	0.609	0.19	0.19	0.02	1.813	0.566	0.061	0.01	Autocurage vérifie
R76-R77	999.36	998.86	998.16	997.66	22.53	0.0222	0.0385	0.0004	0.0388	120	155.22	315	3.28	0.256	0.15	0.001	0.709	0.20	0.26	0.03	2.328	0.649	0.083	0.01	Autocurage vérifie
R77-R78	998.86	998.42	997.66	997.22	22.25	0.0198	0.0577	0.0005	0.0583	120	184.67	315	3.10	0.241	0.24	0.002	0.828	0.21	0.33	0.03	2.566	0.644	0.104	0.01	Autocurage vérifie
R78-R79	998.42	997.98	997.22	996.78	26.41	0.0167	0.0770	0.0007	0.0777	120	212.42	315	2.85	0.222	0.35	0.003	0.909	0.22	0.41	0.04	2.587	0.626	0.129	0.01	Autocurage vérifie
R79-R80	997.98	997.62	996.78	996.42	25.69	0.0140	0.0962	0.0009	0.0971	120	238.58	315	2.61	0.203	0.48	0.004	0.986	0.23	0.49	0.05	2.574	0.610	0.153	0.01	Autocurage vérifie
R80-R81	997.62	997.42	996.42	996.22	61.95	0.0032	0.1539	0.0014	0.1553	120	374.72	400	1.47	0.185	0.84	0.008	1.128	0.27	0.70	0.06	1.657	0.397	0.281	0.03	Autocurage vérifie
R81-R82	997.42	997.26	996.22	996.06	30.29	0.0053	0.1732	0.0016	0.1748	120	357.11	400	1.88	0.236	0.74	0.007	1.089	0.26	0.64	0.06	2.047	0.489	0.256	0.02	Autocurage vérifie
R82-R83	997.26	996.95	996.06	995.75	30.35	0.0102	0.2185	0.0020	0.2206	120	344.37	400	2.61	0.328	0.67	0.006	1.068	0.25	0.60	0.06	2.792	0.663	0.238	0.02	Autocurage vérifie
R83-R84	996.95	996.5	995.75	995.3	30.75	0.0146	0.2447	0.0023	0.2470	120	335.85	400	3.13	0.393	0.63	0.006	1.057	0.25	0.57	0.05	3.306	0.780	0.228	0.02	Autocurage vérifie
R84-R85	996.5	996.11	995.3	994.91	15.76	0.0247	0.2970	0.0027	0.2997	120	327.28	400	4.07	0.511	0.59	0.005	1.044	0.24	0.55	0.05	4.245	0.996	0.218	0.02	Autocurage vérifie
R85-R86	996.11	995.51	994.91	994.31	30.32	0.0198	0.3396	0.0031	0.3428	120	358.90	400	3.64	0.457	0.75	0.007	1.093	0.26	0.65	0.06	3.975	0.952	0.258	0.02	Autocurage vérifie
R86-R87	995.51	994.96	994.31	993.76	29.28	0.0188	0.3822	0.0035	0.3858	120	378.85	400	3.54	0.445	0.87	0.008	1.134	0.27	0.72	0.06	4.018	0.968	0.287	0.03	Autocurage vérifie
R87-R88	994.96	994.41	993.76	993.21	33.48	0.0164	0.4249	0.0040	0.4288	120	404.21	500	3.85	0.755	0.57	0.005	1.036	0.24	0.54	0.05	3.985	0.936	0.268	0.03	Autocurage vérifie
R88-R89	994.41	993.31	993.21	992.11	35.12	0.0313	0.4675	0.0044	0.4718	120	371.21	400	4.58	0.575	0.82	0.008	1.121	0.27	0.69	0.06	5.128	1.231	0.276	0.03	Autocurage vérifie
R89-R90	993.31	991.63	992.11	990.43	43.45	0.0387	0.5240	0.0049	0.5289	120	372.44	400	5.08	0.639	0.83	0.008	1.123	0.27	0.69	0.06	5.710	1.372	0.278	0.03	Autocurage vérifie
R90-R91	991.63	990.08	989.93	988.88	34	0.0309	0.6257	0.0059	0.6315	120	415.19	500	5.27	1.035	0.61	0.006	1.052	0.25	0.56	0.05	5.545	1.309	0.280	0.03	Autocurage vérifie
R91-R92	990.08	988.87	988.88	987.67	30.41	0.0398	0.6822	0.0064	0.6886	120	408.97	500	5.98	1.174	0.59	0.005	0.974	0.25	0.55	0.05	5.829	1.471	0.273	0.03	Autocurage vérifie
R92-R93	988.87	988.32	987.67	987.12	43.93	0.0125	0.6957	0.0065	0.7022	120	511.73	630	3.92	1.220	0.58	0.005	1.039	0.24	0.54	0.05	4.070	0.958	0.340	0.03	Autocurage vérifie
R93-R94	988.32	986.68	987.12	985.48	41.83	0.0392	0.7765	0.0073	0.7838	120	430.52	500	5.94	1.166	0.67	0.006	0.965	0.25	0.60	0.06	5.732	1.513	0.298	0.03	Autocurage vérifie
R94-R95	986.68	985.95	985.48	984.75	27.09	0.0269	0.7854	0.0074	0.7927	120	463.85	500	4.92	0.966	0.82	0.008	1.120	0.27	0.69	0.06	5.517	1.328	0.345	0.03	Autocurage vérifie
R95-R96	985.95	983.74	983.75	982.54	39.39	0.0307	0.7943	0.0075	0.8017	120	454.51	500	5.26	1.032	0.78	0.007	1.103	0.27	0.66	0.06	5.801	1.395	0.331	0.03	Autocurage vérifie
R96-R97	983.74	982.75	982.54	980.95	45.43	0.0350	0.8031	0.0075	0.8107	120	445.38	500	5.61	1.101	0.74	0.007	1.016	0.26	0.64	0.06	5.702	1.466	0.318	0.03	Autocurage vérifie
R97-R98	982.75	982.01	980.95	980.01	51.85	0.0181	1.7230	0.0160	1.7390	120	670.78	800	5.53	2.776	0.63	0.006	1.056	0.25	0.57	0.05	5.838	1.377	0.455	0.04	Autocurage vérifie

Tableau VI.5: Dimensionnement du Collecteur principal IV (suite) :

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m <sup>3</sup> /s)	Qeu (m <sup>3</sup> /s)	Qt (m <sup>3</sup> /s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																					
R98-R99	982.01	981.76	980.01	979.76	38.29	0.0065	1.7230	0.0160	1.7390	75	968.92	1000	2.41	1.888	0.92	0.008	1.139	0.28	0.75	0.07	2.740	0.669	0.750	0.07	Autocurage vérifie
R99-R100	981.76	981.53	979.76	979.53	36.18	0.0064	1.7230	0.0160	1.7390	75	973.78	1000	2.37	1.863	0.93	0.009	1.139	0.28	0.76	0.07	2.704	0.663	0.758	0.07	Autocurage vérifie
R100-R101	981.53	981.2	979.53	979.2	68.08	0.0048	1.7230	0.0160	1.7390	75	1024.58	1200	2.34	2.645	0.66	0.006	1.065	0.25	0.59	0.06	2.491	0.591	0.704	0.07	Autocurage vérifie
R101-R102	981.2	980.85	979.2	978.85	61.65	0.0057	1.7230	0.0160	1.7390	75	994.66	1000	2.24	1.760	0.99	0.009	1.141	0.28	0.80	0.07	2.560	0.638	0.798	0.07	Autocurage vérifie
R102-R103	980.85	980.57	978.85	978.57	34.38	0.0081	1.7230	0.0160	1.7390	75	929.59	1000	2.69	2.109	0.82	0.008	1.122	0.27	0.69	0.06	3.014	0.722	0.692	0.06	Autocurage vérifie
R103-R104	980.57	980.37	978.57	978.37	33.43	0.0060	1.7230	0.0160	1.7390	75	984.93	1000	2.30	1.807	0.96	0.009	1.140	0.28	0.78	0.07	2.623	0.649	0.777	0.07	Autocurage vérifie
R104-R105	980.37	979.6	978.37	977.8	43.8	0.0130	1.7230	0.0160	1.7390	120	713.80	800	4.68	2.352	0.74	0.007	1.089	0.26	0.64	0.06	5.097	1.220	0.511	0.05	Autocurage vérifie
R105-R106	979.6	979	977.8	977.2	44.56	0.0135	1.7230	0.0160	1.7390	120	709.26	800	4.76	2.393	0.73	0.007	1.084	0.26	0.63	0.06	5.164	1.235	0.504	0.05	Autocurage vérifie
R106-R107	979	978.5	977.2	976.7	48.87	0.0102	1.7230	0.0160	1.7390	120	746.74	800	4.15	2.086	0.83	0.008	1.125	0.27	0.70	0.06	4.670	1.120	0.558	0.05	Autocurage vérifie
R107-R108	978.5	978	976.7	976.2	33.52	0.0149	1.7230	0.0160	1.7390	120	695.77	800	5.01	2.518	0.69	0.006	1.073	0.26	0.61	0.06	5.380	1.282	0.486	0.05	Autocurage vérifie
R108-R25	978	977	975.2	974.5	39.04	0.0179	1.7474	0.0162	1.7636	120	675.73	800	5.50	2.761	0.64	0.006	1.060	0.25	0.58	0.06	5.824	1.377	0.461	0.04	Autocurage vérifie

Tableau VI.6: Dimensionnement du Collecteur principal V :

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m³/s)	Qeu (m³/s)	Qt (m³/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																					
R109-R110	998.64	998.31	997.44	997.11	31.32	0.0105	0.0310	0.0003	0.0313	120	164.62	315	2.26	0.176	0.18	0.002	0.746	0.20	0.28	0.03	1.689	0.454	0.090	0.01	Autocurage vérifie
R110-R111	998.31	997.62	997.11	996.42	35.48	0.0194	0.0620	0.0006	0.0626	120	190.32	315	3.07	0.239	0.26	0.002	0.848	0.21	0.35	0.04	2.607	0.646	0.109	0.01	Autocurage vérifie
R111-R112	997.62	996.51	996.42	995.31	34.35	0.0323	0.0789	0.0007	0.0797	120	189.41	315	3.96	0.309	0.26	0.002	0.845	0.21	0.34	0.03	3.348	0.831	0.108	0.01	Autocurage vérifie
R112-R113	996.51	995.83	995.31	994.63	58.8	0.0116	0.1297	0.0012	0.1309	120	276.64	315	2.37	0.185	0.71	0.006	1.079	0.26	0.62	0.06	2.557	0.610	0.195	0.02	Autocurage vérifie
R113-R114	995.83	995.37	994.63	994.17	32.14	0.0143	0.1786	0.0016	0.1802	120	299.66	315	2.64	0.205	0.88	0.008	1.136	0.27	0.72	0.06	2.996	0.722	0.228	0.02	Autocurage vérifie
R114-R115	995.37	995.2	994.17	994	30.32	0.0056	0.2237	0.0021	0.2257	120	388.71	400	1.94	0.243	0.93	0.008	1.139	0.28	0.75	0.07	2.206	0.539	0.302	0.03	Autocurage vérifie
R115-R116	995.2	995.05	994	993.85	32.29	0.0046	0.2688	0.0025	0.2712	120	431.38	500	2.04	0.401	0.68	0.006	1.069	0.25	0.60	0.06	2.187	0.519	0.299	0.03	Autocurage vérifie
R116-R117	995.05	994.87	993.85	993.67	31.16	0.0058	0.3177	0.0029	0.3206	120	440.92	500	2.28	0.447	0.72	0.007	1.081	0.26	0.62	0.06	2.465	0.589	0.312	0.03	Autocurage vérifie
R117-R118	994.87	994.53	993.67	993.33	24.07	0.0141	0.3555	0.0033	0.3587	120	388.90	400	3.07	0.386	0.93	0.009	1.139	0.28	0.76	0.07	3.501	0.856	0.302	0.03	Autocurage vérifie
R118-R119	994.53	992.65	993.33	991.45	23.41	0.0803	0.3743	0.0035	0.3778	120	286.26	315	6.25	0.487	0.78	0.007	0.942	0.26	0.66	0.06	5.885	1.649	0.209	0.02	Autocurage vérifie
R119-R120	992.65	992.24	991.45	991.04	26.16	0.0157	0.3932	0.0036	0.3969	120	396.11	400	3.24	0.407	0.98	0.009	1.140	0.28	0.79	0.07	3.691	0.916	0.315	0.03	Autocurage vérifie
R120-R121	992.24	991.07	991.04	989.87	46.16	0.0253	0.4108	0.0038	0.4146	120	367.96	400	4.12	0.517	0.80	0.007	1.113	0.27	0.68	0.06	4.583	1.097	0.271	0.02	Autocurage vérifie
R121-R122	991.07	989.95	989.87	988.75	38.82	0.0289	0.4284	0.0039	0.4324	120	364.83	400	4.39	0.552	0.78	0.007	1.106	0.26	0.67	0.06	4.857	1.162	0.267	0.02	Autocurage vérifie
R122-R123	989.95	989.14	988.75	987.94	33.49	0.0242	0.4460	0.0041	0.4501	120	382.83	400	4.02	0.505	0.89	0.008	1.138	0.27	0.73	0.07	4.575	1.105	0.293	0.03	Autocurage vérifie
R123-R124	989.14	987.54	987.94	986.34	50.65	0.0316	0.4636	0.0043	0.4679	120	369.46	400	4.59	0.577	0.81	0.007	1.117	0.27	0.68	0.06	5.132	1.228	0.273	0.02	Autocurage vérifie
R124-R125	987.54	987.16	986.34	985.96	28.88	0.0132	0.4812	0.0044	0.4857	120	441.52	500	3.44	0.675	0.72	0.007	1.082	0.26	0.63	0.06	3.723	0.888	0.313	0.03	Autocurage vérifie
R125-R126	987.16	986.99	985.96	985.79	28.26	0.0060	0.5280	0.0049	0.5329	120	529.42	630	2.71	0.846	0.63	0.006	1.058	0.25	0.57	0.05	2.871	0.676	0.360	0.03	Autocurage vérifie
R126-R127	986.99	986.9	985.79	985.7	8.73	0.0103	0.6357	0.0058	0.6416	120	513.05	630	3.55	1.107	0.58	0.005	1.041	0.24	0.54	0.05	3.699	0.867	0.342	0.03	Autocurage vérifie
R127-R128	986.9	985.84	985.7	984.64	28.93	0.0366	0.7168	0.0066	0.7234	120	423.10	500	5.74	1.127	0.64	0.006	1.012	0.25	0.58	0.05	5.811	1.436	0.289	0.03	Autocurage vérifie
R128-R129	985.84	984.03	983.64	982.83	30.57	0.0265	0.7316	0.0067	0.7383	120	453.07	500	4.88	0.958	0.77	0.007	1.101	0.26	0.66	0.06	5.375	1.284	0.329	0.03	Autocurage vérifie
R129-R130	984.03	983.64	982.83	982.44	24.97	0.0156	0.7908	0.0072	0.7981	120	515.08	630	4.37	1.363	0.59	0.005	1.043	0.24	0.55	0.05	4.563	1.069	0.344	0.03	Autocurage vérifie
R130-R131	983.64	983.1	982.44	981.9	54.36	0.0099	0.8500	0.0078	0.8578	120	576.08	630	3.49	1.087	0.79	0.007	1.108	0.26	0.67	0.06	3.866	0.923	0.422	0.04	Autocurage vérifie
R131-R97	983.1	982.75	981.9	981.55	24.52	0.0143	0.9199	0.0084	0.9283	120	554.40	630	4.18	1.303	0.71	0.006	1.080	0.26	0.62	0.06	4.515	1.075	0.391	0.04	Autocurage vérifie

**Tableau VI.7: Dimensionnement des Collecteurs secondaires (sous bassin 01) :**

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m <sup>3</sup> /s)	Qeu (m <sup>3</sup> /s)	Qt (m <sup>3</sup> /s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																					
N1-N2	1007.1	1006.86	1005.9	1005.66	27.25	0.0088	0.0178	0.0002	0.0179	120	138.18	315	2.07	0.161	0.11	0.001	0.650	0.19	0.23	0.03	1.346	0.399	0.071	0.01	Autocurage vérifie
N2-R4	1006.86	1005.82	1005.66	1004.62	29.16	0.0357	0.0356	0.0003	0.0359	120	137.86	315	4.16	0.324	0.11	0.001	0.650	0.19	0.23	0.03	2.704	0.804	0.071	0.01	Autocurage vérifie
N3-N4	1008.28	1007.25	1007.08	1006.05	29.65	0.0347	0.0310	0.0003	0.0313	120	131.55	315	4.11	0.320	0.10	0.001	0.631	0.19	0.21	0.02	2.591	0.788	0.066	0.01	Autocurage vérifie
N4-N5	1007.25	1005.58	1006.05	1004.38	29.03	0.0575	0.0415	0.0004	0.0418	120	133.51	315	5.29	0.412	0.10	0.001	0.636	0.19	0.22	0.03	3.365	1.015	0.068	0.01	Autocurage vérifie
N5-N6	1005.58	1004.31	1004.38	1003.11	25.71	0.0494	0.0510	0.0005	0.0515	120	148.46	315	4.90	0.382	0.13	0.001	0.684	0.20	0.25	0.03	3.352	0.959	0.078	0.01	Autocurage vérifie
N6-R6	1004.31	1002.5	1003.11	1001.3	34.67	0.0522	0.0605	0.0006	0.0611	120	156.69	315	5.04	0.392	0.16	0.001	0.714	0.20	0.27	0.03	3.599	0.999	0.084	0.01	Autocurage vérifie
N7-N8	1003.09	1001.94	1001.89	1000.74	30.1	0.0382	0.0288	0.0003	0.0290	120	125.72	315	4.31	0.336	0.09	0.001	0.613	0.19	0.20	0.02	2.643	0.820	0.062	0.01	Autocurage vérifie
N8-N9	1001.94	1000.66	1000.74	999.46	34.78	0.0368	0.0576	0.0005	0.0581	120	164.18	315	4.23	0.329	0.18	0.002	0.744	0.20	0.28	0.03	3.149	0.848	0.089	0.01	Autocurage vérifie
N9-R8	1000.66	999.6	999.46	998.4	37.3	0.0284	0.0804	0.0007	0.0812	120	195.38	315	3.72	0.289	0.28	0.003	0.864	0.21	0.36	0.04	3.211	0.788	0.113	0.01	Autocurage vérifie
N11-N12	1009.37	1008.9	1008.17	1007.7	25.64	0.0183	0.0150	0.0001	0.0151	120	112.90	315	2.98	0.233	0.06	0.001	0.572	0.19	0.17	0.02	1.708	0.561	0.054	0.01	Autocurage vérifie
N10-N12	1010.03	1008.9	1008.83	1007.7	20.97	0.0539	0.0150	0.0001	0.0151	120	92.23	315	5.12	0.399	0.04	0.000	0.485	0.18	0.13	0.02	2.481	0.945	0.041	0.01	Autocurage vérifie
N12-N13	1008.9	1007.99	1007.7	1006.79	14.65	0.0621	0.0592	0.0006	0.0598	120	150.45	315	5.49	0.428	0.14	0.001	0.691	0.20	0.25	0.03	3.797	1.079	0.080	0.01	Autocurage vérifie
N13-N14	1007.99	1005.95	1006.79	1004.75	40.24	0.0507	0.1276	0.0012	0.1288	120	208.42	315	4.96	0.387	0.33	0.003	0.899	0.22	0.40	0.04	4.464	1.083	0.125	0.01	Autocurage vérifie
N14-N15	1005.95	1003.86	1004.75	1002.66	48.39	0.0432	0.1545	0.0014	0.1559	120	230.73	315	4.58	0.357	0.44	0.004	0.960	0.23	0.46	0.05	4.399	1.050	0.146	0.01	Autocurage vérifie
N20-N15	1005.97	1003.86	1004.77	1002.66	26.84	0.0786	0.0269	0.0003	0.0271	120	107.04	315	6.18	0.481	0.06	0.001	0.550	0.19	0.16	0.02	3.402	1.154	0.050	0.01	Autocurage vérifie
N15-N16	1003.86	1003.36	1002.66	1002.16	20.3	0.0246	0.2082	0.0019	0.2102	120	286.73	315	3.46	0.270	0.78	0.007	1.104	0.26	0.66	0.06	3.821	0.914	0.209	0.02	Autocurage vérifie
N16-N17	1003.36	1002.23	1002.16	1001.03	33.75	0.0335	0.2638	0.0024	0.2663	120	295.81	315	4.03	0.314	0.85	0.008	1.129	0.27	0.71	0.06	4.556	1.092	0.222	0.02	Autocurage vérifie
N17-N18	1002.23	1001.38	1001.03	1000.18	21.23	0.0400	0.3194	0.0030	0.3224	120	307.32	315	4.41	0.344	0.94	0.009	1.139	0.28	0.76	0.07	5.026	1.233	0.240	0.02	Autocurage vérifie
N18-N19	1001.38	998.99	1000.18	997.79	42.95	0.0556	0.3350	0.0031	0.3380	120	294.11	315	5.20	0.405	0.83	0.008	1.125	0.27	0.70	0.06	5.853	1.402	0.220	0.02	Autocurage vérifie
N21-N22	1000.47	1000.31	999.27	999.11	19	0.0084	0.0155	0.0001	0.0157	120	132.42	315	2.02	0.158	0.10	0.001	0.633	0.19	0.21	0.02	1.281	0.387	0.067	0.01	Autocurage vérifie
N22-N23	1000.31	1000.1	999.11	998.9	24	0.0087	0.0311	0.0003	0.0313	120	170.54	315	2.06	0.161	0.20	0.002	0.771	0.20	0.30	0.03	1.590	0.419	0.094	0.01	Autocurage vérifie
N23-N24	1000.1	1000.03	998.9	998.83	14.99	0.0047	0.0466	0.0004	0.0470	120	223.34	315	1.51	0.117	0.40	0.004	0.938	0.23	0.44	0.04	1.413	0.340	0.139	0.01	Autocurage vérifie
N24-N19	1000.03	998.99	998.83	997.79	25	0.0416	0.0621	0.0006	0.0627	120	165.09	315	4.50	0.350	0.18	0.002	0.748	0.20	0.29	0.03	3.364	0.903	0.090	0.01	Autocurage vérifie
N19-R10	998.99	998.61	997.79	997.41	46.89	0.0081	0.4126	0.0038	0.4164	120	456.40	500	2.70	0.530	0.79	0.007	1.107	0.26	0.67	0.06	2.989	0.715	0.334	0.03	Autocurage vérifie
N25-N26	1005.8	1004.53	1004.6	1003.33	35.29	0.0360	0.0170	0.0002	0.0171	120	104.33	315	4.18	0.326	0.05	0.000	0.540	0.19	0.15	0.02	2.257	0.779	0.048	0.01	Autocurage vérifie
N26-N27	1004.53	1004	1003.33	1002.8	13.55	0.0391	0.0340	0.0003	0.0343	120	133.17	315	4.36	0.340	0.10	0.001	0.635	0.19	0.21	0.03	2.770	0.836	0.068	0.01	Autocurage vérifie
N27-R38	1004	1003.7	1002.8	1002.5	70.17	0.0043	0.0509	0.0005	0.0514	120	234.81	315	1.44	0.112	0.46	0.004	0.974	0.23	0.48	0.05	1.403	0.334	0.150	0.01	Autocurage vérifie

**Tableau VI.8:** Dimensionnement des Collecteurs secondaires (sous bassin 02) :

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m <sup>3</sup> /s)	Qeu (m <sup>3</sup> /s)	Qt (m <sup>3</sup> /s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																					
N28-N29	999.19	997.76	997.99	996.56	20.8	0.0688	0.0286	0.0003	0.0289	120	112.36	315	5.78	0.450	0.06	0.0006	0.570	0.19	0.17	0.02	3.296	1.086	0.053	0.01	Autocurage vérifie
N29-N30	997.76	995.77	996.56	994.57	46.45	0.0428	0.0572	0.0006	0.0577	120	159.22	315	4.56	0.355	0.16	0.0016	0.724	0.20	0.27	0.03	3.305	0.912	0.086	0.01	Autocurage vérifie
N41-N42	998.45	997.21	997.25	996.01	23.32	0.0532	0.0286	0.0003	0.0289	120	117.90	315	5.08	0.396	0.07	0.0007	0.589	0.19	0.18	0.02	2.995	0.961	0.057	0.01	Autocurage vérifie
N42-N30	997.21	995.77	996.01	994.57	38.56	0.0373	0.0572	0.0006	0.0577	120	163.37	315	4.26	0.332	0.17	0.0017	0.741	0.20	0.28	0.03	3.158	0.858	0.089	0.01	Autocurage vérifie
N30-N31	995.77	994.18	994.57	992.98	31.7	0.0502	0.1686	0.0016	0.1702	120	231.88	315	4.94	0.385	0.44	0.0043	0.964	0.23	0.47	0.05	4.759	1.147	0.147	0.01	Autocurage vérifie
N31-N32	994.18	992.52	992.98	991.32	32.93	0.0504	0.2228	0.0022	0.2250	120	257.20	315	4.95	0.386	0.58	0.0056	1.043	0.25	0.54	0.05	5.160	1.226	0.171	0.02	Autocurage vérifie
N32-N33	992.52	991.06	991.32	989.86	61.93	0.0236	0.2771	0.0027	0.2798	120	321.83	400	3.97	0.499	0.56	0.0054	1.033	0.25	0.53	0.05	4.101	0.973	0.213	0.02	Autocurage vérifie
N43-N44	991.8	991.21	990.6	990.01	54.67	0.0108	0.0185	0.0002	0.0187	120	134.99	315	2.29	0.178	0.10	0.0010	0.641	0.19	0.22	0.03	1.468	0.442	0.069	0.01	Autocurage vérifie
N44-N34	991.21	990.9	990.01	989.7	31.25	0.0099	0.0370	0.0004	0.0373	120	177.85	315	2.20	0.171	0.22	0.0021	0.801	0.21	0.31	0.03	1.759	0.453	0.099	0.01	Autocurage vérifie
N33-N34	991.06	990.9	989.86	989.7	12.69	0.0126	0.2955	0.0029	0.2984	120	370.77	400	2.90	0.365	0.82	0.0079	1.120	0.27	0.69	0.06	3.250	0.790	0.275	0.03	Autocurage vérifie
N34-N35	990.9	989.83	989.7	988.63	31.58	0.0339	0.3510	0.0034	0.3544	120	328.56	400	4.76	0.598	0.59	0.0057	1.046	0.25	0.55	0.05	4.978	1.183	0.220	0.02	Autocurage vérifie
N45-N46	991.39	990.44	990.19	989.24	23.1	0.0411	0.0185	0.0002	0.0187	120	105.04	315	4.47	0.348	0.05	0.0005	0.542	0.19	0.16	0.02	2.425	0.835	0.049	0.01	Autocurage vérifie
N46-N35	990.44	989.83	989.24	988.63	28.85	0.0211	0.0370	0.0004	0.0373	120	154.32	315	3.21	0.250	0.15	0.0014	0.705	0.20	0.26	0.03	2.261	0.636	0.082	0.01	Autocurage vérifie
N35-N36	989.83	988.24	988.63	987.04	42.3	0.0376	0.4064	0.0039	0.4104	120	340.44	400	5.01	0.630	0.65	0.0063	1.063	0.25	0.58	0.06	5.330	1.278	0.233	0.02	Autocurage vérifie
N47-N36	989.63	988.24	988.43	987.04	60.13	0.0231	0.0185	0.0002	0.0187	120	117.03	315	3.35	0.261	0.07	0.0007	0.586	0.19	0.18	0.02	1.965	0.633	0.057	0.01	Autocurage vérifie
N36-N37	988.24	988	987.04	986.8	33.38	0.0072	0.4434	0.0043	0.4477	120	479.63	500	2.54	0.499	0.90	0.0086	1.138	0.28	0.74	0.07	2.896	0.712	0.368	0.03	Autocurage vérifie
R'13-R13	997.08	995.48	995.88	994.28	26.42	0.0606	0.0146	0.0001	0.0147	120	89.43	315	5.43	0.423	0.03	0.0003	0.471	0.18	0.13	0.02	2.553	1.000	0.040	0.01	Autocurage vérifie
N59-N60	1004.59	1003.15	1003.39	1001.95	28.39	0.0507	0.0123	0.0001	0.0124	120	86.73	315	4.97	0.387	0.03	0.0003	0.457	0.18	0.12	0.02	2.268	0.914	0.038	0.01	Autocurage vérifie
N61-N60	1003.55	1003.15	1002.35	1001.95	44.01	0.0091	0.0123	0.0001	0.0124	120	119.72	315	2.10	0.164	0.08	0.0007	0.595	0.19	0.19	0.02	1.250	0.398	0.058	0.01	Autocurage vérifie
N60-R41	1003.15	1000.03	1001.95	998.83	39.26	0.0795	0.0338	0.0003	0.0342	120	116.46	315	6.22	0.484	0.07	0.0007	0.584	0.19	0.18	0.02	3.632	1.173	0.056	0.01	Autocurage vérifie
N62-N63	1004.07	1003.2	1002.87	1002	29.21	0.0298	0.0159	0.0002	0.0161	120	105.57	315	3.80	0.296	0.05	0.0005	0.545	0.19	0.16	0.02	2.072	0.711	0.049	0.01	Autocurage vérifie
N65-N63	1003.55	1003.2	1002.35	1002	39	0.0090	0.0159	0.0002	0.0161	120	132.20	315	2.09	0.163	0.10	0.0010	0.632	0.19	0.21	0.03	1.321	0.401	0.067	0.01	Autocurage vérifie
N63-N64	1003.2	1001.17	1002	999.97	33.84	0.0600	0.0467	0.0005	0.0471	120	138.54	315	5.40	0.421	0.11	0.0011	0.652	0.19	0.23	0.03	3.518	1.047	0.071	0.01	Autocurage vérifie
N66-N64	1001.62	1001.17	1000.42	999.97	33.7	0.0134	0.0148	0.0001	0.0150	120	119.39	315	2.55	0.198	0.08	0.0007	0.594	0.19	0.18	0.02	1.513	0.482	0.058	0.01	Autocurage vérifie
N64-R44	1001.17	998.56	999.97	997.36	33.84	0.0771	0.0763	0.0007	0.0771	120	158.90	315	6.12	0.477	0.16	0.0016	0.723	0.20	0.27	0.03	4.427	1.223	0.086	0.01	Autocurage vérifie
N67-R46	999.3	996.88	998.1	995.68	41.33	0.0586	0.0081	0.0001	0.0082	120	72.32	315	5.33	0.416	0.02	0.0002	0.379	0.18	0.10	0.02	2.019	0.973	0.031	0.01	Autocurage vérifie

**Tableau VI.8:** Dimensionnement des Collecteurs secondaires (sous bassin 02 suite) :

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m <sup>3</sup> /s)	Qeu (m <sup>3</sup> /s)	Qt (m <sup>3</sup> /s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																					
N68-R47	997.55	995.97	996.35	994.77	41.33	0.0382	0.0081	0.0001	0.0082	120	78.34	315	4.31	0.336	0.02	0.0002	0.412	0.18	0.11	0.02	1.774	0.789	0.034	0.01	Autocurage vérifié
N69-R48	995.5	994.26	994.3	993.06	41.33	0.0300	0.0081	0.0001	0.0082	120	81.98	315	3.82	0.297	0.03	0.0003	0.431	0.18	0.11	0.02	1.647	0.701	0.036	0.01	Autocurage vérifié
N70-R49	994.23	993.34	993.03	992.14	41.33	0.0215	0.0081	0.0001	0.0082	120	87.24	315	3.24	0.252	0.03	0.0003	0.459	0.18	0.12	0.02	1.486	0.596	0.039	0.01	Autocurage vérifié

**Tableau VI.9:** Dimensionnement des Collecteurs secondaires (sous bassin 03):

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m <sup>3</sup> /s)	Qeu (m <sup>3</sup> /s)	Qt (m <sup>3</sup> /s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																					
N71-R18	990.3	988.49	989.1	987.29	45.49	0.0398	0.0096	0.0001	0.0097	120	82.56	315	4.40	0.343	0.03	0.0003	0.435	0.18	0.12	0.02	1.911	0.808	0.036	0.01	Autocurage vérifié
N37-N38	988	986.25	986.8	985.05	34.76	0.0503	0.4707	0.0046	0.4753	120	340.54	400	5.80	0.729	0.65	0.006	0.891	0.26	0.58	0.06	5.17	1.480	0.234	0.02	Autocurage vérifié
N38-N39	986.25	985.95	985.05	984.75	50.14	0.0060	0.4981	0.0049	0.5029	120	518.57	630	2.71	0.843	0.60	0.006	1.047	0.25	0.55	0.05	2.835	0.675	0.347	0.03	Autocurage vérifié
N39-N40	985.95	985.54	984.75	984.34	18.23	0.0225	0.5254	0.0051	0.5305	120	412.76	500	4.50	0.883	0.60	0.006	1.049	0.25	0.55	0.05	4.718	1.125	0.277	0.03	Autocurage vérifié
N40-R20	985.54	984.82	984.34	983.62	30	0.0240	0.5527	0.0054	0.5582	120	415.59	500	4.65	0.912	0.61	0.006	1.052	0.25	0.56	0.06	4.890	1.168	0.280	0.03	Autocurage vérifié
N48-N49	985.68	985.42	984.48	984.22	27.86	0.0093	0.0270	0.0003	0.0273	120	159.97	315	2.13	0.166	0.16	0.002	0.727	0.20	0.27	0.03	1.549	0.429	0.086	0.01	Autocurage vérifié
N49-N50	985.42	983.65	984.22	982.45	41.77	0.0424	0.0540	0.0006	0.0546	120	156.21	315	4.54	0.354	0.15	0.002	0.713	0.20	0.27	0.03	3.234	0.907	0.084	0.01	Autocurage vérifié
N50-N51	983.65	981.41	982.45	980.21	57.19	0.0392	0.0810	0.0008	0.0819	120	184.57	315	4.36	0.340	0.24	0.002	0.827	0.21	0.33	0.04	3.610	0.920	0.104	0.01	Autocurage vérifié
N51-N52	981.41	978.99	980.21	977.79	60.26	0.0402	0.1080	0.0011	0.1092	120	204.63	315	4.42	0.344	0.32	0.003	0.890	0.22	0.39	0.04	3.931	0.972	0.121	0.01	Autocurage vérifié
N52-N53	978.99	977.3	977.79	976.1	39.73	0.0425	0.1351	0.0014	0.1364	120	220.11	315	4.55	0.354	0.39	0.004	0.929	0.23	0.43	0.04	4.223	1.038	0.136	0.01	Autocurage vérifié
N53-N54	977.3	975.45	976.1	974.25	43.68	0.0424	0.1621	0.0017	0.1637	120	235.87	315	4.54	0.353	0.46	0.005	0.977	0.24	0.48	0.05	4.433	1.077	0.151	0.02	Autocurage vérifié
N54-N55	975.45	973.25	974.25	972.05	38.37	0.0573	0.1891	0.0019	0.1910	120	236.11	315	5.28	0.411	0.46	0.005	0.978	0.24	0.48	0.05	5.163	1.254	0.151	0.02	Autocurage vérifié
N55-N56	973.25	973.11	972.05	971.91	12.83	0.0109	0.2161	0.0022	0.2183	120	338.82	400	2.70	0.339	0.64	0.007	1.061	0.26	0.58	0.06	2.866	0.696	0.231	0.02	Autocurage vérifié
N56-N57	973.11	971.77	971.91	970.57	30.77	0.0435	0.2342	0.0024	0.2366	120	269.38	315	4.60	0.358	0.66	0.007	1.065	0.26	0.59	0.06	4.902	1.194	0.185	0.02	Autocurage vérifié
N57-N58	971.77	970.84	970.57	969.64	37.58	0.0247	0.2523	0.0026	0.2549	120	307.98	315	3.47	0.270	0.94	0.010	1.139	0.29	0.76	0.07	3.951	1.004	0.241	0.02	Autocurage vérifié
N58-R29	970.84	969.33	969.64	968.13	60.09	0.0251	0.2704	0.0028	0.2732	120	315.19	315	3.49	0.272	1.00	0.010	1.144	0.30	0.81	0.07	3.997	1.033	0.256	0.02	Autocurage vérifié

Tableau VI.10: Dimensionnement des Collecteurs secondaires (sous bassin 04):

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m <sup>3</sup> /s)	Qeu (m <sup>3</sup> /s)	Qt (m <sup>3</sup> /s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																					
N72-N73	1000.98	1000.24	999.78	999.04	19.64	0.0377	0.0051	0.0001	0.0052	120	65.94	315	4.28	0.333	0.02	0.0003	0.344	0.18	0.09	0.02	1.472	0.778	0.028	0.01	Autocurage vérifie
N73-N74	1000.24	998.92	999.04	997.72	34.76	0.0380	0.0102	0.0001	0.0103	120	85.39	315	4.30	0.335	0.03	0.0003	0.450	0.18	0.12	0.02	1.932	0.790	0.038	0.01	Autocurage vérifie
N74-N77	998.92	996.71	997.72	995.51	33.82	0.0653	0.0153	0.0001	0.0155	120	89.79	315	5.64	0.439	0.04	0.0003	0.472	0.18	0.13	0.02	2.663	1.039	0.040	0.01	Autocurage vérifie
N75-N76	1001.13	999.695	999.93	998.495	15.05	0.0953	0.0051	0.0000	0.0052	120	55.41	315	6.81	0.530	0.01	0.0001	0.291	0.18	0.07	0.02	1.982	1.234	0.022	0.01	Autocurage vérifie
N76-N77	999.695	996.71	998.495	995.51	35.7	0.0836	0.0102	0.0001	0.0103	120	73.64	315	6.38	0.497	0.02	0.0002	0.386	0.18	0.10	0.02	2.459	1.164	0.032	0.01	Autocurage vérifie
N77-R55	996.71	995.77	995.51	994.57	18.44	0.0510	0.0454	0.0004	0.0459	120	141.36	315	4.98	0.388	0.12	0.0011	0.660	0.19	0.23	0.03	3.287	0.968	0.073	0.01	Autocurage vérifie
N82-N83	997.33	995.42	996.13	994.22	49.75	0.0384	0.0266	0.0003	0.0269	120	122.00	315	4.32	0.336	0.08	0.0008	0.602	0.19	0.19	0.02	2.601	0.820	0.060	0.01	Autocurage vérifie
N83-N79	995.42	991.86	994.22	990.66	39.87	0.0893	0.0532	0.0005	0.0537	120	135.06	315	6.59	0.513	0.10	0.0010	0.641	0.19	0.22	0.03	4.223	1.270	0.069	0.01	Autocurage vérifie
N78-N79	993.8	991.86	992.6	990.66	32.15	0.0603	0.0266	0.0003	0.0269	120	112.08	315	5.42	0.422	0.06	0.0006	0.569	0.19	0.17	0.02	3.083	1.017	0.053	0.01	Autocurage vérifie
N79-N80	991.86	988.79	990.66	987.59	53.21	0.0577	0.1065	0.0010	0.1075	120	190.09	315	5.30	0.412	0.26	0.0025	0.847	0.21	0.35	0.04	4.486	1.118	0.109	0.01	Autocurage vérifie
N84-N85	991.06	990.311	989.86	989.111	36.48	0.0205	0.0266	0.0003	0.0269	120	137.19	315	3.16	0.246	0.11	0.0010	0.647	0.19	0.22	0.03	2.045	0.611	0.070	0.01	Autocurage vérifie
N85-N80	990.311	988.79	989.111	987.59	51.64	0.0295	0.0532	0.0005	0.0537	120	166.27	315	3.78	0.295	0.18	0.0017	0.753	0.20	0.29	0.03	2.850	0.765	0.091	0.01	Autocurage vérifie
N80-N81	988.79	988.45	987.59	987.25	24.28	0.0140	0.1863	0.0018	0.1881	120	305.77	315	2.61	0.203	0.93	0.0088	1.139	0.28	0.75	0.07	2.973	0.735	0.237	0.02	Autocurage vérifie
N81-R61	988.45	987.79	987.25	986.59	43.96	0.0150	0.2131	0.0020	0.2151	120	317.40	400	3.17	0.398	0.54	0.0081	1.023	0.24	0.52	0.05	3.242	0.768	0.208	0.02	Autocurage vérifie
N86-N87	992.28	991.14	991.08	989.94	25.44	0.0448	0.0268	0.0003	0.0270	120	118.80	315	4.67	0.364	0.07	0.0007	0.592	0.19	0.18	0.02	2.763	0.883	0.058	0.01	Autocurage vérifie
N87-R60	991.14	990.35	989.94	989.15	30.51	0.0259	0.0536	0.0005	0.0541	120	170.75	315	3.55	0.276	0.20	0.0019	0.772	0.20	0.30	0.03	2.738	0.722	0.094	0.01	Autocurage vérifie

**Tableau VI.11:** Dimensionnement des Collecteurs secondaires (sous bassin 05):

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m <sup>3</sup> /s)	Qeu (m <sup>3</sup> /s)	Qt (m <sup>3</sup> /s)	Ks	Deal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																					
N97-N91	999.68	998.4	998.48	997.2	41.33	0.0310	0.0076	0.0001	0.0076	120	79.22	315	3.88	0.302	0.03	0.0002	0.416	0.18	0.11	0.02	1.616	0.711	0.035	0.01	Autocurage vérifie
N98-N92	997.24	996.74	996.04	995.54	41.33	0.0121	0.0076	0.0001	0.0076	120	94.49	315	2.42	0.189	0.04	0.0004	0.496	0.19	0.14	0.02	1.202	0.449	0.043	0.01	Autocurage vérifie
N99-N93	995.6	994.9	994.4	993.7	41.33	0.0169	0.0076	0.0001	0.0076	120	88.71	315	2.87	0.223	0.03	0.0003	0.467	0.18	0.13	0.02	1.340	0.529	0.040	0.01	Autocurage vérifie
N100-N94	994.4	993.5	993.2	992.3	41.33	0.0218	0.0076	0.0001	0.0076	120	84.63	315	3.25	0.253	0.03	0.0003	0.446	0.18	0.12	0.02	1.450	0.598	0.037	0.01	Autocurage vérifie
N101-N95	993.25	992.23	992.05	991.03	57.57	0.0177	0.0076	0.0001	0.0076	120	87.96	315	2.93	0.229	0.03	0.0003	0.463	0.18	0.12	0.02	1.359	0.541	0.039	0.01	Autocurage vérifie
N88-N89	1003.94	1002.42	1002.74	1001.22	27.2	0.0559	0.0076	0.0001	0.0076	120	70.92	315	5.21	0.406	0.02	0.0002	0.371	0.18	0.10	0.02	1.933	0.951	0.030	0.01	Autocurage vérifie
N89-N90	1002.42	1000.29	1001.22	999.09	27.1	0.0786	0.0151	0.0001	0.0153	120	86.27	315	6.18	0.481	0.03	0.0003	0.454	0.18	0.12	0.02	2.808	1.137	0.038	0.01	Autocurage vérifie
N90-N91	1000.29	998.4	999.09	997.2	25.4	0.0744	0.0227	0.0002	0.0229	120	101.48	315	6.01	0.468	0.05	0.0005	0.528	0.19	0.15	0.02	3.173	1.120	0.047	0.01	Autocurage vérifie
N91-N92	998.4	996.74	997.2	995.54	25.55	0.0650	0.0378	0.0004	0.0382	120	126.07	315	5.62	0.438	0.09	0.0009	0.614	0.19	0.20	0.02	3.452	1.073	0.063	0.01	Autocurage vérifie
N92-N93	996.74	994.9	995.54	993.7	27.5	0.0669	0.0529	0.0005	0.0534	120	142.23	315	5.70	0.444	0.12	0.0012	0.663	0.20	0.23	0.03	3.782	1.113	0.074	0.01	Autocurage vérifie
N93-N94	994.9	993.5	993.7	992.3	22.1	0.0633	0.0680	0.0007	0.0687	120	157.90	315	5.55	0.432	0.16	0.0016	0.719	0.20	0.27	0.03	3.990	1.109	0.085	0.01	Autocurage vérifie
N94-N95	993.5	992.23	992.3	991.03	19.15	0.0663	0.0831	0.0008	0.0839	120	168.79	315	5.68	0.442	0.19	0.0019	0.764	0.20	0.29	0.03	4.336	1.156	0.092	0.01	Autocurage vérifie
N95-N96	992.23	991	991.03	989.8	19.6	0.0628	0.0982	0.0010	0.0992	120	181.57	315	5.52	0.430	0.23	0.0023	0.816	0.21	0.32	0.03	4.507	1.152	0.102	0.01	Autocurage vérifie
N96-N112	991	988.58	989.8	987.38	58.7	0.0412	0.1157	0.0011	0.1169	120	208.92	315	4.48	0.349	0.34	0.0033	0.900	0.22	0.40	0.04	4.031	0.989	0.125	0.01	Autocurage vérifie
N114-N104	999.11	998.95	997.91	997.75	30.45	0.0053	0.0123	0.0001	0.0124	120	132.66	315	1.60	0.124	0.10	0.0010	0.634	0.19	0.21	0.03	1.013	0.308	0.067	0.01	Autocurage vérifie
N102-N103	999.86	999.67	998.66	998.47	24.12	0.0079	0.0123	0.0001	0.0124	120	122.96	315	1.96	0.152	0.08	0.0008	0.605	0.19	0.19	0.02	1.184	0.372	0.061	0.01	Autocurage vérifie
N103-N104	999.67	998.95	998.47	997.75	21.39	0.0337	0.0246	0.0002	0.0249	120	121.44	315	4.04	0.315	0.08	0.0008	0.600	0.19	0.19	0.02	2.428	0.768	0.060	0.01	Autocurage vérifie
N104-N105	998.95	998.47	997.75	997.27	26	0.0185	0.0492	0.0005	0.0497	120	176.27	315	3.00	0.233	0.21	0.0021	0.795	0.21	0.31	0.03	2.381	0.618	0.098	0.01	Autocurage vérifie
N105-N106	998.47	998.27	997.27	997.07	39.22	0.0051	0.0615	0.0006	0.0621	120	243.94	315	1.57	0.123	0.51	0.0050	1.004	0.24	0.50	0.05	1.581	0.379	0.158	0.02	Autocurage vérifie
N106-N107	998.27	997.94	997.07	996.74	28.95	0.0114	0.0738	0.0007	0.0746	120	224.63	315	2.35	0.183	0.41	0.0040	0.941	0.23	0.44	0.05	2.216	0.540	0.140	0.01	Autocurage vérifie
N117-N118	997.26	996.6	996.06	995.4	38.05	0.0173	0.0123	0.0001	0.0124	120	106.04	315	2.90	0.226	0.05	0.0005	0.546	0.19	0.16	0.02	1.587	0.543	0.049	0.01	Autocurage vérifie
N118-N108	996.6	996.4	995.4	995.2	32	0.0063	0.0246	0.0002	0.0249	120	166.53	315	1.74	0.136	0.18	0.0018	0.754	0.20	0.29	0.03	1.315	0.354	0.091	0.01	Autocurage vérifie
N119-N109	994.66	994.46	993.46	993.26	32.26	0.0062	0.0161	0.0002	0.0163	120	142.38	315	1.74	0.135	0.12	0.0012	0.664	0.20	0.24	0.03	1.152	0.339	0.074	0.01	Autocurage vérifie
N120-N121	994.52	994.31	993.32	993.11	24.19	0.0087	0.0161	0.0002	0.0163	120	133.67	315	2.05	0.160	0.10	0.0010	0.637	0.19	0.22	0.03	1.308	0.396	0.068	0.01	Autocurage vérifie

**Tableau VI.11:** Dimensionnement des Collecteurs secondaires (sous bassin 05 suite):

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																					
N121-N123	994.31	991.8	993.11	990.6	29.03	0.0865	0.0323	0.0003	0.0326	120	112.65	315	6.48	0.505	0.06	0.0006	0.571	0.19	0.17	0.02	3.703	1.220	0.054	0.01	Autocurage vérifie
N122-N123	992.42	991.8	991.22	990.6	36.43	0.0170	0.0161	0.0002	0.0163	120	117.82	315	2.88	0.224	0.07	0.0007	0.589	0.19	0.18	0.02	1.693	0.544	0.057	0.01	Autocurage vérifie
N123-N124	991.8	990.08	990.6	988.88	31.84	0.0540	0.0629	0.0006	0.0635	120	158.01	315	5.12	0.399	0.16	0.0016	0.720	0.20	0.27	0.03	3.687	1.024	0.085	0.01	Autocurage vérifie
N124-N125	990.08	987.85	988.88	986.65	41.19	0.0541	0.0774	0.0008	0.0782	120	170.71	315	5.13	0.400	0.20	0.0019	0.772	0.20	0.30	0.03	3.959	1.048	0.094	0.01	Autocurage vérifie
N125-N113	987.85	986.85	986.65	985.65	46.9	0.0213	0.0919	0.0009	0.0928	120	216.81	315	3.22	0.251	0.37	0.0036	0.920	0.23	0.42	0.04	2.962	0.724	0.133	0.01	Autocurage vérifie
N115-N116	1001.38	999.81	1000.18	998.61	36.2	0.0434	0.0175	0.0002	0.0177	120	101.95	315	4.59	0.358	0.05	0.0005	0.530	0.19	0.15	0.02	2.432	0.855	0.047	0.01	Autocurage vérifie
N116-N107	999.81	997.94	998.61	996.74	27.75	0.0674	0.0350	0.0003	0.0354	120	121.73	315	5.72	0.446	0.08	0.0008	0.601	0.19	0.19	0.02	3.441	1.088	0.060	0.01	Autocurage vérifie
N107-N108	997.94	996.4	996.74	995.2	22.93	0.0672	0.1264	0.0013	0.1277	120	197.06	315	5.71	0.445	0.29	0.0028	0.869	0.22	0.36	0.04	4.965	1.230	0.115	0.01	Autocurage vérifie
N108-N109	996.4	994.46	995.2	993.26	25.3	0.0767	0.1685	0.0017	0.1702	120	214.12	315	6.11	0.476	0.36	0.0035	0.913	0.22	0.41	0.04	5.576	1.365	0.130	0.01	Autocurage vérifie
N109-N110	994.46	992.64	993.26	991.44	28.77	0.0633	0.2022	0.0020	0.2042	120	237.68	315	5.55	0.432	0.47	0.0046	0.983	0.24	0.48	0.05	5.452	1.313	0.152	0.02	Autocurage vérifie
N110-N111	992.64	990.37	991.44	989.17	28.59	0.0794	0.2197	0.0022	0.2219	120	234.97	315	6.21	0.484	0.46	0.0045	0.815	0.24	0.48	0.05	5.053	1.461	0.150	0.02	Autocurage vérifie
N111-N112	990.37	988.58	989.17	987.38	43.13	0.0415	0.2373	0.0024	0.2396	120	273.11	315	4.49	0.350	0.68	0.0067	1.072	0.26	0.60	0.06	4.814	1.167	0.190	0.02	Autocurage vérifie
N112-N113	988.58	986.85	987.38	985.65	29.53	0.0586	0.3679	0.0036	0.3715	120	301.79	315	5.34	0.416	0.89	0.0088	0.950	0.28	0.73	0.07	5.069	1.502	0.231	0.02	Autocurage vérifie
N113-R66	986.85	985.87	985.65	984.67	23.99	0.0409	0.4747	0.0047	0.4794	120	355.28	400	5.23	0.656	0.73	0.0072	1.086	0.26	0.63	0.06	5.673	1.383	0.253	0.02	Autocurage vérifie
N131-N132	989.42	987.69	988.22	986.49	31.73	0.0545	0.0149	0.0001	0.0150	120	91.90	315	5.15	0.401	0.04	0.0004	0.483	0.18	0.13	0.02	2.487	0.951	0.041	0.01	Autocurage vérifie
N132-R68	987.69	985.25	986.49	984.05	36.57	0.0667	0.0298	0.0003	0.0301	120	114.75	315	5.69	0.444	0.07	0.0007	0.579	0.19	0.17	0.02	3.295	1.074	0.055	0.01	Autocurage vérifie
N126-N127	990.25	989.75	989.05	988.55	36.13	0.0138	0.0325	0.0003	0.0328	120	159.28	315	2.59	0.202	0.16	0.0016	0.725	0.20	0.27	0.03	1.879	0.520	0.086	0.01	Autocurage vérifie
N128-N127	990.68	989.75	989.48	988.55	37.43	0.0248	0.0325	0.0003	0.0328	120	142.73	315	3.48	0.271	0.12	0.0012	0.665	0.20	0.24	0.03	2.310	0.679	0.074	0.01	Autocurage vérifie
N127-N129	989.75	988.32	988.55	987.12	23.21	0.0616	0.0976	0.0010	0.0985	120	181.75	315	5.47	0.426	0.23	0.0023	0.817	0.21	0.32	0.03	4.469	1.142	0.102	0.01	Autocurage vérifie
N129-N130	988.32	986.92	987.12	985.72	34.67	0.0404	0.1301	0.0013	0.1314	120	219.14	315	4.43	0.345	0.38	0.0037	0.926	0.23	0.43	0.04	4.104	1.002	0.135	0.01	Autocurage vérifie
N130-R70	986.92	983.9	985.72	982.7	69.29	0.0436	0.1626	0.0016	0.1642	120	234.88	315	4.60	0.359	0.46	0.0045	0.974	0.24	0.48	0.05	4.482	1.082	0.150	0.02	Autocurage vérifie
N185-R71	984.63	983.68	983.43	982.48	47.5	0.0200	0.0687	0.0007	0.0694	120	196.77	315	3.12	0.243	0.29	0.0028	0.868	0.22	0.36	0.04	2.707	0.671	0.114	0.01	Autocurage vérifie

**Tableau VI.12:** Dimensionnement des Collecteurs secondaires (sous bassin 06):

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m <sup>3</sup> /s)	Qeu (m <sup>3</sup> /s)	Qt (m <sup>3</sup> /s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																					
N133-N134	998.24	998.14	997.04	996.94	22.72	0.0044	0.0192	0.0002	0.0194	120	162.11	315	1.46	0.114	0.17	0.0016	0.736	0.20	0.28	0.03	1.076	0.292	0.088	0.01	Autocurage non vérifie
N134-R80	998.14	997.62	996.94	996.42	27.46	0.0189	0.0385	0.0004	0.0388	120	159.91	315	3.03	0.236	0.16	0.0015	0.727	0.20	0.27	0.03	2.206	0.604	0.086	0.01	Autocurage vérifie
N135-R82	997.64	997.26	996.44	996.06	28.19	0.0135	0.0192	0.0002	0.0194	120	131.42	315	2.56	0.199	0.10	0.0009	0.630	0.19	0.21	0.02	1.613	0.490	0.066	0.01	Autocurage vérifie
N136-R84	997.03	996.5	995.83	995.3	43.9	0.0121	0.0262	0.0002	0.0264	120	150.54	315	2.42	0.189	0.14	0.0013	0.691	0.20	0.25	0.03	1.675	0.476	0.080	0.01	Autocurage vérifie
N150-N151	998.02	997.78	996.82	996.58	31.63	0.0076	0.0169	0.0002	0.0171	120	139.48	315	1.92	0.150	0.11	0.0010	0.654	0.19	0.23	0.03	1.257	0.371	0.072	0.01	Autocurage vérifie
N151-R112	997.78	996.51	996.58	995.31	25.67	0.0495	0.0338	0.0003	0.0341	120	127.27	315	4.90	0.382	0.09	0.0008	0.618	0.19	0.20	0.02	3.030	0.934	0.064	0.01	Autocurage vérifie
N152-N153	997.27	996.6	996.07	995.4	29.07	0.0230	0.0169	0.0002	0.0171	120	113.25	315	3.35	0.261	0.07	0.0006	0.573	0.19	0.17	0.02	1.919	0.628	0.054	0.01	Autocurage vérifie
N153-R113	996.6	995.83	995.4	994.63	31.29	0.0246	0.0338	0.0003	0.0341	120	145.07	315	3.46	0.269	0.13	0.0012	0.672	0.19	0.24	0.03	2.326	0.674	0.076	0.01	Autocurage vérifie
N154-N155	997.15	996.14	995.95	994.94	29.6	0.0341	0.0150	0.0001	0.0152	120	100.66	315	4.07	0.317	0.05	0.0004	0.524	0.19	0.15	0.02	2.134	0.756	0.046	0.01	Autocurage vérifie
N155-R114	996.14	995.37	994.94	994.17	32.69	0.0236	0.0301	0.0003	0.0303	120	139.94	315	3.38	0.264	0.12	0.0011	0.656	0.19	0.23	0.03	2.219	0.655	0.072	0.01	Autocurage vérifie
N156-N157	997.1	996.17	995.9	994.97	31.96	0.0291	0.0150	0.0001	0.0152	120	103.71	315	3.76	0.293	0.05	0.0005	0.537	0.19	0.15	0.02	2.020	0.700	0.048	0.01	Autocurage vérifie
N157-R115	996.17	995.2	994.97	994	39.09	0.0248	0.0301	0.0003	0.0303	120	138.58	315	3.47	0.271	0.11	0.0010	0.652	0.19	0.23	0.03	2.263	0.671	0.071	0.01	Autocurage vérifie
N158-N159	996.89	996.33	995.69	995.13	33.77	0.0166	0.0150	0.0001	0.0152	120	115.25	315	2.84	0.221	0.07	0.0006	0.580	0.19	0.18	0.02	1.647	0.534	0.055	0.01	Autocurage vérifie
N159-R116	996.33	995.05	995.13	993.85	49.1	0.0261	0.0301	0.0003	0.0303	120	137.30	315	3.56	0.277	0.11	0.0010	0.648	0.19	0.22	0.03	2.306	0.687	0.071	0.01	Autocurage vérifie
N160-R117	996.99	994.87	995.79	993.67	52.19	0.0406	0.0189	0.0002	0.0191	120	106.12	315	4.44	0.346	0.06	0.0005	0.547	0.19	0.16	0.02	2.430	0.829	0.050	0.01	Autocurage vérifie
N165-N166	996.47	995.3	995.27	994.1	36.63	0.0319	0.0189	0.0002	0.0191	120	111.01	315	3.94	0.307	0.06	0.0006	0.565	0.19	0.17	0.02	2.228	0.738	0.053	0.01	Autocurage vérifie
N166-N167	995.3	993.71	994.1	992.51	29.05	0.0547	0.0378	0.0003	0.0381	120	130.14	315	5.16	0.402	0.09	0.0009	0.626	0.19	0.21	0.02	3.231	0.986	0.066	0.01	Autocurage vérifie

**Tableau VI.13:** Dimensionnement des Collecteurs secondaires (sous bassin 07):

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m <sup>3</sup> /s)	Qeu (m <sup>3</sup> /s)	Qt (m <sup>3</sup> /s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																					
N137-N138	996.71	995.76	995.51	994.56	27.45	0.0346	0.0113	0.0001	0.0114	120	90.22	315	4.10	0.319	0.04	0.0003	0.475	0.18	0.13	0.02	1.947	0.756	0.040	0.01	Autocurage vérifie
N138-N139	995.76	994.29	994.56	993.09	31.55	0.0466	0.0226	0.0002	0.0228	120	110.65	315	4.76	0.371	0.06	0.0006	0.564	0.19	0.17	0.02	2.684	0.892	0.052	0.01	Autocurage vérifie
N139-N140	994.29	992.81	993.09	991.61	34.87	0.0424	0.0339	0.0003	0.0342	120	131.10	315	4.54	0.354	0.10	0.0009	0.629	0.19	0.21	0.03	2.858	0.871	0.066	0.01	Autocurage vérifie
N140-R90	992.81	991.63	991.61	990.43	31.93	0.0370	0.0452	0.0004	0.0456	120	149.87	315	4.24	0.330	0.14	0.0013	0.689	0.20	0.25	0.03	2.920	0.833	0.079	0.01	Autocurage vérifie
N141-N142	995.59	994.16	994.39	992.96	40.47	0.0353	0.0135	0.0001	0.0136	120	95.99	315	4.14	0.323	0.04	0.0004	0.503	0.19	0.14	0.02	2.084	0.767	0.044	0.01	Autocurage vérifie
N142-N143	994.16	991.7	992.96	990.5	38.24	0.0643	0.0269	0.0003	0.0272	120	111.26	315	5.59	0.436	0.06	0.0006	0.566	0.19	0.17	0.02	3.167	1.049	0.053	0.01	Autocurage vérifie
N143-N144	991.7	990.25	990.5	989.05	32.05	0.0452	0.0404	0.0004	0.0408	120	138.37	315	4.69	0.365	0.11	0.0010	0.651	0.19	0.23	0.03	3.053	0.907	0.071	0.01	Autocurage vérifie
N144-N145	990.25	989.31	989.05	988.11	33.75	0.0279	0.0539	0.0005	0.0544	120	168.81	315	3.68	0.287	0.19	0.0018	0.764	0.20	0.29	0.03	2.810	0.746	0.092	0.01	Autocurage vérifie
N145-R93	989.31	988.32	988.11	987.12	31.24	0.0317	0.0674	0.0006	0.0680	120	179.15	315	3.92	0.306	0.22	0.0021	0.806	0.21	0.32	0.03	3.165	0.810	0.100	0.01	Autocurage vérifie

**Tableau VI.14:** Dimensionnement des Collecteurs secondaires (sous bassin 08):

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m <sup>3</sup> /s)	Qeu (m <sup>3</sup> /s)	Qt (m <sup>3</sup> /s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																					
N161-N162	991.86	990.65	990.66	989.45	37.98	0.0319	0.0094	0.0001	0.0094	120	85.37	315	3.94	0.307	0.03	0.0003	0.450	0.18	0.12	0.02	1.769	0.722	0.038	0.01	Autocurage vérifie
N162-N163	990.65	989.54	989.45	988.34	33.55	0.0331	0.0187	0.0002	0.0189	120	109.93	315	4.01	0.312	0.06	0.0005	0.561	0.19	0.16	0.02	2.251	0.750	0.052	0.01	Autocurage vérifie
N163-N164	989.54	988.3	988.34	987.1	32.93	0.0377	0.0281	0.0003	0.0283	120	124.92	315	4.28	0.333	0.09	0.0008	0.611	0.19	0.20	0.02	2.614	0.812	0.062	0.01	Autocurage vérifie
N164-R125	988.3	987.16	987.1	985.96	30.77	0.0370	0.0375	0.0003	0.0378	120	139.57	315	4.24	0.331	0.11	0.0010	0.655	0.19	0.23	0.03	2.779	0.820	0.072	0.01	Autocurage vérifie
N167-N168	993.71	993.22	992.51	992.02	34.15	0.0143	0.0494	0.0005	0.0499	120	185.02	315	2.64	0.206	0.24	0.0022	0.829	0.21	0.33	0.03	2.190	0.549	0.105	0.01	Autocurage vérifie
N168-N169	993.22	991.49	992.02	990.29	35.6	0.0486	0.0611	0.0006	0.0616	120	159.35	315	4.86	0.379	0.16	0.0015	0.725	0.20	0.27	0.03	3.523	0.967	0.086	0.01	Autocurage vérifie
N169-N170	991.49	989.74	990.29	988.54	31.03	0.0564	0.0727	0.0007	0.0734	120	165.45	315	5.24	0.408	0.18	0.0016	0.750	0.20	0.29	0.03	3.925	1.051	0.090	0.01	Autocurage vérifie
N170-N171	989.74	987.77	988.54	986.57	35.65	0.0553	0.0844	0.0008	0.0852	120	175.61	315	5.18	0.404	0.21	0.0019	0.792	0.20	0.31	0.03	4.105	1.058	0.097	0.01	Autocurage vérifie
N171-R126	987.77	986.99	986.57	985.79	26.28	0.0297	0.0960	0.0009	0.0969	120	207.12	315	3.80	0.296	0.33	0.0030	0.896	0.22	0.39	0.04	3.403	0.824	0.124	0.01	Autocurage vérifie
N172-N173	994.27	992.22	993.07	991.02	30.9	0.0663	0.0091	0.0001	0.0092	120	73.63	315	5.68	0.442	0.02	0.0002	0.386	0.18	0.10	0.02	2.190	1.036	0.032	0.01	Autocurage vérifie
N173-N174	992.22	989.84	991.02	988.64	36.77	0.0647	0.0182	0.0002	0.0184	120	95.93	315	5.61	0.437	0.04	0.0004	0.503	0.18	0.14	0.02	2.819	1.037	0.043	0.01	Autocurage vérifie
N174-N175	989.84	988.21	988.64	987.01	29.7	0.0549	0.0273	0.0002	0.0276	120	115.20	315	5.16	0.402	0.07	0.0006	0.580	0.19	0.18	0.02	2.996	0.971	0.055	0.01	Autocurage vérifie
N175-N176	988.21	987.07	987.01	985.87	30.4	0.0375	0.0364	0.0003	0.0368	120	137.82	315	4.27	0.333	0.11	0.0010	0.649	0.19	0.22	0.03	2.772	0.823	0.071	0.01	Autocurage vérifie
N177-N178	988.96	987.96	987.76	986.76	29.56	0.0338	0.0091	0.0001	0.0092	120	83.55	315	4.06	0.316	0.03	0.0003	0.440	0.18	0.12	0.02	1.784	0.744	0.037	0.01	Autocurage vérifie
N178-N176	987.96	987.07	986.76	985.87	37.84	0.0235	0.0182	0.0002	0.0184	120	115.99	315	3.38	0.263	0.07	0.0006	0.583	0.19	0.18	0.02	1.970	0.636	0.056	0.01	Autocurage vérifie
N176-R127	987.07	986.9	985.87	985.7	35.3	0.0048	0.0663	0.0006	0.0669	120	253.49	315	1.53	0.119	0.56	0.0050	1.033	0.24	0.53	0.05	1.581	0.369	0.168	0.02	Autocurage vérifie
N179-N180	986.72	984.75	985.52	983.55	50.62	0.0389	0.0148	0.0001	0.0149	120	97.63	315	4.35	0.339	0.04	0.0004	0.510	0.19	0.14	0.02	2.220	0.805	0.044	0.01	Autocurage vérifie
N181-N180	986.04	984.75	984.84	983.55	30.41	0.0424	0.0148	0.0001	0.0149	120	96.06	315	4.54	0.354	0.04	0.0004	0.503	0.18	0.14	0.02	2.285	0.840	0.044	0.01	Autocurage vérifie
N180-R129	984.75	984.03	983.55	982.83	26.18	0.0275	0.0444	0.0004	0.0448	120	157.32	315	3.66	0.285	0.16	0.0014	0.717	0.20	0.27	0.03	2.621	0.724	0.084	0.01	Autocurage vérifie
N182-R130	985.99	983.64	984.79	982.44	42.4	0.0554	0.0148	0.0001	0.0149	120	91.37	315	5.19	0.404	0.04	0.0003	0.480	0.18	0.13	0.02	2.494	0.957	0.041	0.01	Autocurage vérifie
N183-N184	986.37	984.05	985.17	982.85	41.9	0.0554	0.0148	0.0001	0.0149	120	91.38	315	5.19	0.404	0.04	0.0003	0.481	0.18	0.13	0.02	2.493	0.956	0.041	0.01	Autocurage vérifie
N184-R130	984.05	983.64	982.85	982.44	25.07	0.0164	0.0296	0.0003	0.0299	120	148.96	315	2.82	0.220	0.14	0.0012	0.686	0.20	0.25	0.03	1.933	0.552	0.079	0.01	Autocurage vérifie
N146-N147	988.18	987.14	986.98	985.94	37.14	0.0280	0.0152	0.0001	0.0154	120	105.00	315	3.69	0.287	0.05	0.0005	0.542	0.19	0.15	0.02	2.001	0.687	0.049	0.01	Autocurage vérifie
N147-N148	987.14	985.8	985.94	984.6	39.48	0.0339	0.0305	0.0003	0.0308	120	131.34	315	4.06	0.316	0.10	0.0009	0.630	0.19	0.21	0.02	2.559	0.777	0.066	0.01	Autocurage vérifie
N148-N149	985.8	985.11	984.6	983.91	16.85	0.0409	0.0457	0.0004	0.0461	120	147.62	315	4.46	0.348	0.13	0.0012	0.681	0.20	0.25	0.03	3.039	0.871	0.078	0.01	Autocurage vérifie
N149-R131	985.11	983.1	983.91	981.9	34.15	0.0589	0.0610	0.0006	0.0615	120	153.62	315	5.35	0.417	0.15	0.0013	0.703	0.20	0.26	0.03	3.758	1.053	0.082	0.01	Autocurage vérifie

**Avec :**

CTN : côte de terrain naturel ;

CP : Côte projet ;

am. : amont (m) ;

av. : aval (m) ;

dist : longueur de conduite entre deux regards (m) ;

I: pente (m/m);

$Q_t$ : débit total (m<sup>3</sup>/s) ;

$Q_{ps}$ : débit à pleine section (m<sup>3</sup>/s) ;

$Q_{eu}$  : débit de pointe des eaux usées (m<sup>3</sup>/s) ;

$V_{ps}$  : vitesse à pleine section (m/s) ;

$D_{cal}$ : diamètre calculé (mm) ;

$D_{nor}$ : diamètre normalisé (mm) ;

$R_q$  : rapport des débits ;

$R_{qmin}$  : rapport minimal des débits ;

$R_h$  : rapport des hauteurs ;

$R_{hmin}$  : rapport minimal des hauteurs ;

$R_v$  : rapport des vitesses ;

$R_{vmin}$  : rapport minimal des vitesses ;

H : hauteur de remplissage (mm) ;

$H_{min}$  : hauteur minimale de remplissage ;

V : vitesse de l'écoulement (m/s) ;

$V_{min}$  : vitesse minimale de l'écoulement ;

Les diamètres des collecteurs principaux, varient de 315mm à 1500mm

**Remarque :**

Les regards R17, R18, R19, R22, R24, R27, R28, R29, R60, R90, R95, R108, et R128 sont des regards de chute.

**Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons abordé le coté hydraulique à savoir le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales dans l'hypothèse d'un système unitaire. Les diamètres des collecteurs principaux, varient de 315mm jusqu'à 1500mm.

Nous avons utilisé une méthode de calcul clairement expliquée répondant ainsi aux hypothèses considérées dans les écoulements en assainissement.

La méthode de calcul adoptée montre que les diamètres des collecteurs obtenus assurent l'auto-curage d'une part et le débit maximum d'autre part avec des vitesses vérifiant la fourchette recommandée par les normes d'assainissement. Ce chapitre représente la phase primordiale de notre travail, dans le chapitre suivant on passe au dimensionnement de tous les ouvrages spéciaux qui contribuent au bon fonctionnement de notre système d'évacuation projeté.



# *Chapitre VII*

*ETUDE*

*DES*

*VARIANTES*

**Introduction :**

Ce travail porte essentiellement sur la solution proposée relative aux rejets dans l'agglomération de Ras Isly. A cet effet, compte tenu du principe de garder un seul point de rejet dans la partie Est de l'agglomération en éliminant celui de la partie Ouest, et on a proposé deux solutions :

- La réalisation d'une station d'épuration à l'aval du point de rejet actuel ;
- La construction d'une station de pompage, dans le but d'acheminer les eaux usées par refoulement vers le rejet de Rasfa, agglomération chef-lieu, et à partir de ce point, les eaux usées peuvent rejoindre par gravité, la zone de Salah Bey pour être raccordées à la station d'épuration.

**VII.1. Variante 1 : Station de pompage**

Le bon fonctionnement d'une installation de pompage ne dépend pas seulement de la qualité des pompes, ou plus généralement de la qualité des appareils qui la constituent, mais aussi, et pour une très large part, de la façon dont l'installation a été conçue, puis réalisée et finalement exploitée.

Chacune de ces trois phases (de conception, de réalisation et d'exploitation) doit être analysée dès le début du projet.

La phase de conception implique :

- un choix judicieux de la ou des pompes. Ce choix est essentiel, il va conditionner non seulement la rentabilité économique de l'installation, mais aussi les phases ultérieures de réalisation et d'exploitation ;
- une conception de l'installation qui assure un fonctionnement correct de tous les composants ;
- une approche technico-économique, qui permette simultanément de réduire le coût global d'exploitation, et d'atténuer son impact sur l'environnement. [8]

**VII.1.1. Choix de la gamme des diamètres :**

Pour avoir un bon choix d'un diamètre économique on doit trouver une gamme qui donne une approche économique. Cette gamme est déterminée à partir de plusieurs formules parmi lesquelles :

$$\text{-La formule de BRESS} \quad D = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{VII.1})$$

$$\text{-La formule de BONNIN} \quad D = \sqrt{Q} \quad (\text{VII.2})$$

Où : D : diamètre de la conduite (m).

Q : débit à refouler (m<sup>3</sup>/s).

**Remarque :** La formule de Bress n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite 1km).

### VII.1.2. Méthode de détermination du diamètre économique :

Cette méthode a pour avantage de remédier aux problèmes des autres formules qui donnent des diamètres économiques approximatifs, Pour cela dans cette méthode on considère plusieurs diamètres (généralement une gamme de diamètres normalisés au voisinage du diamètre économique approximatif), et on calcule d'une part les dépenses d'amortissement de la conduite et d'autre part, les frais d'exploitations et on pourra tracer donc une courbe d'optimisation.

#### A. Amortissement annuel :

Les frais d'amortissement sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Il est déterminé par la relation suivante :

$$F_{am} = P_{rc} * A \quad [DA] \quad (VII.3)$$

$P_{rc}$ : prix de la conduite (fourniture et pose) en (DA)

A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante:

$$A = \frac{i}{(1+i)^{n'} - 1} + i \quad (VII.4)$$

$i = 8\%$  en Algérie ;

$n' = 20$  ans.

$$A.N : A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{20} - 1} + 0,08 \Rightarrow A = \mathbf{0.1018}$$

On dresse ensuite un tableau des frais d'amortissement en fonction de chaque diamètre ( $D_1, D_2, \dots, D_n$ ).

#### B. Frais d'exploitation :

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge ( $H$ ) engendrées dans les canalisations  $D_1, D_2, \dots, D_n$ . Connaissant la hauteur géométrique ( $H_g$ ), on peut déterminer les hauteurs manométriques totales ( $H_{mt}$ ) correspondant à chaque canalisation  $D_1, D_2, \dots, D_n$ .

Etant donné que le débit de refoulement  $Q$  est le même, on peut dresser des tableaux donnant les hauteurs manométriques, et les prix de l'énergie engendrés par les diamètres  $D_1, D_2, \dots, D_n$ .

Et par conséquent on pourra dresser le bilan total et on aura ainsi une courbe d'optimisation et évidemment le choix se portera sur le diamètre dont le prix total est le moins élevé.

**C. Caractéristiques de refoulement :**✓ **Hauteur manométrique totale :**

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \quad (\text{VII.5})$$

On considère que les pertes de charges singulières seront de l'ordre de 15 % des pertes de charges linéaires.

$$\sum \Delta h = 1,15 * \Delta h_l \quad (\text{VII.6})$$

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \quad (\text{Formule de Darcy-Weisbach}) \quad (\text{VII.7})$$

Avec la rugosité de la conduite Polyéthylène à Haute Densité (PEHD) égale à 0.01mm (catalogue CHIALI).

$$\text{Avec :} \quad \lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{V}{D})^{-2} \quad (\text{Formule de Nikuradzé}) \quad (\text{VII.8})$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \text{Log} \left( \frac{V}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{Formule Colebrook}) \quad (\text{VII.9})$$

Dans les calculs introduisant le coefficient  $\lambda$ , ce dernier est estimé par la formule (VII.8), parce que l'écoulement est turbulent rugueux.

$$R_e = \frac{V * D}{\epsilon} \quad (\text{VII.10})$$

$R_e$  : Nombre de Reynolds (adimensionnel) ;

$V$  : Vitesse d'écoulement (m/s) ;

$D$  : Diamètre de la conduite (m) ;

$\lambda$  : Coefficient de résistance (adimensionnel) ;

$I$  : Perte de charge linéaire unitaire (m/m) ;

$\nu$  : Viscosité cinématique du fluide (m<sup>2</sup>/s),

Pour l'eau,  $\nu = 1,01 * 10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s à 20°C

$\nu = 1,78 * 10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s à 0°C

$\nu = 1,14 * 10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s, valeur moyenne pour l'assainissement [2].

✓ **Puissance de pompage :**

$$P = \frac{\dots * g * H_{mt} * Q}{\eta} \quad (\text{VII.11})$$

$\eta$  : rendement de la station de pompage (65% ÷ 90%).

Un rendement de 80 % est retenu.

✓ **Energie consommée par le pompage :**

L'énergie consommée par la station de pompage tout au long d'une année est le produit de la puissance de pompage par le nombre heures de pompage par jour par le nombre du jour d'une année.

$$E = P * t * 365 \quad (\text{VII.12})$$

✓ **Dépense annuelle de l'énergie :**

Les dépenses annuelles de l'énergie sont le produit du prix unitaire du Kwh par l'énergie consommée dans l'année.

$$F_{ex} = E * e \quad [\text{DA}] \quad (\text{VII.13})$$

E : énergie consommée par la pompe en (Kw H))

e : prix unitaire d'un KWh imposé par la SONELGAZ. (e=3,12 DA)

Pour le repos des pompes et l'entretien de la station de pompage ; nous avons opté pour un fonctionnement de cette dernière de 20/24 heures.

### VII.1.3. Détermination du diamètre économique :

Le tronçon de refoulement relie la station de pompage au rejet de Rasfa, agglomération chef-lieu, il s'étend sur une longueur de 7000 m, Son dimensionnement va se baser sur un calcul technico-économique. Le diamètre économique approximatif de refoulement donné par la formule de BONNIN, eq (VII.2).

Avec : Q : débit à refouler =  $Q_{pt} * 3 = 59.58 * 3$       donc  $Q = 0.178 \text{ m}^3/\text{s}$

Donc :  $D_{\text{Bonnin}} = \sqrt{0.178} = 0.422 \text{ m}$

La hauteur géométrique entre la côte d'arrivée et la côte d'aspiration ou côte de calage de la pompe, Hg :

-Côte d'arrivée = 1000m

-Côte de la station de pompage = 964m

$$H_g = 1000 - 964 = 36 \text{ m}$$

➤ **Calcul des frais d'exploitations :**

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue. Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre. Moyennant les formules précédentes, on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q \max j}{t * 3600} \quad (\text{VII.15})$$

-  $Q_{\text{max},j} = 178.74 \text{ l/s} = 15443.13 \text{ m}^3/\text{j}$ .

-  $t = 20 \text{ h}$ .

$$Q_{\text{exp}} = \frac{15443.13}{20 * 3600} = 0.2144 \text{ m}^3/\text{s} = 772.15 \text{ m}^3/\text{h}$$

-  $L = 7000 \text{ m}$

-  $H_g = 36 \text{ m}$

-  $D_{\text{ec Bonnini}} = 0.422\text{m}$ , donc la gamme des diamètres normalisés est au voisinage du diamètre approximatif  $200\text{mm}$   $D_{\text{éc}}$   $630\text{mm}$ , le matériau utilisé est le PEHD.

Les résultats trouvés lors des calculs du diamètre économique de la conduite de refoulement sont regroupés dans les tableaux VII.1, VII.2, VII.3 et VII.4:

**Tableau VII.1 :** Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).

D (mm)	L (m)	Débit (l/s)	vitesse (m/s)	Re	$\lambda$	$H_l$ (m)	Ht (m)	Hg (m)	Hmt (m)
200	7000	214.4	6.82	1197291.943	0.01072	890.66	1024.26	36	1060.26
250	7000	214.4	4.37	957833.5546	0.01031	280.69	322.79	36	358.79
315	7000	214.4	2.75	760185.3608	0.00990	84.87	97.60	36	133.60
400	7000	214.4	1.71	598645.9716	0.00951	24.69	28.40	36	64.40
500	7000	214.4	1.09	478916.7773	0.00916	7.79	8.96	36	44.96
630	7000	214.4	0.69	380092.6804	0.00882	2.36	2.72	36	38.72

**Tableau VII.2 :** Calcul des frais d'exploitation.

Diamètre (mm)	Débit (m <sup>3</sup> /s)	Hmt (m)	Puissance (KW)	E KWh annuels	Prix du Kwh (DA)	F <sub>explo</sub> (DA)
200	0.2144	1060.26	2787.51	20348811.03	3.12	63488290.43
250	0.2144	358.79	943.29	6885999.58	3.12	21484318.68
315	0.2144	133.6	351.25	2564089.14	3.12	7999958.12
400	0.2144	64.4	169.31	1235983.09	3.12	3856267.24
500	0.2144	44.96	118.20	862885.09	3.12	2692201.48
630	0.2144	38.72	101.80	743125.24	3.12	2318550.74

➤ **Calcul des frais d'amortissement :**

Les résultats trouvés sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.3:** Calcul des frais d'amortissement.

D (mm)	Prix ML(DA) Fourniture et pose	L (m)	Prix (DA)	A: Amortissement Annuel	F <sub>Amort</sub> (DA)
200	2297.86	7000	16085020	0.1018	1637455.04
250	3505.94	7000	24541580	0.1018	2498332.84
315	5311.91	7000	37183370	0.1018	3785267.07
400	8586.59	7000	60106130	0.1018	6118804.03
500	13035.73	7000	91250110	0.1018	9289261.20
630	19573.15	7000	137012050	0.1018	13947826.69

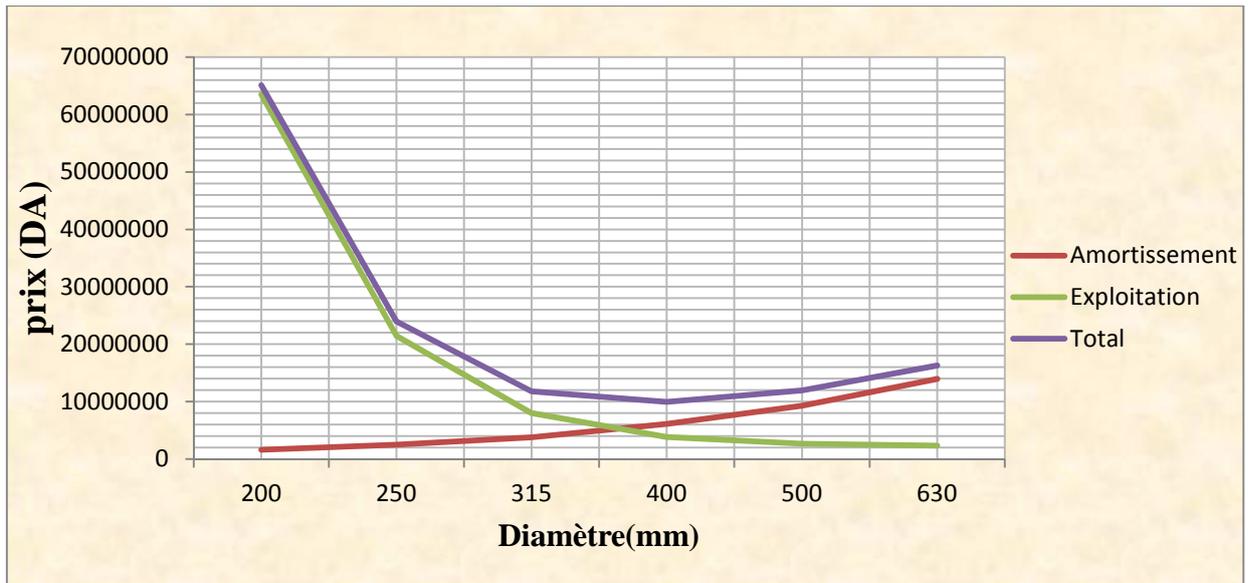
➤ **Bilan des coûts (Exploitation - Amortissement) :**

Après avoir calculé les frais d'exploitations et ceux d'amortissement on va calculer la somme de ces frais pour calculer le bilan total des coûts et on aura ainsi une courbe d'optimisation qui par laquelle on va tirer le diamètre le plus économique pour notre projet.

**Tableau VII.4:** Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

D (mm)	Amortissement (DA)	Exploitation(DA)	TOTAL (DA)
200	1637455.04	63488290.43	65125745.47
250	2498332.84	21484318.68	23982651.52
315	3785267.07	7999958.12	11785225.19
<b>400</b>	<b>6118804.03</b>	<b>3856267.24</b>	<b>9975071.27</b>
500	9289261.2	2692201.48	11981462.68
630	13947826.69	2318550.74	16266377.43

Le tableau VII.4 nous permet de tracer la courbe d'optimisation Figure VII.1.



**Figure VII.1.** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 400 mm, avec une vitesse de 1,71m/s et une longueur de 7000 m.

#### VII.1.4. Détermination du nombre des pompes :

Cette partie a pour but, la détermination du nombre et du type de pompe, adapté à l'usage de notre projet et qui va nous permettre d'assurer la charge et le débit demandés.

##### VII.1.4.1. Choix du nombre de pompes :

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes «  $n$  » minimal ;
- Meilleur rendement  $\gamma$  ;
- Charge nette d'aspiration requise ( $NPSH$ ) $_r$  minimale ;
- Nombre d'étage minimal ;
- Puissance absorbée  $P_{abs}$  minimale ;
- Vitesse de rotation  $N$  élevée.

##### VII.1.4.2. Choix du type de pompe :

Les critères de choix du type de pompe sont :

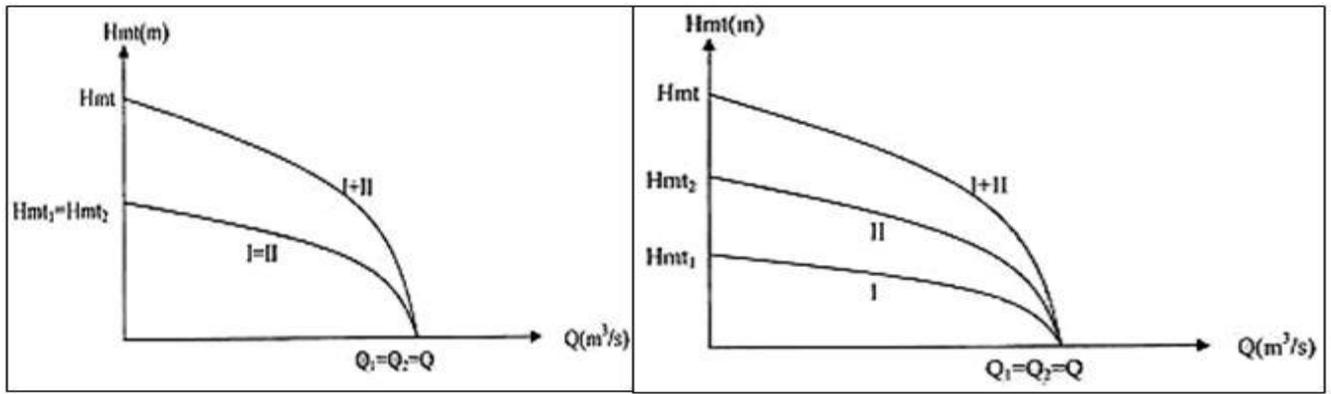
- Assurer le débit  $Q$  et hauteur manométrique  $H_{MT}$  demandés.
- Meilleur rendement.
- Vérifier la condition de non cavitation.
- Encombrement et poids les plus faibles.

- Vitesse de rotation la plus élevée.
- Puissance absorbée minimale.

**VII.1.4.3. Couplage des pompes :**

On distingue deux types de couplage des pompes :

- Le couplage en série : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.

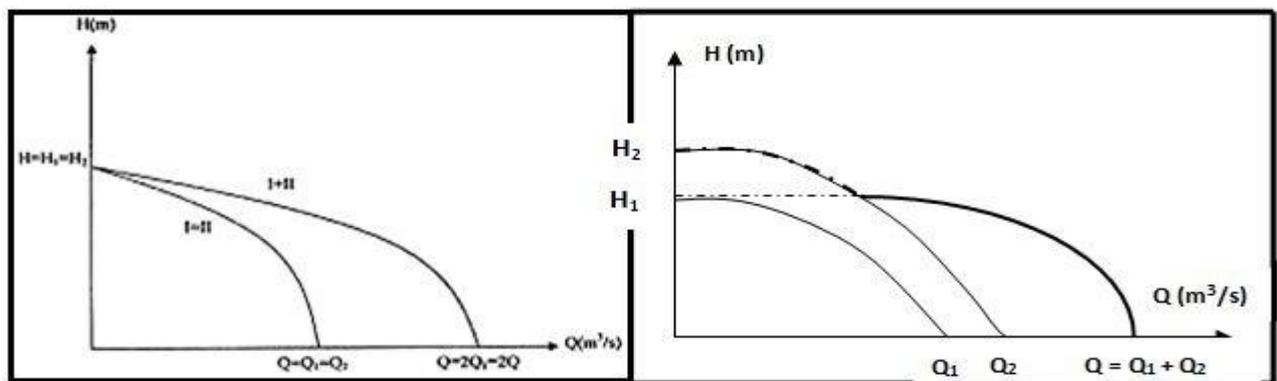


a. Couplage de deux pompes identiques en série

b. Couplage de deux pompes différentes en série

**Figure VII.2.** Couplage en série.

- Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.



a. Couplage de deux pompes identiques en parallèle

b. Graphe de deux pompes différentes en parallèle.

**Figure VII.3.** Couplage en parallèle.

Après avoir utilisé le logiciel KSB, pour notre cas ( $Q=722.15 \text{ m}^3/\text{h}$ ,  $HMT=64.40\text{m}$ ), il nous a donné des variantes correspondant à un nombre de pompes  $n= 1$ .

**Tableau VII.5** : Caractéristiques des pompes.

Variante	n	Q (m <sup>3</sup> /h)	HMT (m)	( %)	Pabs(Kw)	(NPSH)r (m)	Vitesse (tr/min)
1	1	742	68	79.9	168	4.48	1370
2	1	740	67.6	80.9	168	4.62	1480
<b>3</b>	<b>1</b>	<b>722</b>	<b>64.4</b>	<b>81.7</b>	<b>158</b>	<b>4.77</b>	<b>1450</b>
4	1	722	64.4	73.2	172	2.78	960

D'après le tableau précédent, la variante qui convient le plus à notre cas est la variante N°3, celle avec une (01) pompe et une pompe de secours.

La pompe choisie est une pompe immergée avec rotor fermé à 2 ou 3 canaux pour pose à sec.

Les caractéristiques de la pompe sont les suivantes :

- Nombre de tours  $N = 1450$  tr/min ;
- Rendement  $\eta = 81.7$  % ;
- Puissance absorbée  $P_{abs} = 158$  KWh ;
- (NPSH)r = 4.77 m
- Type de roue : Roue Fermé multicanale
- Diamètre de roue = 455 mm
- Type d'implantation : Installation stationnaire à sec, moteur immergé avec système fermé de refroidissement par l'enveloppe.
- Poids = 1925 kg

Les dimensions de la pompe choisie sont représentés dans l'annexe N° III.



Figure VII.4. Image de la pompe choisie



Figure VII.5. Schéma en coupe de la pompe

#### VII.1.5. Courbes caractéristiques de la pompe :

Les courbes principales qui caractérisent une pompe centrifuge et qui expriment ses performances sont :

- La courbe débit - hauteur [H-Q] ;
- La courbe de la puissance absorbées pour différents débits [Pabs - Q] ;
- La courbe débit - rendement [ $\eta$ -Q] ;
- La courbe des (NPSH)<sub>r</sub> pour différents débit [(NPSH)<sub>r</sub> - Q].

Ils sont retirées à partir de logiciel KSB et représentées dans la figure (VII.6)

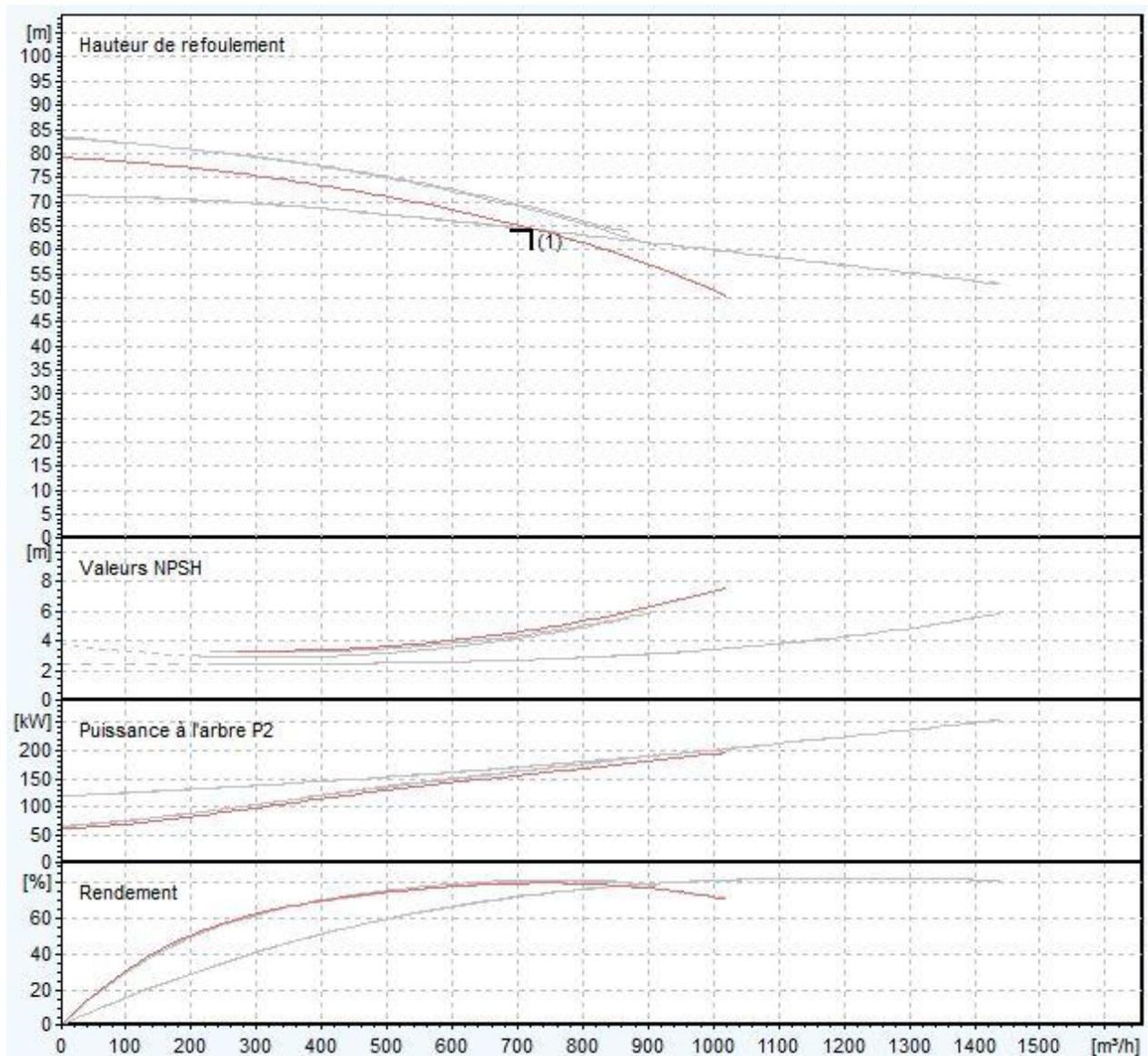


Figure VII.6. Courbes caractéristiques de la pompe choisie.

#### VII.1.6. volume de la bache :

Le volume de la bache d'aspiration de la station est adopté égal au débit d'exploitation qui arrive en un temps déterminé. Le débit qui arrive à la station de pompage est de 178,74 l/s, soit un débit de 15443,13 m<sup>3</sup>/j.

Le volume de la bache d'aspiration est déterminé selon la formule suivante :

$$V \text{ bache} = \frac{Q_{\max} j * t}{20} \quad (\text{VII.16})$$

Avec :

$Q_{\max,j}$  : débit maximal journalier total.

T: le temps de fonctionnement de la station de pompage (T = 20h)

t : temps de stockage des eaux dans la bache pendant l'arrêt des pompes, Pour un meilleur fonctionnement des pompes, et un bon entretien du matériel, la durée du cycle s'échelonne entre 6 et 15 min.

Donc : on fixe  $t = 10$  minutes.

V bache : volume de la bache en ( $m^3$ )

$$\text{Donc : } V \text{ bache} = \frac{15443.13 * 10}{20 * 60} = \mathbf{128.69 m^3}$$

Le volume total de la bache sera :  $V = 130m^3$

La hauteur de la bache généralement comprise entre 3 et 6 m, donc on prend une hauteur égale à 4m

$$\text{La surface } S = \frac{V_{\text{bâc}}}{h} = \frac{130}{4} \quad \text{donc : } S = \mathbf{32.5m^2}$$

On suppose que notre bache est de forme carré :  $S = L^2$

$$\text{Donc : Le coté de la chambre : } L = \sqrt{S} \quad \Rightarrow \quad L = \mathbf{5.7m}$$

#### VII.1.7. Dimensionnement du bâtiment :

La figure suivant représente le plan de la station :

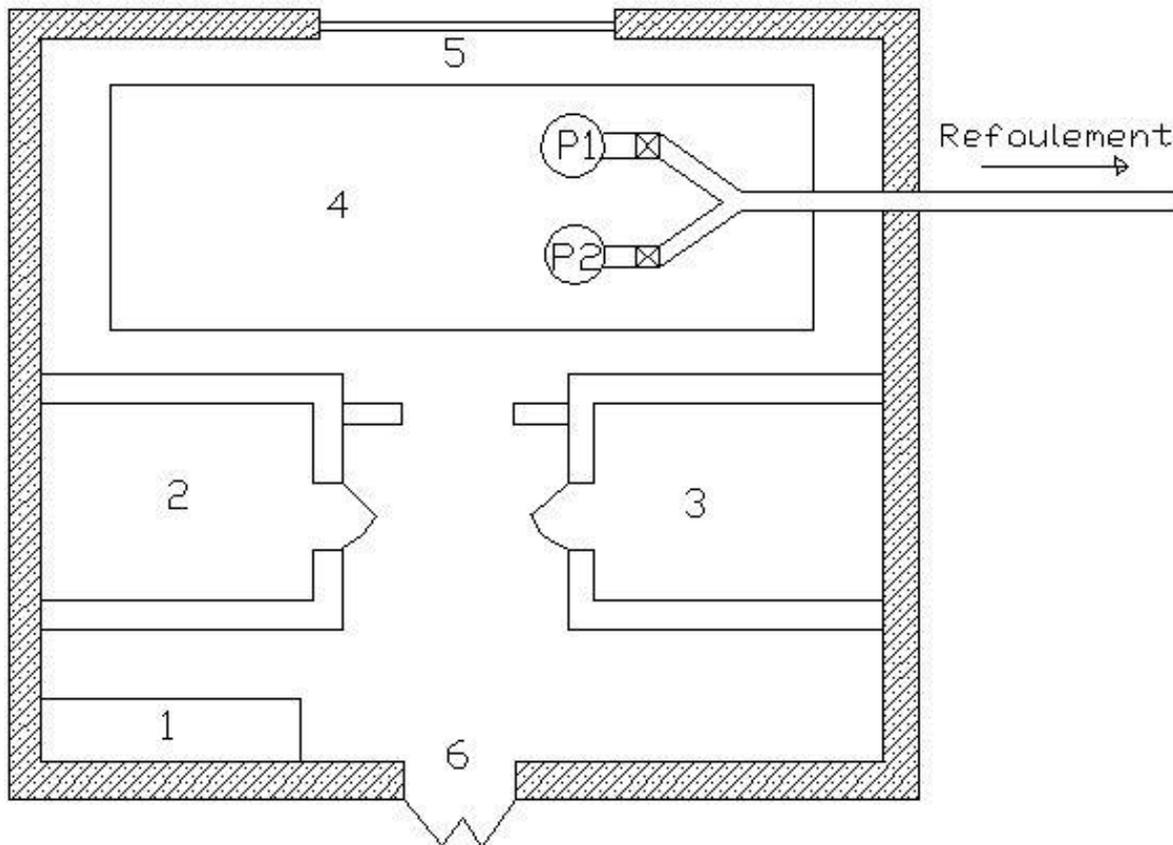


Figure VII.7. plan de la station de pompage.

Légende :

- 1- Armoire électrique ;
- 2- Bureau du chef d'exploitation ;
- 3- Magasin d'entretien et de stockage,
- 4- Partie souterraine de la station, elle comprend :
  - Une chambre de la bêche ;
  - Une fosse des pompes ;
  - Une chambre des vannes.
- 5- Porte Principale ;
- 6- Porte d'entrée du personnel.

#### VII.1.7.1. Hauteur du bâtiment :

La hauteur du bâtiment est en fonction de la hauteur du système de levage  $H_b = h_p + h_s$

$h_p$  : Hauteur du système de levage ( $h_p = 2m$ )

$h_s$  : Hauteur de sécurité = 0,8m

D'où  $H_b = 2 + 0,8 = 2,8m$ , on prend :  **$H_b = 3m$**

#### VII.1.7.2. Longueur du bâtiment :

On a :  $L_b = L_{b\grave{a}che} + L_r + L_p + L_{p.f}$

$L_{b\grave{a}che}$  : Longueur de la bêche=5.7m ;

$L_p$  : Longueur du bureau de personnel=5m ;

$L_r$  : Longueur de l'armoire électrique=2m ;

$L_{p.f}$  : Longueur de la plateforme=1.5m;

donc :  $L_b = 5.7 + 5 + 2 + 1.5 = 14.2m$  ; on prend :  **$L_b = 15m$**

#### VII.1.7.3. Largeur du bâtiment :

On prend la largeur du bâtiment égale à la largeur de la partie souterraine

On a :  $l_b = l_{b\grave{a}che} + l_{f.p} + l_v$

$l_{b\grave{a}che}$  : Largeur de la bêche=5.7m

$l_{f.p}$  : Largeur de la Fosse des pompes =2m

$l_v$  : Largeur de la chambre des vannes=2m

donc :  $l_b = 5.7 + 2 + 2 = 9.7m$ ; on prend :  **$l_b = 10m$**

**VII.1.8. Estimation du coût prévisionnel de l'installation :**

Après avoir déterminé les dimensions de la station de pompage, on passe à la détermination du coût de la construction du bâtiment.

**Tableau VII.6:** Coût de la construction du bâtiment.

Désignation	Unité	quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Décapage	m <sup>3</sup>	13.5	140.00	1 890,00
déblais (terrain ordinaire 65%)	m <sup>3</sup>	206	300.00	61 800,00
évacuation des déblais	m <sup>3</sup>	206	600.00	123 600,00
Maçonnerie	m <sup>2</sup>	144	500.00	72 000,00
Fenêtre (1x1) m <sup>2</sup>	U	3	4000.00	12 000,00
Fenêtre (1,5x1,5) m <sup>2</sup>	U	2	6000.00	12 000,00
Porte métallique (3x2.5) m <sup>2</sup>	U	1	24000.00	24 000,00
Porte métallique (1.9x0.75) m <sup>2</sup>	U	1	10000.00	10 000,00
Porte en bois (1.9x0.75) m <sup>2</sup>	U	1	8000.00	8 000,00
béton de propreté	m <sup>3</sup>	8	3000.00	24 000,00
béton armé	m <sup>3</sup>	72.5	31400.00	2 276 500,00
<b>TOTAL</b>				<b>2 625 790,00</b>

**Tableau VII.7:** Coût prévisionnel total de l'installation

Désignation des ouvrages	Désignation des travaux	Montant(DA)
Poste de relevage	Bâtiment	2 625 790,00
	Equipements	5 000 000,00
Canalisation	Pose et fourniture	60 106 130,00
Total (HT)		67 731 920,00
Total (TTC)		79 246 346,40

## VII.2. Variante 2 : Station d'épuration

Les systèmes d'épuration doivent être dimensionnées, conçus et exploités de telle manière qu'ils puissent traiter les flux de matières polluantes correspondant à leurs débits et leurs charges de référence. Un dimensionnement adapté est celui qui permet d'atteindre les objectifs épuratoires des eaux usées pour leur rejet dans le milieu naturel, ou leur réutilisation dans le domaine d'agriculture. Dans ce présent chapitre nous sommes appelés à dimensionner les différents ouvrages constituant la station d'épuration. Pour l'horizon de calcul 2034.

### VII.2.1. Détermination du débit de la station en temps de pluie ( $Q_{ptp}$ ) :

Afin d'éviter une surcharge hydraulique dans la station d'épuration lors des précipitations, la station est dimensionnée pour un débit maximal  $Q_{st}$  correspondant au débit de pointe par temps de pluie ( $Q_{ptp}$ ). Ce débit sera limité grâce à un déversoir placé en tête de la station et variant de 3 à 5 fois le débit de pointe par temps sec ( $Q_{pte}$ ) [9].

$$Q_{ptp} = (3-5) Q_{pte} \quad (\text{VII.17})$$

Dans notre cas, la dilution sera de **3**. Ce nombre est justifié par la précipitation intense que connaît la région, car selon le chapitre III, le débit spécifique est de 164.38 l/s/ha pour une période de retour de 10 ans.

Le débit moyen diurne correspond à la période diurne de 16 heures consécutives au cours de laquelle la station reçoit le plus grand volume d'eau usée [9].

$$Q = \frac{Q_{moy,j}}{16} \quad (\text{VII.18})$$

D'après les formules précédentes, on peut calculer les différents débits pour l'horizon 2034. Les résultats obtenus sont dans le tableau VII.8.

**Tableau VII.8:** Valeurs des différents débits

Horizons	$Q_{moy,j}(m^3/j)$	$Q_{moy,h}(m^3/h)$	$Q_{pte}$ (l/s)	$Q_{ptp}$ (l/s)	$Q_d(m^3/h)$
2034	1332	55.5	59.58	178.74	83.25

### VII.2.2. Les charges polluantes :

Les eaux usées transportent une certaine quantité de charges polluantes en DBO5, MES et DCO qui sont des paramètres importants à déterminer pour aboutir au dimensionnement de la station.

Le tableau VII.9, nous indique la quantité de pollution rejetée par un équivalent-habitant en une seule journée. Dans le cas d'un réseau unitaire.

**Tableau VII.9:** Concentrations moyennes d'un effluent urbain [10]

Différents polluants	Quantité journalière moyenne par habitant
	(g/eq-hab/j)
MES	90
DBO5	70-80
DCO	120

➤ **La charge moyenne journalière en DBO5 [9] :**

$$L_0 = C_{\text{DBO5}} \cdot Q_j \quad (\text{VII.19})$$

Avec :

- $L_0$  : Charge moyenne journalière en DBO<sub>5</sub> (Kg/j)
- $C_{\text{DBO5}}$  : La concentration en DBO<sub>5</sub> moyenne (Kg/m<sup>3</sup>)
- $Q_j$  : Débit moyen journalier en (m<sup>3</sup>/j)

➤ **La charge moyenne journalière en MES [1] :**

$$N_0 = C_{\text{MES}} \cdot Q_j \quad (\text{VII.20})$$

Avec :

- $N_0$  : Charge moyenne journalière en MES. (Kg/j)
- $C_{\text{MES}}$  : La concentration en MES moyenne (Kg/m<sup>3</sup>)
- $Q_j$  : Débit moyen journalier en (m<sup>3</sup>/j)

➤ **La charge moyenne journalière en DCO [1] :**

$$\text{DCO} = C_{\text{DCO}} \cdot Q_j \quad (\text{VII.21})$$

Avec :

- DCO : Charge moyenne journalière en DCO. (Kg/j)
- $C_{\text{DCO}}$  : La concentration en MES moyenne (Kg/m<sup>3</sup>)
- $Q_j$  : Débit moyen journalier en (m<sup>3</sup>/j)

Les résultats de calcul des différentes charges polluantes pour l'horizon 2034, sont dans le tableau VII.10 :

**Tableau VII.10:** Les charges polluantes

Horizon de calcul		2034
Eq-habitant		11100
Débit moyen journalier $Q_{\text{moy}}^{\text{hab}}$ (l <sup>3</sup> /j)	m <sup>3</sup> /j	1332
Concentrations moyennes des eaux brutes	mg DBO5/l	666.66
	mg MES/l	750
	mg DCO/l	1000
Charge journalières en DBO5	Kg DBO5/J	888
Charge journalières en MES	Kg MES/J	999
Charge journalières en DCO	Kg DCO/J	1332

$\frac{\text{DCO}}{\text{DBO5}}=1.5 < 2$  donc l'effluent est facilement biodégradable donc on peut envisager un traitement biologique.

### VII.2.3. Dimensionnement des ouvrages de la Station d'épuration :

L'acheminement de l'eau de l'amont vers l'aval de la station passe par les ouvrages suivant :

- Un prétraitement comprenant :
  - Le dégrilleur ;
  - Le dessableur-déshuileur.
- Un traitement primaire :
  - Un décanteur primaire.
- Un traitement biologique comprenant :
  - Le bassin d'aération ;
  - Le clarificateur (décanteur secondaire).
- Un traitement tertiaire comprenant :
  - Le bassin de désinfection.
- Traitement des boues comprenant :
  - Épaississeur ;
  - Stabilisateur aérobie ;
  - Lit de séchage.

**VII.2.3.1. Le prétraitement :**

Le prétraitement a pour but de séparer les métaux le plus grossiers et les éléments susceptibles de gêner les étapes ultérieures du traitement.

Il comprend le dégrillage pour retenir les déchets volumineux, le dessableur pour obtenir une meilleure décantation, le dégraissage et le déshuilage pour éviter l'écrasement de la station par corps gras.

**VII.2.3.1.1. Le dégrillage :**

A l'entrée de la station d'épuration, les effluents bruts doivent subir un dégrillage, ainsi, les matières volumineuses, sont retenues au travers de grille, cette opération est toujours effectuée, afin de protéger les pompes, et de ne pas gêner le fonctionnement des étapes ultérieures du traitement.

Pour les calculs on utilise la méthode de KRISHMER : [9]

La largeur de la grille est donnée par l'expression :

$$L = S \cdot \sin \alpha / H_{\max} \cdot (1 - \beta) \cdot K \quad (\text{VII.22})$$

Où :

L : largeur de la grille (m).

$\alpha$  : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizon ( $\alpha = 60^\circ$ ).

$H_{\max}$  : hauteur maximum d'eau admissible sur une grille  $H_{\max} = (0.15-1.5)$  m.

$\beta$  : Fraction de surface occupée par les barreaux.

K : coefficient de colmatage de la grille.

S : surface de passage de l'effluent ( $S = Q_p/V$ ).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

$$\text{Donc : } L = Q_p \cdot \sin \alpha / V \cdot h_{\max} (1 - \beta) \cdot K \quad (\text{VII.23})$$

$$\beta = \frac{e}{e+d} \quad (\text{VII.24})$$

Tel que : d : espacement des barreaux ;

e : épaisseur des barreaux.

**Tableau VII.11: Espacement et épaisseur des barreaux.**

paramètres	Grilles grossières	Drilles fines
d (cm)	2	1
e (cm)	5 à 10	0,3 à 1

➤ **Grille grossière :**

On a : -  $\alpha = 60^\circ$ .

-  $Q = 0.1788 \text{ m}^3/\text{s}$

-  $V = 1 \text{ m/s}$

-  $h_{\text{max}} = 1 \text{ m}$ .

-  $K = 0.5$  (grille automatique).

-  $\beta = 2/2+8 = 0.2$

Donc :  $L_g = (0.179 * \sin 60^\circ) / (1 * 1 * (1 - 0.2) * 0.5) = 0.39 \text{ m}$ .

➤ **Grille fine :**

$\beta = 1/1 + 0.9 = 0.53$

$L_g = (0.179 * \sin 60) / (1 * 1 * (1 - 0.53) * 0.5) = 0.66 \text{ m}$ .

➤ **Calcul de la longueur :**

On a une hauteur de grille de 1m

$\sin(\alpha) = h/B$  alors  $B = h / \sin(\alpha) = 1 / \sin 60$

$B = 1.15 \text{ m}$

**Tableau VII.12:** Résultats du dimensionnement des grilles.

Dégrilleur	Grille grossière	Grille fine
Largeur (m)	0.39	0.66
Longueur (m)	1.15	1.15m

**VII.2.3.1.2. Dessablage – Déshuilage :**

Il est toujours à craindre une présence importante de sable, matières minérales en suspension et d'huiles et des graisses qui peuvent perturber le traitement biologique.

Cette phase de prétraitement est réalisée dans un dessableur- déshuileur de type aéré longitudinal, l'injection de l'air assure une turbulence constante qui évite le dépôt des matières organiques.

Il est composé de deux zones :

- l'une aéré pour le dessablage : les sables et les matières lourdes sont récupérées au fond de l'ouvrage.
- les huiles et les graisses sont récupérées en surface. (dans une zone de tranquillisation et sont déversées dans un puisard à graisse pour être acheminées par camion vers une décharge). [8]

**VII.2.3.1.2.1 Dimensionnement du bassin de dessablage-déshuilage :**

Le bassin est équipé d'un pont racleur sur lequel est suspendue une pompe d'extraction des sables, les huiles sont raclées vers une fosse par les racleurs de surface.

Pour qu'il y ait sédimentation des particules il faut que l'inégalité suivante soit vérifiée :

$$\frac{L}{H} \leq \frac{V_e}{V_s} \quad (\text{VII.25})$$

Où :

- ✓  $V_e$  : la vitesse horizontale (vitesse d'écoulement est  $0.2 < V_e < 0.5$  (m/s))
- ✓  $V_s$  : Vitesse de sédimentation. (la vitesse est :  $40 < V_s < 70$  ( $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{h}$ ))
- ✓  $L$  : Longueur de bassin.
- ✓  $H$  : Profondeur de bassin.
- ✓  $L/H = (10-15)$ .
- ✓  $H = (1 - 2.5)$  m

On prend :

- ✓  $Q_{\text{ptp}} = 0.1787 \text{m}^3/\text{s}$ .
- ✓  $V_e = 0.3$  m/s.
- ✓  $V_s = 40$  ( $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{h}$ ) =  $0.011$  m/s.
- ✓  $H = 1.5$  m
- ✓  $\frac{L}{H} = 10$

**a. Section verticale :**

$$S_v = \frac{Q_p}{V_e} = \frac{0,1787}{0,3} \quad \Rightarrow \quad S_v = 0,60 \text{ m}^2$$

**b. Section horizontale :**

$$S_h = \frac{Q_p}{V_s} = \frac{0,1787}{0,011} \quad \Rightarrow \quad S_h = 16,08 \text{ m}^2$$

**c. Longueur :**

$$\text{On a : } \frac{L}{H} = 10 \quad \Rightarrow L = H * 10 \quad \Rightarrow \quad L = 15 \text{ m}$$

**d. Largeur :**

$$B = \frac{S_h}{L} = \frac{16,08}{15} = 1,07 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad B = 1,07 \text{ m}$$

**e. Volume du bassin :**

$$V = S_h * H = 16,08 * 1,5 \quad \Rightarrow \quad V = 24,12 \text{ m}^3$$

**f. Le temps de séjour dans le bassin :**

$$t_s = \frac{V}{Q_p} = \frac{24,12}{0,1787} = 135'' \quad \Rightarrow \quad T_s = 2'15''$$

**VII.2.3.1.2.2. Le volume d'air à insuffler dans le dessableur :**

La quantité d'air à insuffler varie de 1 à 1,5 m<sup>3</sup> d'air/m<sup>3</sup> d'eau.

$$q_{air} = Q_{ptp} \cdot V \quad (\text{VII.26})$$

Où :

- ✓ V : le volume d'air à injecter (m<sup>3</sup>).
- ✓ Q<sub>ptp</sub> : débit de la station.

Donc :  $q_{air} = 0,1787 \cdot 1,5 = 0,268 \text{ m}^3 \text{ d'air/s}$    $q_{air} = 964,98 \text{ m}^3 \text{ d'air/h}$

**Tableau VII.13:** Dimensions du dessableur-déshuileur.

dessableur-déshuileur	Unités	Valeurs
Section verticale	m <sup>2</sup>	0,60
Section horizontale	m <sup>2</sup>	16,08
Longueur	M	15
Largeur	M	1,07
Volume du bassin	m <sup>3</sup>	24,12
temps de séjour	S	135
volume d'air à insuffler	m <sup>3</sup> /h	964,98

**VII.2.3.1.2.3. Calcul des quantités des matières éliminées par le dessableur :**

On sait que le dessablage élimine dans les environs de 70% des matières minérale. Celles-ci représente 35% des MES.

Les MES contiennent 35% des MMS et 65% des MVS.

- La charge en MES à l'entrée de dessableur est : **MES = 999 Kg/j**
- Les matières volatiles en suspension MVS contenues dans les MES sont :  
 $MVS = 999 \times 0,65 = 649,35 \text{ Kg/j}$  **MVS = 649,35 Kg/j**
- Ñ Les matières minérales contenues dans les MES sont :  
 $MM = 999 \times 0,35 = 349,65 \text{ Kg/j}$  **MM = 349,65 Kg/j**
- Ñ Les matières minérales éliminées

Un dessableur permet d'éliminer 70% des matières minérales totales

$$MMe = 349,65 \times 0,7 = 244,75 \text{ Kg/j} \quad \mathbf{MMe = 244,75 Kg/j}$$

Donc :

Ñ Les matières minérales à la sortie de dessableur

$$MMs = MMt - MMe$$

$$MMs = 349.65 - 244.75 = 104.9 \text{ kg/j} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{MMs = 104.9 \text{ kg/j}}$$

Ñ Les MES à la sortie de dessableur :

$$MESs = MVS + MMs$$

$$MESs = 649.35 + 104.9 = 790.25 \text{ kg/j} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{MESs = 790.25 \text{ kg/j}}$$

### VII.2.3.2. Traitement primaire :

Les traitements primaires sont représentés par le phénomène de décantation, qui est une séparation solide-liquide, elle consiste en une élimination en matières en suspension dont la densité est supérieure à celle de l'eau ; l'eau usée préalablement dégraillée et dessablée, contient encore des matières organiques et minérales décantables, qui vont subir une décantation.

Le décanteur primaire permet donc de limiter la variation de charge et la perturbation de MES dans l'aérateur .Cependant, il produit des boues instables (boues primaires) qui peuvent être une source non négligeable de nuisances olfactives (mauvaise odeurs).

Dans notre étude, on opte pour un décanteur circulaire car ce type présente quelques avantages par rapport au décanteur rectangulaire, leur construction est relativement économique en raison de la faible épaisseur des parois circulaires de béton armé et de la faible densité d'armatures.

#### VII.2.3.2.1. Dimensionnement du décanteur primaire :

Les principaux paramètres de calcul du décanteur sont :

- La charge superficielle (vitesse limite de chute) qui est définie par : [2]

$$V_{lim} = Q_{pts} / S \quad \text{(VII.27)}$$

- Q : débit de la station.

- S : surface totale

- Le temps de séjours est compris entre 1 et 2 heures [11]
- La hauteur d'eau dans l'ouvrage : la hauteur minimum est de 2m

Pour un réseau unitaire la vitesse limite est déterminée en fonction du rapport  $Q_{pts}/Q_{moy h}$

**Tableau VII.14:** les valeurs de la vitesse limite en fonction de  $Q_{moy h}$ [2]

$K = Q_{pts} / Q_{moy h}$	2.5	3	5	8	10
$V_{lim} \text{ (m/h)}$	2	2.5	3.75	5	6

$K = Q_{pts} / Q_{moy h} = 3.86$  donc d'après ce tableau on tire la vitesse  $V_{lim} = 2.5 \text{ m/h}$

Avec :

- $Q_{pts}$ : débit de pointe au temps sec.
- $Q_m$  : débit moyen horaire.

**a. Surface horizontale :**

$$S_h = Q_{ptp} / V_{lim} = 643.5 / 2.5 = 257.4 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad S_h = 257.4 \text{ m}^2$$

- $Q_{ptp}$  : Débit de pointe en temps de pluie.

**b. Volume :**

On prend  $t_s = 1 \text{ h}$

$$V = Q_p \cdot t_s = 643.5 \cdot 1 = 643.5 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow \quad V = 643.5 \text{ m}^3$$

**c. La hauteur :**

$$H = V / S_h = 643.5 / 257.4 = 2.5 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad H = 2.5 \text{ m}$$

**d. Le diamètre :**

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 643.5}{3.14 \cdot 2.5}} = 18,10 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad D = 19 \text{ m}$$

Avec :

- $D$  : diamètre du décanteur.
- $V$  : volume du décanteur.
- $h$  : hauteur du décanteur.

**e. Temps du séjour :**

- pour le débit moyen horaire

$$T_s = V / Q_{moy} = 643.5 / 55.5 = 11.56 \text{ h}$$

- pour le débit de pointe par temps sec

$$T_s = V / Q_p = 643.5 / 214.49 = 3 \text{ h}$$

- pour le débit de pointe par temps de pluie.

$$T_s = V / Q_{ptp} = 643.5 / 643.5 = 1 \text{ h}$$

**f. Calcul de la quantité de boues éliminées :**

Sachant que le décanteur primaire permet l'élimination de 30% de  $DBO_5$  et 60% de MES et connaissant les charges de pollution à l'entrée du décanteur :

- $DBO_5 = 888 \text{ Kg/j}$ .
- $MES = 790.25 \text{ Kg/j}$ .

➤ **Les charges éliminées par la décantation primaire :**

- $DBO_5 e = 0,3 \cdot DBO_5 = 0,3 \cdot 888 = 266.4 \text{ Kg/j}$
- $MES e = 0,6 \cdot MES = 0,6 \cdot 790.25 = 474.15 \text{ Kg/j}$

➤ **Les charges à la sortie du décanteur primaire :**

- $DBO_5\ s = DBO_5 - DBO_5\ e = 888 - 266.4 = \mathbf{621,60\ Kg/j}$
- $MES\ s = MES - MES\ e = 790.25 - 474.15 = \mathbf{316,10\ Kg/j}$

**Tableau VII.15:** récapitulatif des résultats des calculs du décanteur primaire.

Désignation	Unités	Horizon 2034
Surface horizontale	m <sup>2</sup>	257,4
Volume	m <sup>3</sup>	643,5
Hauteur	m	2,5
Diamètre	m	19
Temps du séjour :		
✓ pour le débit moyen horaire ;	h	11,56
✓ pour le débit de pointe par temps sec ;		3
✓ pour le débit de pointe par temps de pluie.		1

**VII.2.3.3. Traitement biologique :**

Le traitement biologique est réalisé dans les ouvrages suivant:

- Le bassin d'aération.
- Le décanteur secondaire (décanteur secondaire).

Pour le dimensionnement de la station d'épuration, on a proposé une variante, c'est la variante à moyenne charge.

Le traitement à boues activées à moyenne charge est caractérisé par les paramètres suivants :

Ñ La charge massique ( $C_m$ ) :

$$0,2 < C_m < 0,5 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg. MVS.j} \quad [12]$$

Le calcul de la station sera basé sur la valeur suivante de  $C_m$ :  $C_m = \mathbf{0,4\ Kg\ DBO}_5/\text{Kg\ MVS\ j}$

Ñ La charge volumique ( $C_v$ ) :  $0,6 < C_v < 1,5 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3/\text{j}$  [12]

Le calcul de la station sera basé sur la valeur suivante de  $C_v$ ,  $C_v = \mathbf{1.2\ Kg\ DBO}_5/\text{m}^3/\text{j}$ .

$C_v$  permet d'estimer la capacité du bassin d'aération.

**VII.2.3.3.1. Dimensionnement du bassin d'aération [9] :**

- On a :
- Débit moyen journalier  $Q_{\text{moy j}} = 1332 \text{ m}^3/\text{j}$
  - Débit de pointe par temps de pluies  $Q_{\text{ptp}} = 15443,13 \text{ m}^3/\text{j}$
  - Charge polluante à l'entrée du bassin  $L_0 = 621,60 \text{ Kg/j}$
  - $C_m = 0,4 \text{ Kg DBO}_5 / \text{Kg MVS}_j$

**A. Volume du bassin :**

$$V_a = L_0 / C_v \quad \text{(VII.28)}$$

D'où :  $V_a = 621,6 / 1,2 = 518 \text{ m}^3$   $\Rightarrow$   **$V = 518 \text{ m}^3$**

**B. Hauteur du bassin :**

Elle est prise généralement entre 3 et 5m donc on prend :  $\Rightarrow$   **$H = 3 \text{ m}$**

La hauteur de revanche du bassin doit être  $h \geq 80 \text{ cm}$ .  $\Rightarrow$   **$h = 80 \text{ cm}$**

**C. Surface horizontale du bassin :**

$$S_h = V / H = 518 / 3 = 172,67 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{S}_h = 173 \text{ m}^2$$

**D. Largeur :**

On a :  $\frac{\text{Largeur}}{\text{Hauteur}} = 1 \text{ à } 5$  doc on prend :  $B / h = 2,5$

E.  $B / h = 2,5 \Rightarrow B = 2,5 * 3 = 7,5 \text{ m}$   $\Rightarrow$   **$B = 7,5 \text{ m}$**

**F. Longueur :**

$$L = S_h / B = 173 / 7,5 = 23,06 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \text{L} = 23 \text{ m}$$

**G. La masse de boues dans le bassin :**

$$X_a = L_0 / C_m = 621,6 / 0,4 = 1554 \text{ Kg} \quad \Rightarrow \quad \text{X}_a = 1554 \text{ Kg}$$

**H. Concentration de boues dans le bassin :**

$$[X_a] = X_a / V = 1554 / 518 = 3 \text{ kg/m}^3 \quad \Rightarrow \quad [X_a] = 3 \text{ kg/m}^3$$

**I. Temps de séjour :**

✓ Pour le débit moyen horaire

$$T_s = V / Q_{\text{moy h}} = 518 / 55,5 = 9,33 \text{ h} \quad \Rightarrow \quad \text{T}_s = 9,33 \text{ h}$$

✓ Pour le débit de pointe par temps sec

$$T_s = V / Q_{\text{pts}} = 518 / 214,49 = 2,41 \text{ h} \quad \Rightarrow \quad \text{T}_s = 2,41 \text{ h}$$

✓ Pour le débit de pointe en temps de pluie.

$$T_s = V / Q_{\text{ptp}} = 518 / 643,46 = 0,80 \text{ h} \quad \Rightarrow \quad \text{T}_s = 0,80 \text{ h}$$

**J. Concentration de l'effluent en DBO<sub>5</sub> :**

$$S_o = L_o / Q_{\text{moy j}} = 621,60 / 1332 = 466 \text{ mg/l} \quad \Rightarrow \quad S_o = 466 \text{ mg/l}$$

**K. Charge polluante à la sortie :**

La charge polluante à la sortie à une concentration  $S_f$  conforme aux normes de rejets fixées à 30 mg/l de DBO<sub>5</sub>.

$$L_f = S_f \cdot Q_{\text{moy j}} = 0,03 \cdot 1332 = 39,96 \text{ Kg /j} \quad \Rightarrow \quad L_f = 39,96 \text{ Kg /j}$$

**L. Charge polluante éliminée :**

$$L_e = L_o - L_f = 621,60 - 39,96 = 581,64 \text{ Kg /j} \quad \Rightarrow \quad L_e = 581,64 \text{ Kg /j}$$

**M. Rendement de l'épuration :**

$$ep = (L_o - L_f) / L_o = (581,64 / 621,6) = 0,935 \quad \Rightarrow \quad ep = 93,5\%$$

**N. Calcul de la quantité des boues en excès :**

La quantité de boues en excès est déterminée par la formule d'ECKENFELDER [9] :

$$\Delta X = X_{\text{min}} + X_{\text{dur}} + a_m L_e - b X_a - X_{\text{eff}} \quad (\text{VII.29})$$

Avec :

- ✓  $X_{\text{min}}$  : Boues minérales. (25 % de MES)
- ✓  $X_{\text{dur}}$  : Boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles représentent 0,3 à 0,35 des MVS. [1]
- ✓  $a_m$  : Coefficient de rendement cellulaire (g cellulaires formées / g DBO<sub>5</sub> éliminées).
- ✓  $a_m$  : Varie entre 0,55 <  $a_m$  < 0,65. On prend  $a_m = 0,6$ .
- ✓  $L_e$  : Quantité de DBO<sub>5</sub> à éliminer (Kg/j).
- ✓  $b$  : Fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène.  $b = 0,07$
- ✓  $X_a$  : Masse totale de MVS dans le bassin (Kg).
- ✓  $X_{\text{eff}}$  : Fuite des MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet, on adopte généralement 30mg/l).

La charge journalière en MES à la sortie de décanteur primaire est **316,10 Kg/j**

$$X_{\text{min}} = 0,25 \cdot 316,10 = 78,03 \text{ Kg/j}$$

$$X_{\text{dur}} = 0,3 \text{ MVS}$$

$$X_{\text{dur}} = 0,3 \cdot (0,75 \cdot 316,10) = 71,12 \text{ kg/j}$$

$$a_m L_e = 0,6 \cdot 581,64 = 348,98 \text{ Kg/j}$$

$$b X_a = 0,07 \cdot 1554 = 108,78 \text{ Kg/j}$$

$$X_{\text{eff}} = 0,03 \cdot 1332 = 39,96 \text{ Kg/j}$$

Alors  $X=78,03 +71.12 +348,98 -108,78-39,96 =349,39 \text{ Kg/j}$

$$\mathbf{X =349,39 \text{ Kg/j}}$$

### VII.2.3.3.2. Calcul du clarificateur (décanteur secondaire) :

Le but du décanteur secondaire est la séparation de floc biologique de l'eau épurée. Les boues déposées dans le clarificateur sont renvoyées vers le bassin d'aération afin d'y maintenir une concentration quasi constante en bactéries et les boues en excès sont évacuées vers les installations de traitement de boues (épaississement, déshydratation).

Nous optons pour un décanteur de forme circulaire, muni d'un pont racleur de fond et de surface, conduisant les boues dans les fosses d'où elles sont reprises pour le recyclage et l'extraction de la fraction en excès.

Les données de base sont :

- Le temps de séjour :  $t_s = (1,5 \div 2) \text{ heure}$  .On prend  $t_s = 1,5\text{h}$ . [13]
- Le débit de pointe en temps de pluie (de la station) :  $Q_{\text{ptp}}=643,46 \text{ m}^3/\text{h}$

#### A. Volume du décanteur :

$$V = Q_p * t_s = 643,46 * 1,5 = 965,19\text{m}^3 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{v=965\text{m}^3}$$

#### B. Hauteur du clarificateur :

Hauteur du décanteur est :  $H= (3 \div 5) \text{ m}$ . [9]

On prend :  $\mathbf{H=3m}$

#### C. Diamètre du décanteur :

Sachant que notre bassin a une forme circulaire donc le diamètre est donné par la relation suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4.V}{f.H}} = \sqrt{\frac{4*965}{3,14*3}} = 20,24\text{m}. \quad \Rightarrow \quad \mathbf{D=21 \text{ m}}$$

#### D. Surface horizontale du décanteur :

$$S_h = f * D^2/4 = 3,14*21^2/4=346,36 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{S_h=347 \text{ m}^2}$$

#### E. Temps de séjour : $T_s = V / Q$

✓ Pour le débit moyen horaire

$$T_s = V / Q_{\text{moy}} = 965 / 55,5 = \mathbf{17.38 \text{ h}}$$

✓ Pour le débit de pointe par temps sec

$$T_s = V / Q_{\text{pts}} = 965 / 214,49 = \mathbf{4,50 \text{ h}}$$

✓ Pour le débit de pointe par temps de pluie.

**Tableau VII.16:** Résultats de calcul pour le traitement biologique.

Désignations	Unités	2034
<b>Données de base</b>		
Débit moyen journalier $Q_{\text{moy j}}$	$\text{m}^3/\text{j}$	1332
Débit moyen horaire $Q_{\text{moy h}}$	$\text{m}^3/\text{h}$	55,5
Débit de pointe par temps de pluies $Q_{\text{ptp}}$	$\text{m}^3/\text{h}$	643,46
Charge polluante à l'entrée du bassin $L_0$	$\text{Kg}/\text{j}$	621,60
Concentration de l'effluent en $\text{DBO}_5$ $S_0$	$\text{mg}/\text{l}$	466
Charge polluante à la sortie $L_f$	$\text{Kg}/\text{j}$	39,36
Charge polluante éliminée $L_c$	$\text{Kg}/\text{j}$	581,64
Rendement de l'épuration $R$	%	93,5
<b>Dimensionnement du bassin d'aération</b>		
nombre de bassins	-	1
Volume du bassin $V$	$\text{m}^3$	518
Hauteur du bassin $H$	m	3
Surface horizontale du bassin $S_h$	$\text{m}^2$	173
Largeur du bassin $B$	m	7,5
Longueur du bassin $L$	m	23
Temps de séjours $t_s$ pour $Q_{\text{moy h}}$	h	9,33
Temps de séjours $t_s$ pour $Q_{\text{pts h}}$	h	2,41
Temps de séjours $t_s$ pour $Q_{\text{ptp h}}$	h	0,80
<b>Dimensionnement du décanteur secondaire</b>		
Volume du bassin $V$	$\text{m}^3$	965
Hauteur du décanteur $H$	m	3
Surface horizontale du décanteur $S_h$	$\text{m}^2$	347
Le diamètre du décanteur $D$	m	21
Temps de séjours $t_s$ pour $Q_{\text{moy h}}$	h	17,38
Temps de séjours $t_s$ pour $Q_{\text{pts h}}$	h	4,5
Temps de séjours $t_s$ pour $Q_{\text{ptp h}}$	h	1,5

#### VII.2.3.4. Traitement tertiaire (désinfection) :

Le traitement biologique ne permet pas à lui seul d'éliminer de façon satisfaisante les germes pathogènes ; ce qui implique en cas de réutilisation de l'eau épurée, une désinfection.

La chloration est utilisée depuis longtemps pour son action bactéricide et apparaît comme élément complémentaire de traitement indispensable dès lors que les eaux sont destinées à l'agriculture.

En Algérie, l'hypochlorite de sodium (eau javel) est le produit désinfectant le plus utilisé dans les stations d'épuration à cause de sa disponibilité sur le marché et son fiable coût.

**VII.2.3.4.1. Dose du chlore à injecter :**

La dose du chlore nécessaire dans les conditions normales pour un effluent traité est de 5 à 10 mg/l pour un temps de contact de 30 minutes. [10]

On utilise une dose de 10 mg/l pendant un temps de contact de 30 mn.

La dose journalière en chlore :

$$D_j = Q_{\text{moy j}} * (Cl_2) \quad (\text{VII.30})$$

$$D_j = Q_{\text{moy j}} * (Cl_2) = 1332 * 0,01 = \mathbf{13,32 \text{ Kg/j}}$$

**VII.2.3.4.2. Dimensionnement du bassin de désinfection :**

$$Q_{\text{ptp}} = \mathbf{643,46 \text{ m}^3/\text{h}}$$
 (débit de pointe au temps de pluie)

$$T_s = \mathbf{30 \text{ mn}}$$
 [10]

**A. Volume du bassin :**

$$V = Q_{\text{pte}} * T_s = 643,46 * 30/60 = 321,73 \text{ m}^3 \Rightarrow \mathbf{V = 322 \text{ m}^3}$$

**B. Hauteur du bassin :**

$$\text{On fixe } H = 3\text{m} \Rightarrow \mathbf{H = 3 \text{ m}}$$

**C. Surface horizontale :**

$$S_h = V/H = 322/3 = 107,33\text{m} \Rightarrow \mathbf{S_h = 107,33 \text{ m}^2}$$

**D. La largeur et la longueur :**

Notre bassin a une forme rectangulaire de surface  $S_h = L * B$

On prend :  $L = 2 * B$

$$B = \sqrt{\frac{S_h}{2}} = \mathbf{7,32 \text{ m}} \Rightarrow \mathbf{B = 7,32 \text{ m}}$$

$$\text{Alors : } L = 2 * 7,32 = \mathbf{14,64 \text{ m}} \Rightarrow \mathbf{L = 14,64 \text{ m}}$$

Avec : L : longueur du bassin de désinfection.

B : largeur du bassin de désinfection.

**Tableau VII.17:** Résultats de dimensionnement du bassin de désinfection.

Caractéristiques du bassin	Unité	2034
Volume	m <sup>3</sup>	322
Hauteur	m	3
Surface horizontale	m <sup>2</sup>	107,33
Longueur	m	14,64
Largeur	m	7,32
Dose journalière en chlore	Kg/j	13,32

**VII.2.3.5. Traitement des boues :**

Les boues provenant du décanteur primaire et secondaire sont admises dans une Filière de traitement qui comporte l'épaississement, la stabilisation et la déshydratation.

D'une façon générale, les équipements de la filière boue doivent être dimensionnés pour pouvoir traiter la totalité de la production de boue de la station sans provoquer d'accumulation anormale et prolonger de boue dans le décanteur primaire et le décanteur secondaire.

La filière de traitement des boues sera comme suite :

- Un épaississement des boues ;
- Une digestion anaérobie ;
- Une déshydratation sur lits de séchage.

**VII.2.3.5.1. Dimensionnement de l'épaississeur :**

Il reçoit les boues issues du décanteur primaire et secondaire. La production journalière des boues est de :

**A. Boues issues du décanteur primaire :**

Boues primaires :  $B_I = DBO_{5e} + MESS$

$$B_I = 266,40 + 474,15 = \mathbf{740,55 \text{ Kg/j}}$$

**B. Boues issues du décanteur secondaire :**

Boues secondaires  $B_{II} = \mathbf{349,39 \text{ Kg/j}}$  (Représente les boues en excès)

**C. Quantité totale journalière des boues sera :**

$$B_t = B_I + B_{II} = 740,55 + 349,39 = \mathbf{1089,94 \text{ Kg/j}}$$

**D. Concentration des boues :**

A l'entrée de l'épaississeur les boues fraîches ont les concentrations moyennes suivantes :

- Boues primaires : (20÷30) g/l [14]
- Boues secondaire : (10÷30) g/l [14]

**E. Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur :**

Le débit journalier de boues entrant dans l'épaississeur correspond aux débits de boues issus des deux décanteurs.

- **Débit arrivant du décanteur primaire :**

$$Q_1 = B_I / S_1 = 740,55 / 25 = \mathbf{29,62 \text{ m}^3/\text{j}}$$

$B_I$  : quantité issues du décanteur primaire

$S_1$  : concentration des boues.

On prendra  $S_1 = \mathbf{25g/l}$

- **Débit arrivant du décanteur secondaire :**

$$Q_2 = B_{II} / S_2 = 349,39 / 10 = \mathbf{34,94 \text{ m}^3/\text{j}}$$

$S_2$  : concentration des boues.

On prendra  $S_2=10 \text{ g/l}$

- **Débit total :**

$$Q_t = Q_1 + Q_2 = \mathbf{29,62 + 34,94 = 64,56 \text{ m}^3/\text{j}}$$

#### F. Concentration du mélange :

$$S = B_t / Q_t = 1089,94 / 64,56 = \mathbf{16,88 \text{ Kg/m}^3}$$

#### G. Volume de l'épaisseur :

$$V = Q_t \cdot T_s = 64,56 \cdot 2 = 129,12 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{V = 129,12 \text{ m}^3}$$

$T_s$  : temps de séjours = 2j.

#### H. Surface horizontale :

Pour une profondeur de  $H = 3\text{m}$ .

On calcule:

$$S_h = V / H = 129,12 / 3 = 43,04 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{S_h = 43,04 \text{ m}^2}$$

#### I. Diamètre :

Notre épaisseur a une forme circulaire de diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S_h}{f}} = \sqrt{\frac{4 \times 43,04}{3,14}} = 7,40\text{m} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{D = 7,40 \text{ m}}$$

#### J. Caractéristiques des boues épaissies

La concentration des boues après épaississement par décantation est de l'ordre de 80 à 100 g/l. [9]

#### K. Calcul du débit des boues épaissies

On prend :  $C_B = 80\text{g/l}$ .

$$Q_B = B_t / C_B = \mathbf{1089,94 / 80 = 13,62 \text{ m}^3/\text{j}} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{Q_B = 13,62 \text{ m}^3/\text{j}}$$

#### VII.2.3.5.2. Dimensionnement du digesteur :

##### A. Temps de séjour du digesteur [9]:

$$t_s = 175 \cdot 10^{(-0,03 \cdot t)} \quad / \quad t = 35^\circ\text{C}. \quad \Rightarrow \quad \mathbf{t_s = 15,6 \text{ jours}}$$

##### B. Volume du digesteur :

$$V = Q_B \cdot t_s = 13,62 \cdot 15,6 = 212,47 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{V = 212,47 \text{ m}^3}$$

**C. Diamètre du digesteur :**

On prend :  $H = 4 \text{ m}$

$$D_d = \sqrt{\frac{V_d \cdot 4}{f \cdot H}} = \sqrt{\frac{212,47 \times 4}{3,14 \times 4}} \Rightarrow D = 8,22 \text{ m}$$

**D. Surface horizontale :**

$$S_h = \frac{f \cdot D^2}{4} = \frac{3,14 \times 8,22^2}{4} \Rightarrow S_h = 53,11 \text{ m}^2$$

**VII.2.3.5.3. Dimensionnement du lit de séchage :**

Généralement il est composé d'une couche supérieure de sable de 10cm (calibre 0,5 à 1,5mm) d'une couche intermédiaire de gravier fin (calibre 5 à 15mm) et d'une couche inférieure de gros graviers (calibre 10à4mm) reposant sur le sol imperméable et soigneusement nivelé, des drains (en ciment ou en plastique) sont disposés avec une légère pente dans la couche de base.

Les boues épandues liquéfiées sur une partie par de l'eau (jusqu'à 80%) par drainage à travers le sable. Un séchage atmosphérique par évaporation se produit ensuite et termine la déshydratation des boues.

Le dimensionnement de cet ouvrage se fait par la quantité de boues refoulées vers l'épaississeur qui est égale à **349,39 Kg/j**

**A. Volume d'un lit :**

Nous avons choisi les dimensions suivantes :

$b=8\text{m}; L=20\text{m}; H=0,3\text{m}$

$$V = b * L * H \quad (\text{VII.31})$$

$$V = 8 * 20 * 0,3 = 48 \quad \Rightarrow V = 48 \text{ m}^3$$

La concentration de boues activées épaissies est de 20 à 50 g/l [12].

On prenant une concentration de 20 g/l le volume journalier des boues épandues sera :

$$V_e = \frac{349,39}{20} = 17,47 \quad \Rightarrow V_e = 17,47 \text{ m}^3/\text{j}$$

**B. Volume des boues épandues par lit :**

On admet que le lit sert 10 fois par an

$$\text{Donc : } V_a = 10 \cdot V = 10 * 48 \quad \Rightarrow V_a = 480 \text{ m}^3$$

**C. Volume de boue à sécher par an :**

$$V_{an} = 17,47 * 365 \quad \Rightarrow V_{an} = 6376,55 \text{ m}^3/\text{an}$$

**D. Nombre de lits nécessaires :**

$$N = V_{an} / V_a = 6376,55 / 480 = 13,28 \quad \Rightarrow N = 14 \text{ lits}$$

**E. Surface nécessaire :**  $S = S_0 * N$

(VII.32)

Où :  $S_0$  c'est la surface du lit de séchage :

$$S_0 = L * b = 20 * 8 = 160\text{m}^2$$

$$S = 160 * 14 = 2240$$



$$S = 2240 \text{ m}^2$$

**Tableau VII.18:** Calcul des ouvrages de traitement des boues à moyenne charge.

Désignations	Unités	Horizon 2034
<b>Dimensionnement de l'épaississeur</b>		
Boues issues du décanteur primaire	kg/j	740,55
Boues issues du décanteur secondaire	kg/j	349,39
la quantité totale journalière des boues	Kg/j	1089,94
Le débit total	m <sup>3</sup> /j	64,56
La concentration du mélange	Kg/m <sup>3</sup>	16,88
Débit des boues épaissies	m <sup>3</sup> /j	13,62
Hauteur	M	3
Surface horizontale	m <sup>2</sup>	43,04
Volume	m <sup>3</sup>	129,12
Diamètre	M	7,4
<b>Dimensionnement du digesteur</b>		
Temps de séjour du digesteur	J	15,6
Volume	m <sup>3</sup>	212,47
Diamètre	M	8,22
Surface horizontale	m <sup>2</sup>	53,11
Hauteur	M	4
<b>Dimensionnement du lit de séchage</b>		
Longueur	M	20
Largeur	M	8
Hauteur	m	1
Hauteur de boue dans le lit	m	0,3
Volume	m <sup>3</sup>	48
Volume journalier des boues épandues	m <sup>3</sup> /j	17,47
Volume des boues épandues par lit et par an	m <sup>3</sup>	480
Volume de boue à sécher par an	m <sup>3</sup> /an	6376,55
Nombre de lits	-	14
La surface totale des lits de séchage	m <sup>2</sup>	2240

**VII.2.4. Le coût de la station d'épuration :**

Il comprend :

- Coût des travaux de génie civil (terrassement et coût des ouvrages en béton).
- Les équipements (racleurs, turbine, pompes aérateurs, tuyauterie ... )
- Cout des travaux du VRD

$$C_{ti} = C_{gc} + C_{eq} + C_{vrd}$$

Avec :

$C_{ti}$  : le coût d'investissement ;

$C_{eq}$  : le coût des équipements ;

$C_{vrd}$ : le coût de VRD.

**VII.2.4.1. Coût des travaux de génie civil :****VII.2.4.1.1. Coût de terrassement :**

L'épaisseur de la couche végétale sera estimée à 30 cm, le prix du mètre cube de terrassement sera évalué à 140 DA.

On calculera le volume de la couche végétale par l'expression :  $V = 0,3 * S_{hi}$

$S_{hi}$  : Surface horizontale de l'ouvrage considéré.

Le coût d'un ouvrage sera donc :

$$C_t = 140. V$$

$v$  : Volume de terrassement de l'ouvrage considéré ;

$C_t$  : le coût de terrassement.

**Tableau VII.19** : Le coût de terrassement de chaque ouvrage :

Ouvrage	Surface horizontale	Volume	Coût
	m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	DA
Dessableur-déshuileur	16.08	4.82	674,80
Décanteur primaire	257.4	77.22	10 810,80
Bassin d'aération	173	51.9	7 266,00
Décanteur secondaire	347	104.1	14 574,00
Bassin de désinfection	107.33	32.20	4 508,00
Epaississeur	43.04	12.91	1 807,40
digesteur aérobie	53.11	15.93	2 230,20
Lit de séchage	2240	672	94 080,00
<b>Coût total</b>			<b>135 951,20</b>

Donc le coût total du terrassement est  $C_{tt}=135951.2$  DA

#### VII.2.4.1.2. Coût de Béton armé :

Le coût du mètre cube de béton est estimé actuellement  $P_u = 25000$  DA ;

Le coût du béton sera donc:  $C_b = P_u * V_{tb}$  ;

Epaisseur des murs des ouvrages  $e_m = 0,15$  à  $0,4$  m on prend  $e_m = 0,20$ m;

Epaisseur du radier des ouvrages est prise  $e_r = 0,3$  à  $0,4$  m on prend  $e_r = 0,3$  m ;

Le mètre cube de béton contient en moyenne (40 à 100) Kg de fer;

Le kilogramme de fer coûte actuellement 80 DA ;

On prendra la valeur 80 Kg de fer / m<sup>3</sup> de béton.

Le coût de béton armé sera :

$$C_{tba} = C_b + C_f$$

$$C_b = 25000 \text{ DA}$$

$$C_f = 80 * 80 = 6400 \text{ DA}$$

$$C_{tba} = 31400 \text{ DA}$$

Avec:

$C_{tba}$  : coût total de béton armé ;

$C_b$  : coût de béton;

$C_f$  : coût de fer ;

Le volume du béton total pour chaque ouvrage est la somme de deux volumes:

- $V_{br}$  : Volume du béton pour le radier de chaque ouvrage  $V_{br} = e_r * S_h$
- $V_{bm}$  : Volume du béton des murs de chaque ouvrage  $V_{bm} = e_m * P * H$

$P$  : périmètre de l'ouvrage ;

$H$  : hauteur de l'ouvrage.

**Tableau VII.20** : Le coût du béton armé de chaque ouvrage

Ouvrage	Sh	Volume		Vtb	Coût
	m <sup>2</sup>	Vbr (m <sup>3</sup> )	Vbm (m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	DA
Dessableur-déshuileur	16.08	4.82	9.64	14.46	454044,00
Décanteur primaire	257.4	77.22	29.84	107.06	3361684,00
Bassin d'aération	173	51.9	36.6	88.5	2778900,00
Décanteur secondaire	347	104.1	39.58	143.68	4511552,00
Bassin de désinfection	107.33	32.20	26.35	58.55	1838470,00
Epaississeur	43.04	12.91	13.95	26.86	843404,00
digesteur aérobic	53.11	15.93	15.49	31.42	986588,00
Lit de séchage	2240	672	156.8	828.8	26024320,00
<b>Coût total</b>					<b>40798962,00</b>

Avec:

Sh : surface horizontale de l'ouvrage

Vtb : volume total de béton

Donc le coût total du béton armé est **Ctba = 40798962 DA.**

Le coût total du génie civil est la somme des deux coûts calculé précédemment:

$$\mathbf{C_{gc} = C_t + C_{tba} = 135951.2 + 40798962 = 40934913.2 \text{ DA}}$$

#### VII.2.4.2. Coût des VRD :

Le coût des VRD est estimé à 25% du coût du génie civil donc :

$$\mathbf{C_{VRD} = 0,25 * C_{gc} = 0,25 * 40934913.2 = 10233728.3 \text{ DA}}$$

#### VII.2.4.3. Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations hydromécaniques :

Il est estimé à 40% du (Cgc + CVRD)

$$\mathbf{C_{eq} = 0,4 * (40934913.2 + 10233728.3) = 20467456.6 \text{ DA}}$$

#### VII.2.4.4. Le coût total de la station:

$$T_i = C_{gc} + C_{VRD} + C_{eq}$$

**Tableau VII.21:** Estimation du coût prévisionnel de l'installation

Désignation	Coût(DA)
Génie civil	40 934 913,20
VRD	10 233 728,30
Equipements et installations	20 467 456,60
Total (HT)	71 636 098,10
Total (TTC)	83 814 234,78

#### Conclusion :

Après les calculs des coûts prévisionnels des deux installations (station d'épuration et station de pompage), on remarque que la construction d'une station de pompage donne un coût faible par rapport à la construction d'une station d'épuration, donc on propose de réaliser une station de pompage, cette dernière va refouler les eaux usées de notre agglomération vers le rejet de Rasfa agglomération chef-lieu, et à partir de ce point, les eaux usées peuvent rejoindre par gravité, la zone de Salah Bey pour être raccordées à la station d'épuration.



## *Chapitre VIII*

*LES ELEMENTS*

*CONSTITUTIFS*

*DU*

*RESEAU*

**Introduction :**

Un réseau d'assainissement a pour objet la collecte des eaux usées et pluviales et pour objectif la protection du milieu naturel ; il constitue un équipement public essentiel. Il doit être parfaitement étanche, même en cas de mouvements de terrain ; il doit avoir un degré très élevé de durabilité.

Les ouvrages d'assainissement comprennent des ouvrages principaux et des ouvrages annexes :

- Les ouvrages principaux correspondent au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'évacuation à l'exutoire et l'entrée des effluents dans la station d'épuration ; ces tuyaux se présentent par tronçons de diamètre croissant de l'amont vers l'aval;
- Les ouvrages annexes sont constitués par tous les dispositifs de raccordement, d'accès, de réception des eaux usées ou d'engouffrement des eaux pluviales et par les installations ayant pour rôle fonctionnel de permettre l'exploitation rationnelle du réseau (déversoirs d'orage, relèvements, bassins de stockage-restitution, etc.) .

En raison de leur implantation, tous ces ouvrages sont conçus et calculés pour résister aux charges permanentes et aux surcharges roulantes des véhicules circulant sur la voie publique. Le matériau constitutif des tuyaux doit résister également aux corrosions externes et internes dues à la nature des eaux usées.

En outre, un réseau doit être étanche, tant pour les eaux usées évacuées à l'intérieur des canalisations qu'à l'extérieur, afin d'éviter l'introduction dans les canalisations des eaux contenues dans le sol, car le manque d'étanchéité introduit une surcharge hydraulique qui nuit considérablement à l'efficacité de la station d'épuration et augmente les coûts d'exploitation des stations de relèvement des effluents.

**VIII.1. Les ouvrages principaux :****VIII.1.1. Les canalisations :**

Les canalisations des réseaux d'Assainissement sont constituées de tuyaux généralement circulaires, mais on peut rencontrer d'autres formes (rectangulaire, ovoïde...). Les principaux produits utilisés sont :

- Les tuyaux métalliques ;
- Les tuyaux en amiante ciment ;
- Les tuyaux en béton armé et non armé ;
- Les tuyaux en grés ;
- Les tuyaux en polychlorure de vinyle non plastifié (PVC).

L'utilisation des conduites circulaires est surtout réservée pour les faibles sections par rapport aux autres formes de sections. La forme circulaire est très simple à fabriquer, elle peut être utilisée pour les grandes sections avec certains inconvénients :

- Largeur importante de la tranchée.
- Vitesse d'écoulement faible pour des tirants d'eau faibles dans les sections de la canalisation, d'où surgit la difficulté du curage et entretien.

#### **VIII.1.1.1. Conduite en fonte :**

Les canalisations en fonte ductile sont résistantes et peu influencées par le sol environnant, elles peuvent donc être utilisées dans des conditions de contraintes difficiles (terrains instables, peu porteur, forte charge ...) Le matériau fonte conserve les mêmes caractéristiques mécaniques à 50 ans.

La fonte est un matériau sujet à la corrosion, cependant ce problème est limité par l'utilisation de revêtements de protection (interne ou externe). Il s'agit également d'un matériau couteux. Le diamètre nominal des canalisations en fonte correspond à leur diamètre intérieur.

#### **VIII.1.1.2. Conduite en amiante ciment :**

Les conduites en amiante ciment à utiliser sont celles de la série « assainissement » du type sans emboitement. Le revêtement intérieur de la paroi est à base d'enduit anti-acide. Les diamètres couramment utilisés varient de 80 à 500 mm. Les longueurs utiles varient de 0,5 à 5 m. il existe des pièces de raccords classique ; coude au 1/4, ou 1/8, branchement et cônes de jonction.

##### **VIII.1.1.2.1. Types des Joints :**

L'assemblage de ces types de conduites se fait surtout sans emboitement. Le joint sans emboitement est un joint glissant employé pour les conduites de diamètre de 700 et 800 mm, ne comportant pas d'emboitement mais sont réunies par des manchons en amiante ciment ayant :

- Deux anneaux de butée pour le centrage ;
- Deux rondelles d'étanchéité vers l'extérieur (joint Everitube).

Le joint Eternit, fabriqué pour l'assemblage des conduites à bout lisses, muni intérieurement :

- D'une gorge centrale où se trouve le talon de butée en caoutchouc de section rectangulaire.
- De deux gorges latérales symétriques recevant l'anneau d'étanchéité.

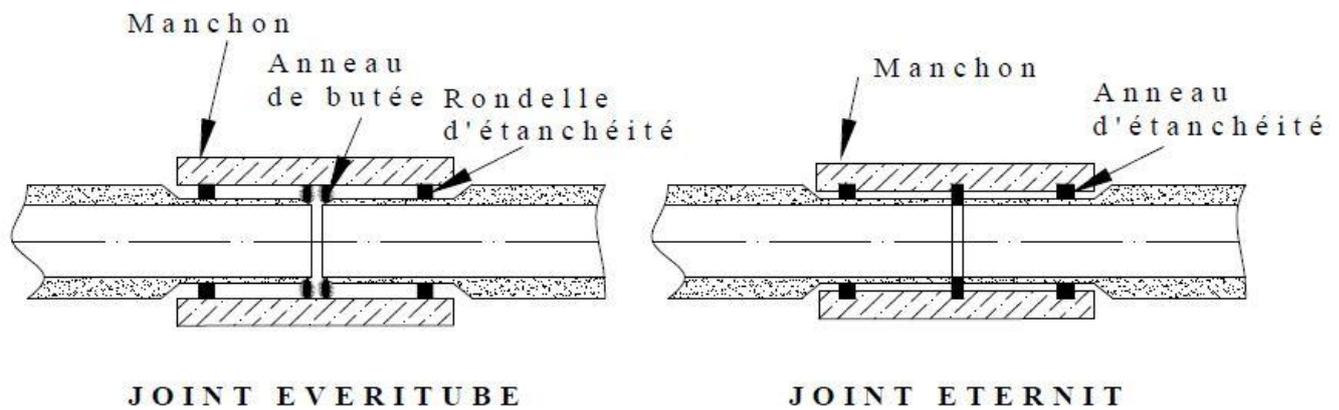


Figure VIII.1. Joints sur tuyaux en amiante ciment.

### VIII.1.1.3. Conduite en grès :

Les principales qualités du grès sont sa durabilité, son absence de corrosion et ses possibilités de recyclage. Les canalisations en grès sont rigides et peuvent, suivant la classe de résistance adoptée, reprendre des efforts importants liés aux remblais et aux charges roulantes. Le diamètre nominal des canalisations en grès correspond à leur diamètre intérieur.

#### VIII.1.1.3.1. Types des Joints : On distingue trois sortes de joints :

- **Joints au mortier de ciment** : l'interstice entre les deux conduites est rempli avec un mortier composé de ciment et de sable. Ce joint a le défaut d'être trop rigide.
- **Joints avec corde goudronnée et mortier de ciment** : l'extrémité male de la conduite est entourée avec de la corde goudronnée. La canalisation est en place, la corde est bourrée au fond de l'emboîtement et le reste est rempli de mortier.
- **Joints à double anneaux** : l'anneau est en polyester qui se compose d'une partie moulée dans l'emboîtement et d'une partie moulée sur le fût.

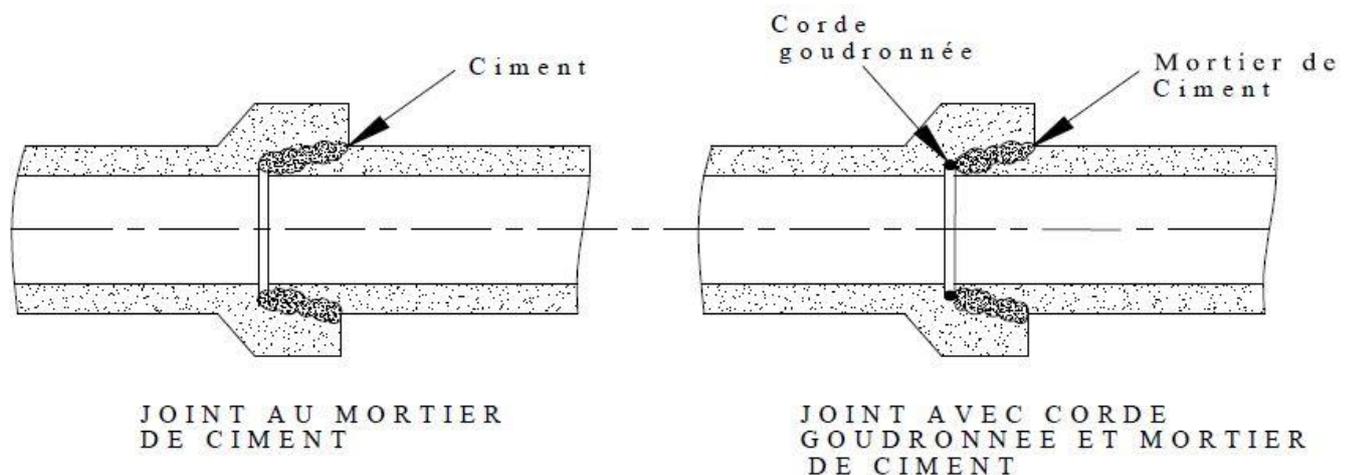


Figure VIII.2. Joints sur tuyaux en grès.

#### VIII.1.1.4. Conduite en matière plastique :

On peut distinguer :

- Les conduites en matières thermodurcissables ;
- Les conduites en matières thermoplastiques.

Les thermodurcissables conservent totalement la forme acquise après l'action de la chaleur. Après moulage à chaud, les conduites deviennent dures au refroidissement.

Les thermoplastiques ne peuvent être travaillés que sous l'action de la chaleur sans aucune réaction. Ces conduites se solidifient très vite après refroidissement. Lors de la pose de canalisation, on peut admettre la présence de courbures à condition que les angles ne soient pas effectués sur les emboîtures.

Le diamètre nominal des canalisations en matières plastiques correspond à leur diamètre extérieur.

**VIII.1.1.4.1. Types des Joints :** Les conduites peuvent être assemblées soit par collage, soit par bagues d'étanchéité.

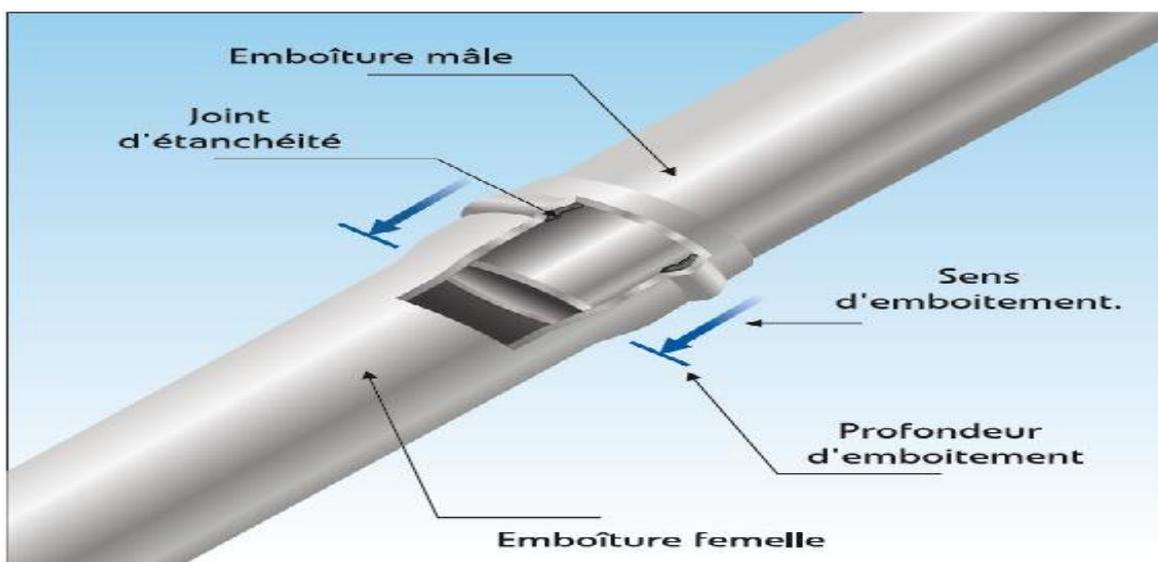
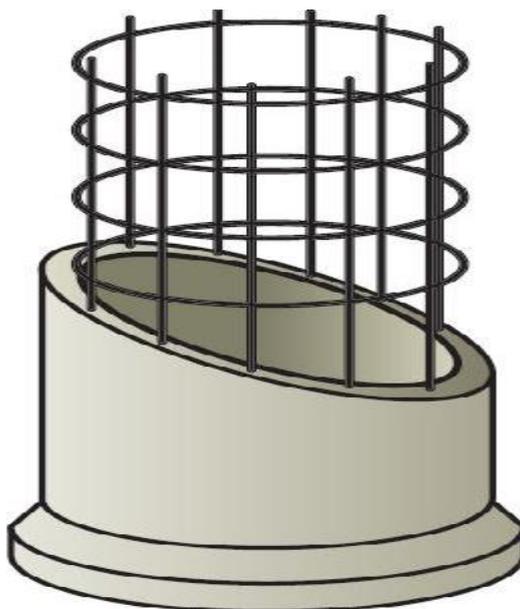


Figure VIII.3. Assemblage des tubes PVC.

#### VIII.1.1.5. Conduite en béton armé :

Le béton est un matériau résistant, mais lourd, ce qui nécessite des engins de chantier puissants pour la pose des canalisations. L'armature formant la conduite en béton armé se compose de :

- Génératrices disposées en parallèle le long de la canalisation. On peut rencontrer plusieurs couches de génératrices en fonction des conditions de pose en tranchée pour lesquelles cette dernière est utilisée. Généralement lorsque le diamètre est supérieur à 1000 mm.
- Cercles disposés de telle façon à former les grilles avec les génératrices et écartées d'environ 15 Cm l'une de l'autre, ou bien disposées en hélice à pas de 15 Cm au maximum.

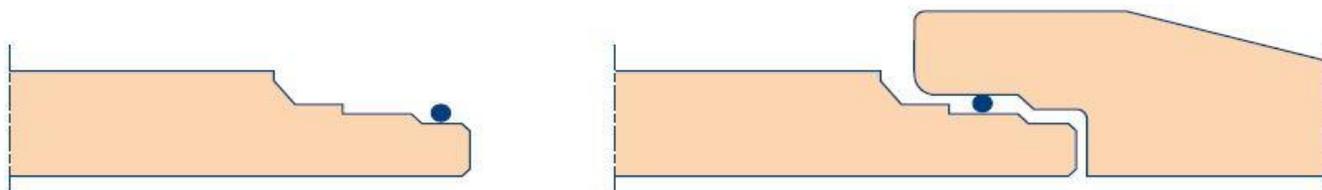


**Figure VIII.4.** Principe d'armature d'un tuyau en béton armé.

#### VIII.1.1.5.1. Types des Joints :

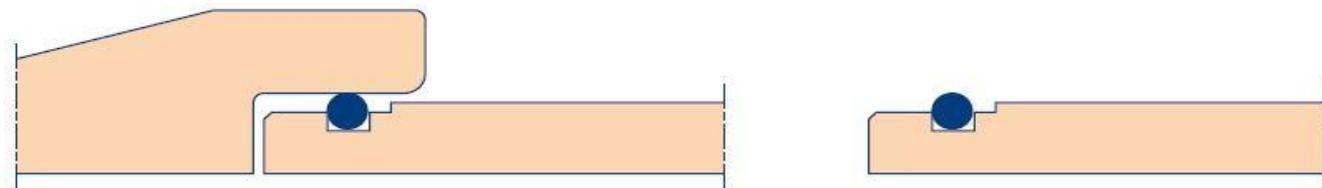
##### ➤ Bague roulante à appliquer sur l'about mâle :

La bague roulante est tirée vers l'extrémité de l'about mâle. Si la bague est en forme de goutte, la languette est orientée vers l'about mâle.



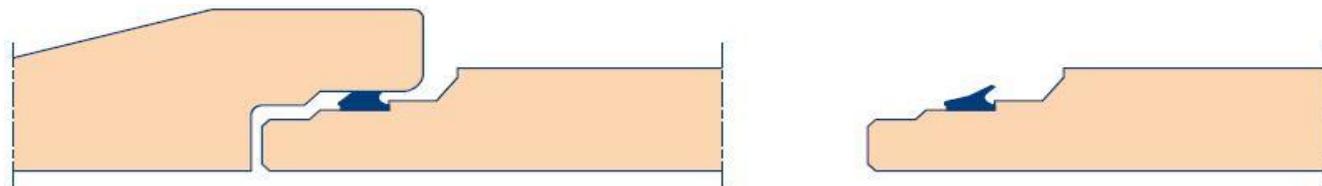
**Figure VIII.5.** Assemblage par Bague roulante.

##### ➤ Bague glissante à appliquer dans une encoche dans l'about mâle :



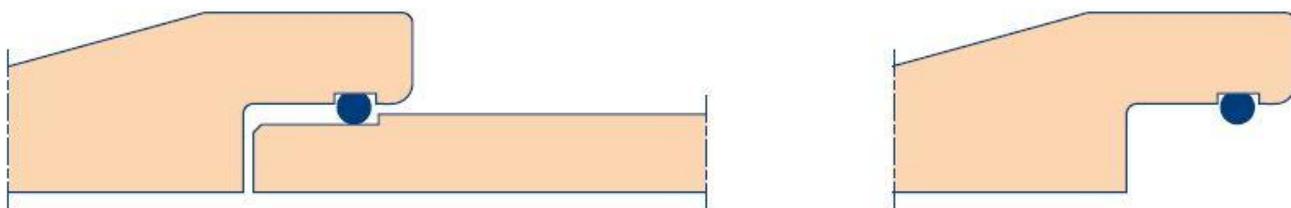
**Figure VIII.6.** Assemblage par Bague glissante à appliquer dans une encoche dans l'about mâle.

##### ➤ Bague glissante à appliquer contre un rebord de l'about mâle :



**Figure VIII.7.** Assemblage par Bague glissante à appliquer contre un rebord de l'about mâle.

➤ **Bague glissante à appliquer dans une encoche du collet :**



**Figure VIII.8.** Assemblage par Bague glissante à appliquer dans une encoche du collet.

Pour notre projet on a utilisées le béton armé et le pvc, le tableau suivant donne les avantages et les inconvénients de ces deux matériaux :

**Tableau VIII.1.** Avantages et Inconvénients des types de canalisations utilisées

Matériau	Avantages	Inconvénients
béton armé	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Faible coût</li> <li>- Matériau classique et connu (expérience de mise en œuvre, etc..)</li> <li>- Sites de production répartis sur l'ensemble du territoire.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Transport délicat (poids, calage), risque de fissure, écaillage</li> <li>- Manutention, déchargement, stockage</li> <li>- Pose non recommandée à basse température (-5° joints intégrés, -15° joints coulissants mobiles)</li> <li>- Risque de fissuration circulaire et/ou longitudinale</li> </ul>
Matières plastiques	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Légèreté, facilité de manutention, de transport et rapidité de mise en œuvre</li> <li>- Manipulation manuelle possible pour les faibles diamètres</li> <li>- Flexibilité</li> <li>- Simplification de mise en place du réseau (pièces de branchement, coudes, etc.)</li> <li>- Pas de corrosion</li> <li>- Résistance à l'abrasion</li> <li>- Rugosité faible (plus facilement utilisable pour des faibles pentes)</li> <li>- Faible coût pour les tuyaux PVC</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Lit de pose soigné</li> <li>- Dilatation thermique importante</li> <li>- Déformation longitudinale.</li> <li>- Percement, poinçonnement</li> <li>- Ovalisation</li> </ul>

### VIII.2. Les ouvrages annexes :

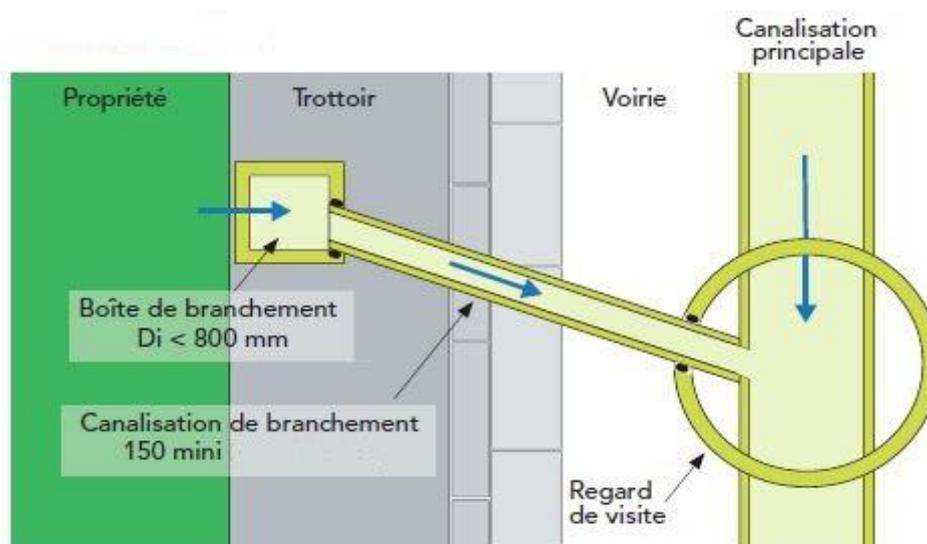
Les ouvrages annexes comprennent :

- Les branchements ;
- Les boches d'égout ;
- Les regards ;
- Les déversoirs d'orage... etc.

#### VIII.2.1. Les branchements :

Ce sont des conduites de diamètres inférieurs aux diamètres de la canalisation publique, reliant le réseau vertical d'eau usée et pluviale des immeubles à cette dernière. Le raccordement du côté égout peut être perpendiculaire en présence de galerie visitable et incliné en général à  $60^\circ$  sur les canalisations pour ne pas perturber l'écoulement.

Le tracé de la conduite de branchement doit avoir une pente d'environ 3% pour favoriser un écoulement avec rinçage interne de la conduite.



**Figure VIII.9.** Schéma représentatif des branchements.

#### VIII.2.2. Les bouches d'égout :

Elles servent à l'absorption de l'eau de surface (pluviale et de lavage des chaussées). Elles sont utilisées au point bas des caniveaux, soit dans le trottoir (absorption du côté latéral, soit dans les chaussées adsorption par le haut). La distance entre les bouches d'égout est en moyenne de 50m. La section d'entrée est fonction de l'écartement entre les deux bouches afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont.

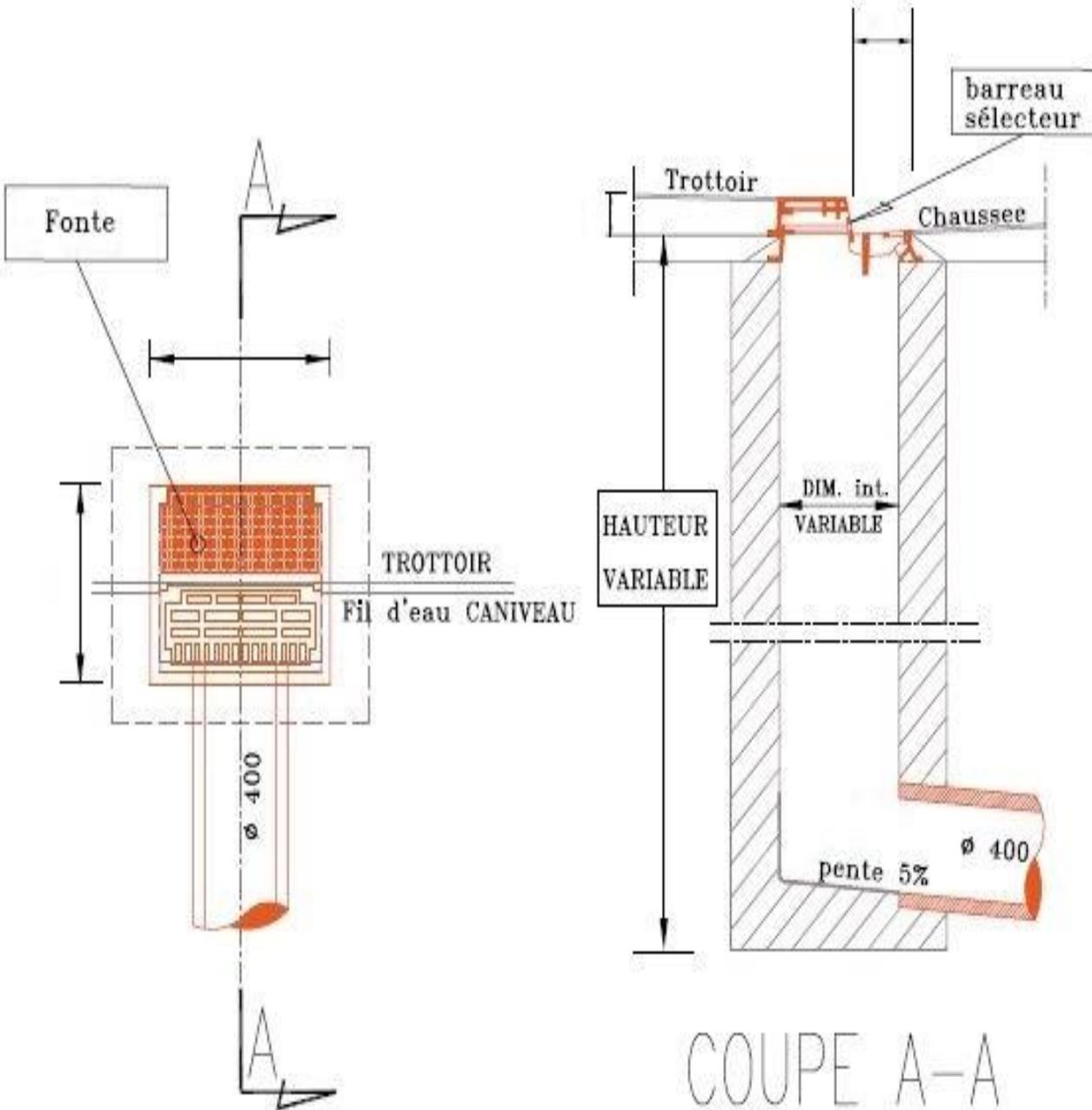
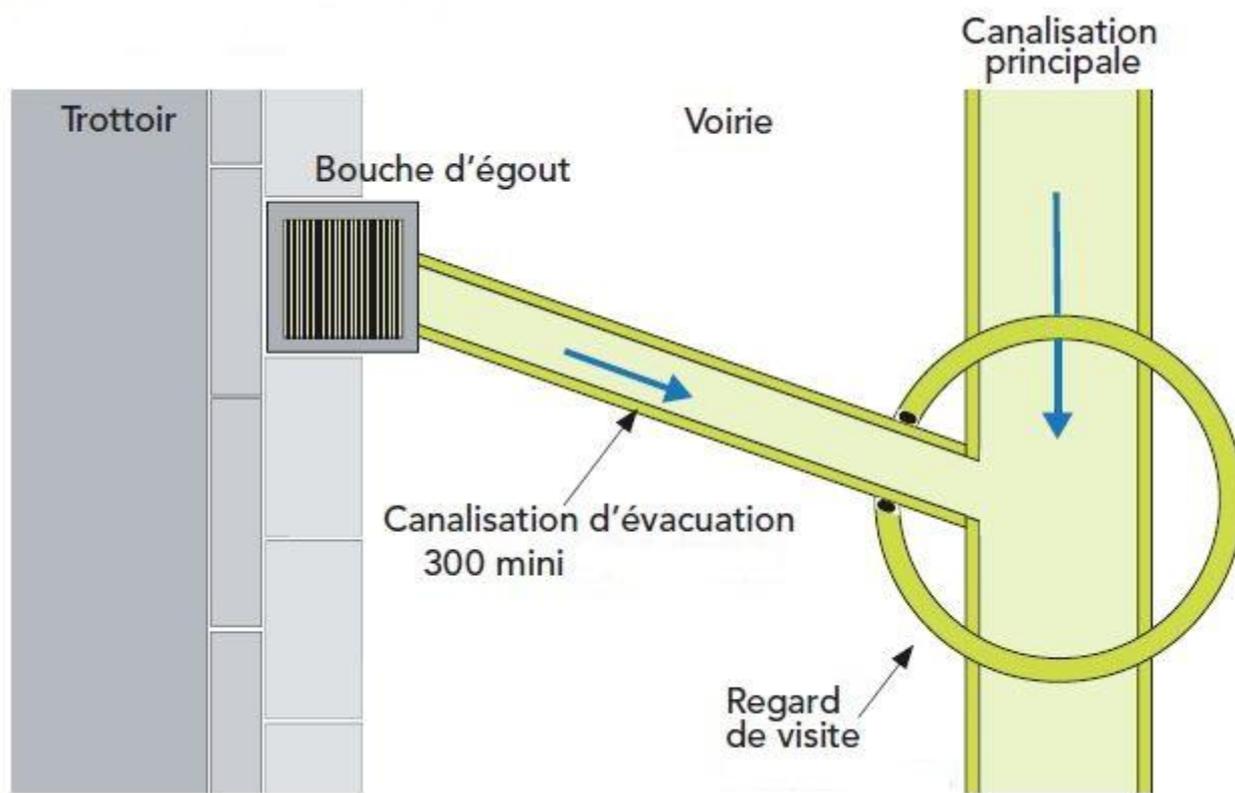


Figure VIII.10. Schéma représentatif des bouches d'égout.



**Figure VIII.11.** Emplacement d'une bouche d'égout.

### VIII.2.3. Les regards :

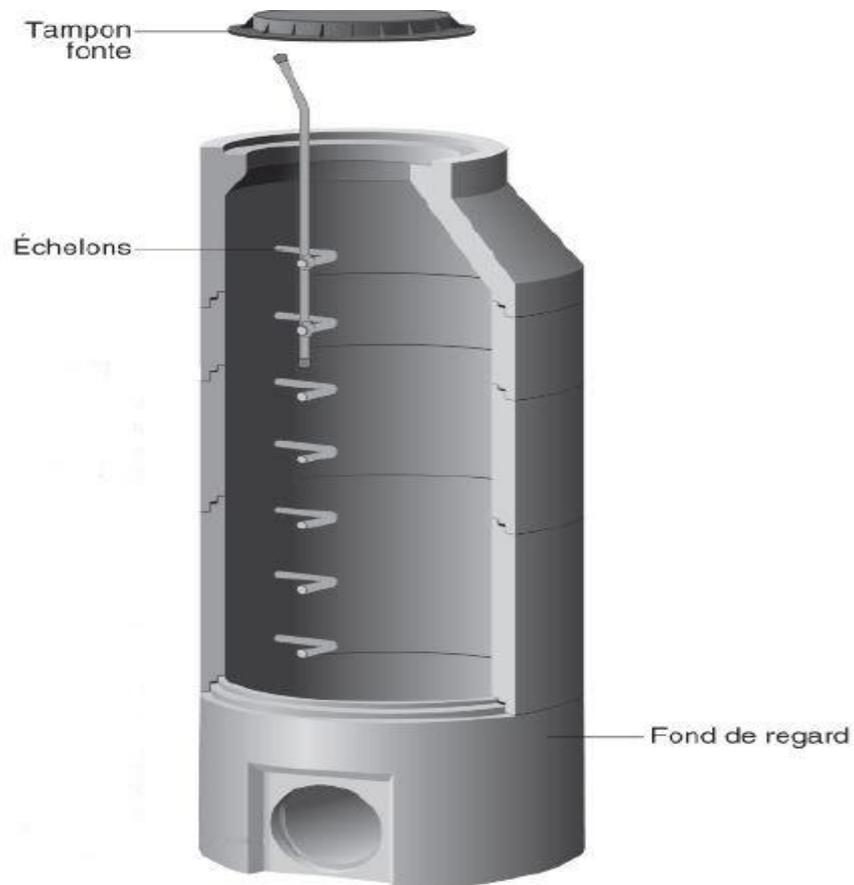
Les regards d'assainissement se présentent sous une forme cylindrique, cubique, parallélépipédique, etc. ils sont fabriqués à partir de nombreux matériaux de fabrication tels que le béton, l'acier, l'aluminium, la fonte, les polymères..., Leur rôle est de permettre l'accès aux collecteurs pour les ouvrages visitables, le débouage, le nettoyage des collecteurs, et l'aération des collecteurs.

La fonction doit respecter la forme du canal. L'emplacement et la distance entre deux regards varient avec la topographie du site et la nature des ouvrages. Un regard doit être installé sur les canalisations :

- A chaque changement direction ;
- A chaque jonction de canalisation ;
- Aux points de chute ;
- A chaque changement de pente ;
- A chaque changement de diamètre.

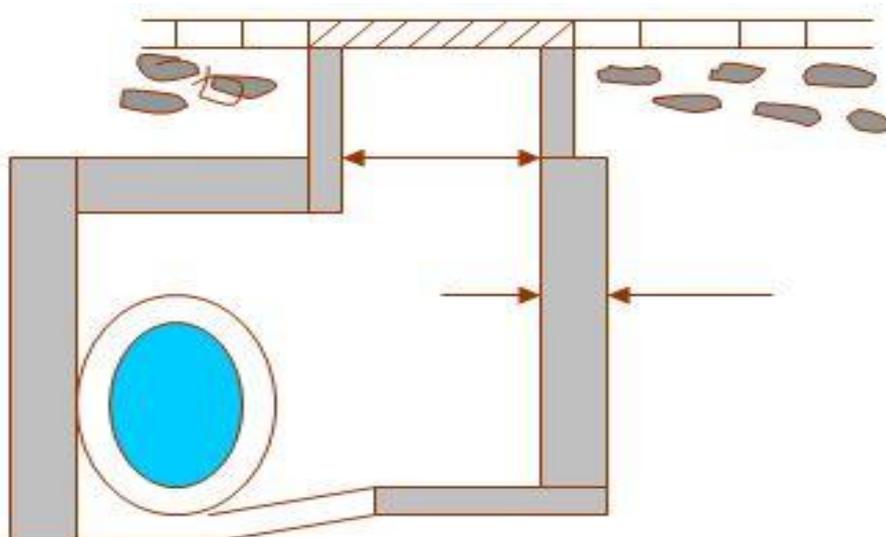
**VIII.2.3.1. Types des regards :**

- Regard de visite : Ces regards sont destinés à l'entretien courant et le curage régulière des canalisations tout en assurant une bonne ventilation de ces dernières ;



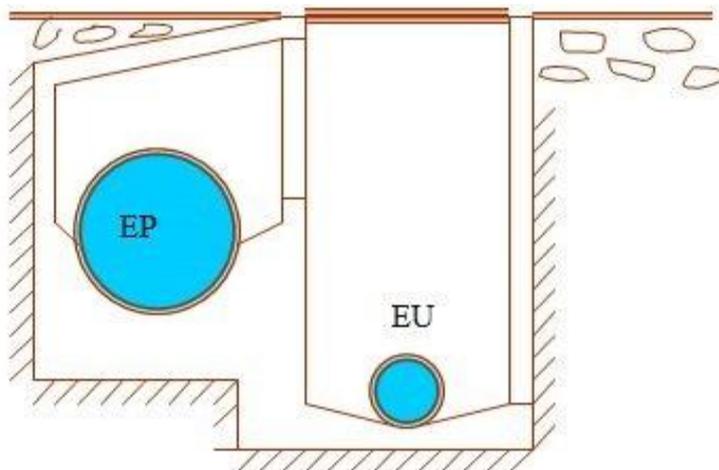
**Figure VIII.12.** Exemple d'un regard de visite.

- Regard latéral: en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important;



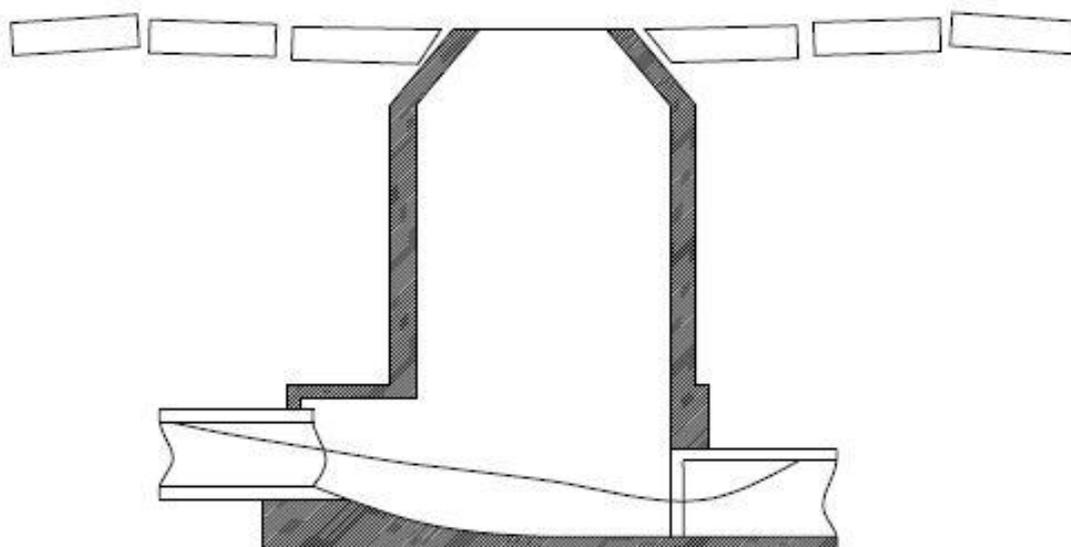
**Figure VIII.13.** Exemple d'un regard latéral.

- Regard double : Dans certaines agglomérations exigeant un système séparatif et plus précisément dans les quartiers où le tracé est commun pour les deux canalisations véhiculant les eaux de différentes natures, il serait plus avantageux de prévoir un regard commun aux deux canalisations ;



**Figure VIII.14.** Exemple d'un regard double.

- Regard toboggan : en cas d'exhaussement de remous ;
- Regard de jonction : Ils servent à unir deux collecteurs de même ou de différente section, ils sont construits de telle manière à avoir :
  - une bonne aération des collecteurs en jonction (regard) ;
  - les dénivelées entre les radiers des collecteurs ;
  - une absence de reflux d'eau par temps sec ;
  - les niveaux d'eau des conduites doivent être à la même hauteur.



**Figure VIII.15.** Exemple d'un regard de jonction.

- Regard de chute : C'est l'ouvrage le plus répandu en assainissement, il permet d'obtenir une dissipation d'énergie en partie localisée, il est très utilisé dans le cas où le terrain d'une agglomération est trop accidenté.

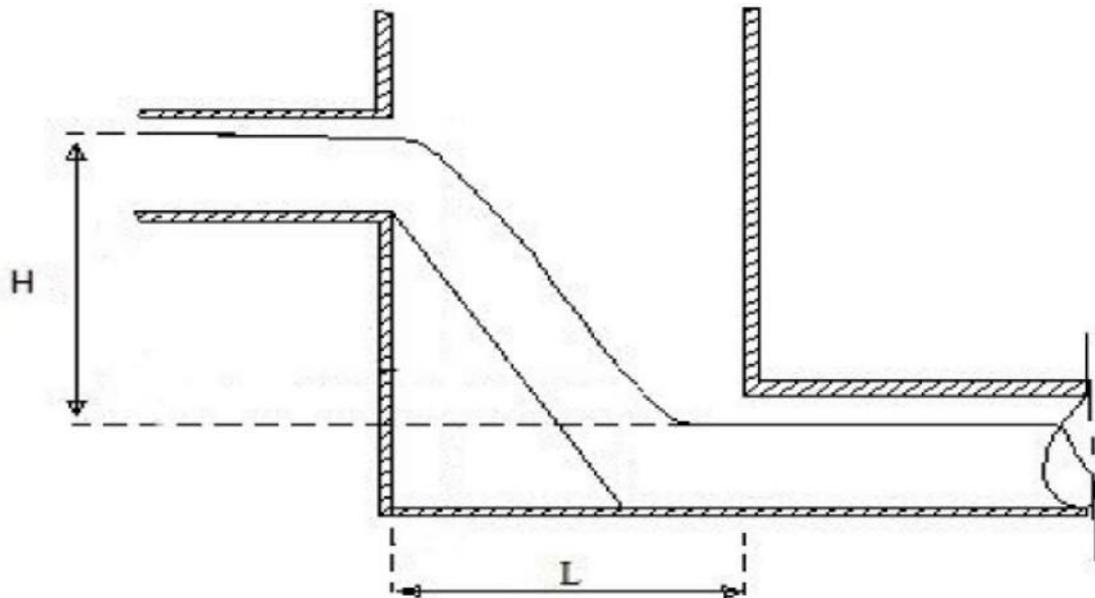


Figure VIII.16. Exemple d'un regard de chute.

### VIII.2.3.2. Dimensionnement des regards de chute :

Le flux d'eau sortant d'un collecteur prend la forme d'un projectile, donc régie par les deux lois suivantes :

$$x = Vt \quad (\text{VIII.1})$$

$$y = \frac{1}{2}gt^2 \quad (\text{VIII.2})$$

Avec :

$$t = \frac{x}{V} \quad (\text{VIII.3})$$

Où :  $x$  : Longueur du regard (m).

$y$  : La différence de niveau entre les deux collecteurs (m) à partir de la cote du radier.

$V$  : Vitesse d'écoulement dans la conduite. (m/s).

Des trois équations on aura :

$$x = \sqrt{\frac{2y}{g}} \cdot V \quad (\text{m}). \quad (\text{VIII.4})$$

### Exemple de dimensionnement :

- Regards R29 (il se trouve dans le collecteur principal I)

$V = 4,77$  m/s. et  $y = 1,4$  m.

Donc :  $x = 2,55$  m

- Regards R95 (il se trouve dans le collecteur principal IV )

$V = 5,517$  m/s. et  $y = 1,00$  m.

Donc :  $x = 2,50$  m

#### VIII.2.4. Les déversoirs d'orage :

Un déversoir d'orage est un ensemble de dispositifs permettant d'évacuer vers le milieu naturel les pointes de ruissellement de manière à décharger le réseau aval.

##### VIII.2.4.1. Types des déversoirs :

On distingue différents types des déversoirs :

- **Déversoir a seuil latéral :**

Dans le cas du déversoir à seuil latéral pur, le seuil est rectiligne et strictement parallèle à l'écoulement

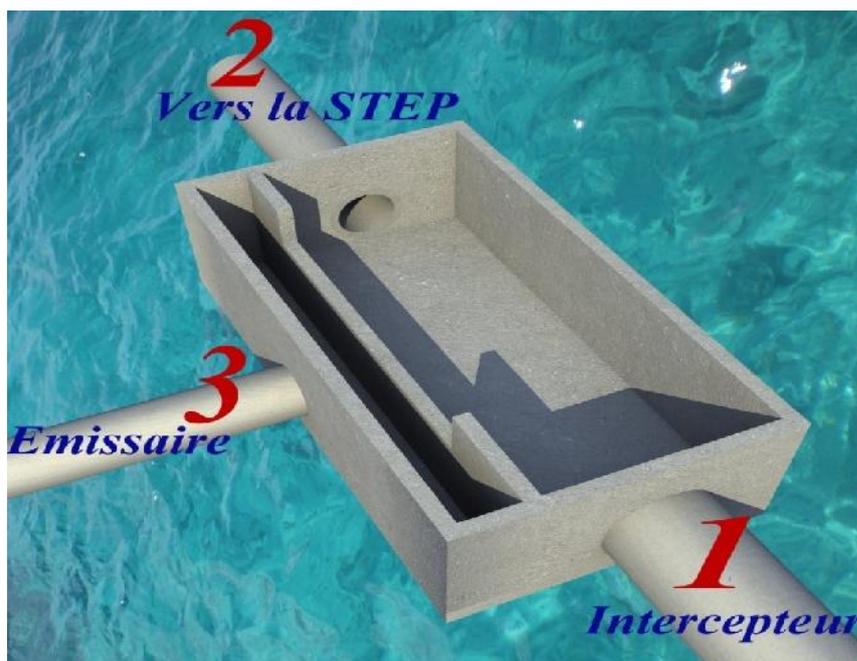


Figure VIII.17. Déversoir d'orage à seuil latéral.

- **Déversoirs latéral à double seuil :**

Le seuil est placé de chaque côté de l'ouvrage. Ce type de déversoirs représente environ 15% des déversoirs à seuil. Ce sont des déversoirs suspendus

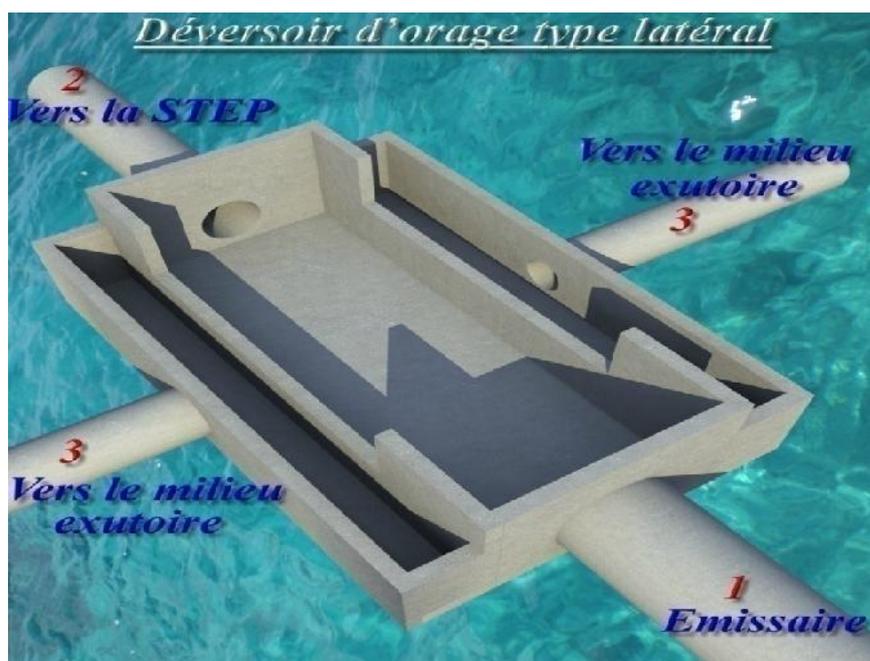


Figure VIII.18. Déversoir d'orage type latéral à double seuil.

➤ **Déversoirs à seuil frontal :**

Le seuil est alors rectiligne et perpendiculaire à l'écoulement. Parmi les déversoirs à seuils frontaux, on peut encore établir une sous-catégorie selon la présence ou non d'une contraction au niveau du seuil, selon la mise en charge de la conduite aval et selon l'orientation de cette même conduite par rapport à la crête.

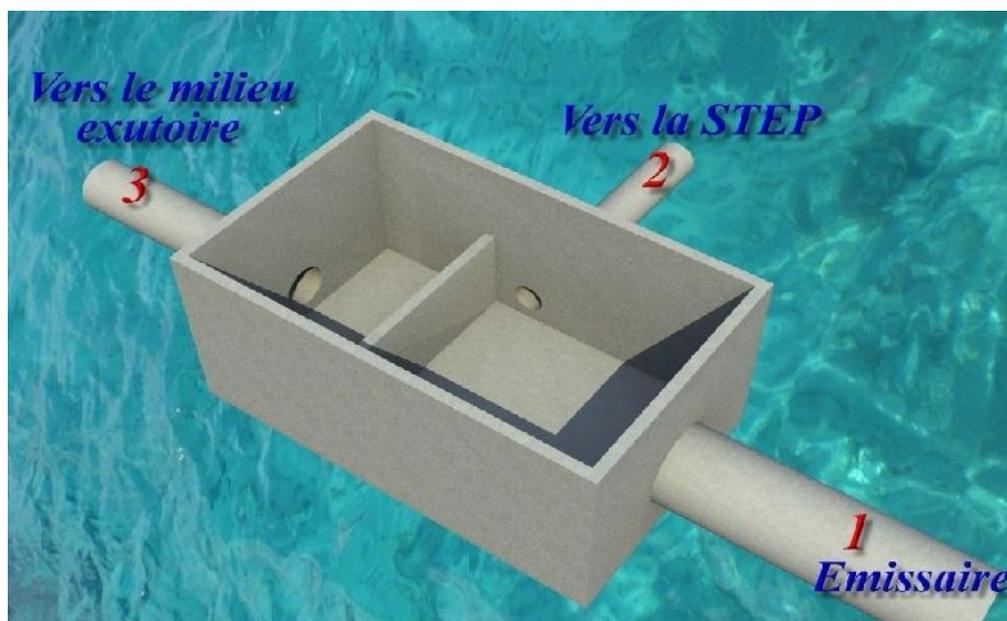


Figure VIII.19. Déversoir d'orage type frontal.

- **Déversoirs type Escalier** : Ce dernier a pour rôle les fonctions suivantes :
- Alléger la surcharge dans la partie basse de l'agglomération.
  - Il est utilisé en cas de décharge de collecteur de part et d'autre, il est placé dans des endroits où il n'y a pas de charriage.
  - Si le terrain est à forte pente, il est utilisé pour éviter la surcharge

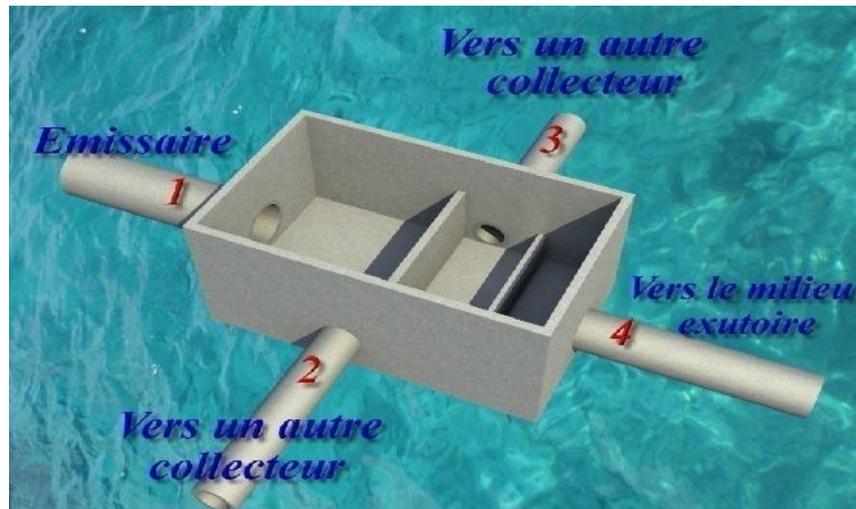


Figure VIII.20. Déversoir d'orage type Escalier.

- **Déversoir d'orage à ouverture de fond** :

Dans ce type d'ouvrage, le débit d'eau usée transite à travers une ouverture pratiquée dans le radier de la canalisation.

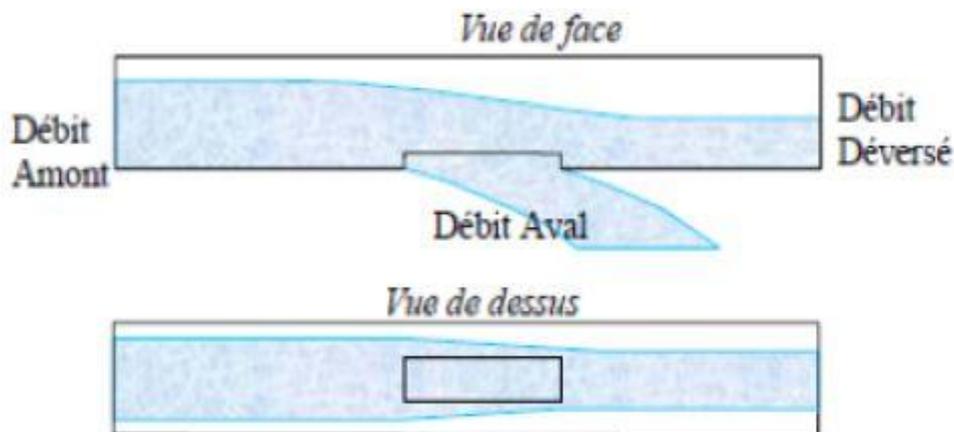


Figure VIII.21. Déversoir à ouverture de fond.

**Remarque :**

Etant donné que les collecteurs se trouvent à la proximité du oued et l'écoulement se fait perpendiculaire à ce dernier, et on a un fort débit nous allons utiliser un déversoir d'orage type frontale.

**VIII.2.4.2. Dimensionnement du déversoir d'orage :****➤ Détermination du temps de concentration :**

Pour le calcul du temps de concentration on a suivi le chemin le plus long et pour cela on a choisi le collecteur principale CIII, la formule utilisée pour le calcul est la suivante :

$$t_c = \frac{L}{60 \cdot V} \quad (\text{VIII.5})$$

Avec :

L(m) : la longueur entre deux regards

V(m/s) : la vitesse d'écoulement.

Les résultats sont illustrés dans le tableau VII.2 :

**Tableau VIII.2.** Détermination du temps de concentration.

Tronçon	Distance (m)	V(m/s)	Tc(mn)	Cumulé (mn)
R51-R52	27.85	2.203	0.211	0.211
R52-R53	44.04	3.359	0.219	0.429
R53-R54	46.45	4.167	0.186	0.615
R54-R55	52.14	3.852	0.226	0.841
R55-R56	28.67	3.822	0.125	0.966
R56-R57	26.11	4.82	0.090	1.056
R57-R58	27.23	4.676	0.097	1.153
R58-R59	28.1	4.743	0.099	1.252
R59-R60	33.06	5.21	0.106	1.357
R60-R61	23.25	5.389	0.072	1.429
R61-R62	48.9	3.12	0.261	1.691
R62-R63	55.24	3.537	0.260	1.951
R63-R64	50.42	3.885	0.216	2.167
R64-R65	57.1	2.769	0.344	2.511
R65-R66	49.88	4.051	0.205	2.716
R66-R67	15.68	4.168	0.063	2.779
R67-R68	49.17	4.343	0.149	2.927
R68-R69	34.09	5.467	0.104	3.031
R69-R70	40.2	5.726	0.117	3.148
R70-R71	32.5	2.787	0.194	3.343
R71-R72	69.26	2.711	0.426	3.769
R72-R73	63.83	2.383	0.446	4.215
R73-R74	61.04	2.446	0.416	4.631
R74-R23	48.24	2.596	0.310	4.941
R23-R24	60.02	3.853	0.260	5.200
R24-R25	60	5.706	0.155	5.355
R25-R26	44.85	4.8	0.156	5.511
R26-R27	34.9	5.82	0.100	5.611
R27-R28	59.98	5.686	0.176	5.787
R28-R29	44.32	4.77	0.155	5.942
R29-DO	26.47	5.519	0.080	6.022

Donc on prend  $t_c = 6$  mn

$$Q_c = Q_T * Z \quad \text{(VIII.6)}$$

$$Z = 1 - \frac{t_c}{100} \quad \text{(VIII.7)}$$

Avec : Z : coefficient de retardement ;

$t_c$  : temps de concentration [  $t_c = 6 \text{ mn}$  ].

Donc le coefficient de retardement égal à :  $Z = 0,94$ .

Calcul du débit pluvial corrigé

$$Q_{pl.cor} = Z * Q_{pl} = 0,94 * 6,212 = 5,839 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Le débit total : } Q_t = Q_{ts} + Q_{pl.cor} = 5,8392 + 0,0596 = 5,899 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pour le dimensionnement on a les données suivantes :

- Diamètre de la conduite d'amenée = 1500 mm
- I : pente = 0,98%
- $Q_T$  : débit drainé par la conduite d'amenée = 5,899  $\text{m}^3/\text{s}$
- $Q_{PS}$  : débit a pleine section = 6,827  $\text{m}^3/\text{s}$
- $Q_{STEP}$  : débit total diriger vers la station de pompage,  $Q_{pompé} = 0,1787 \text{ m}^3/\text{s}$
- $H_e$  : hauteur d'eau à l'entrée = 1,123m

➤ **Détermination du débit déversé :**

$$Q_{dév} = Q_t - Q_{pompé} = 5,899 - 0,1787 = 5,720 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{dév} = 5,720 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ **Détermination de la hauteur du seuil :**

$$\text{On a } R_Q = Q_{pompé} / Q_{ps} = 0,1787 / 6,827 = 0,02617 \quad R_H = 0,1115$$

$H_{sp} = D_e \cdot R_H = 1500 * 0,1115 \text{ m} = 167 \text{ mm}$ , elle n'est pas acceptable donc on prend  $H_{seuil} = 0.5 \text{ m}$

➤ **Détermination de  $H_{dév}$  :**

C'est la lame d'eau qui passe au-dessus du seuil du déversoir.

$$H_{dév} = H_e - H_{seuil} = 1,123 - 0,5 = 0,623 \text{ m}$$

➤ **Détermination de la longueur du déversoir :**

$$Q_{dév} = m \cdot L \cdot H_d \sqrt{2gH_d} \quad \text{(VIII.8)}$$

m : Coefficient du débit. (On prend  $m=0.45$ )

L : largeur du déversoir exprimée en (m).

$H_{dév}$ : Hauteur d'eau en (m) au-dessus du seuil du déversoir.

$$L = \frac{5.720}{0,45.(0,623)^{3/2} \sqrt{2.9,81}} = 5,83m$$

**Conclusion :**

Dans ce chapitre on a cité les d'éléments constitutifs du réseau d'égout, et on a projeté des bouches d'égout, des regards de chutes, un déversoir d'orage...etc. Ainsi pour les ouvrages principaux, et après avoir exposé les divers types de conduites notre choix est tombé sur les canalisations en béton armé pour les diamètres supérieurs ou égal à 1000mm, et sur le PVC pour les diamètres inférieurs ou égal à 800mm pour assurer un bon fonctionnement du système d'évacuation.



# *Chapitre IX*

*POSE*

*DES*

*CANALISATIONS*

**Introduction :**

Le présent chapitre se rapporte à la pose des canalisations, ouvrages techniques pour lesquels le concours des tuyaux, des joints, du lit de pose, de l'enrobage et du remblai constitue la base de stabilité et de sécurité de fonctionnement. Cette phase est très importante pour le bon déroulement de notre projet, donc il faut qu'on la donne un soin particulier.

**IX.1. Transport, manutention et Stockage des conduites :**

Les conduites seront manutentionnées, stockées et bardées dans des conditions non susceptibles de les détériorer et à l'aide de dispositifs adaptés. Une attention particulière sera portée au maintien dans leur état d'origine de leur géométrie, de leurs extrémités et de leurs revêtements.

Lors du transport les tuyaux doivent être soigneusement calés sur des appuis non durs (berceaux de bois de préférence), en nombre suffisant et sans porte-à-faux et leurs extrémités protégées. Ceci signifie que l'engin de transport doit avoir une longueur adaptée à celle des tuyaux. Si les tuyaux sont transportés à plusieurs, il faudra éviter qu'ils ne se heurtent ou même qu'ils ne se touchent directement.

Le stockage des tuyaux sur le site des travaux longtemps à l'avance n'est pas admis. Les chantiers de pose devront être approvisionnés, avant la mise en fouille des tuyaux, dans un délai raisonnable pour éviter tout retard dans la pose. Des zones de stockage présentant toutes les garanties de conservation devront être échelonnées sur toute la longueur du tracé de la conduite à construire.

**IX.1.1. Transport :**

Il est nécessaire d'observer quelques règles simples de calage ou d'arrimage pour minimiser les risques d'incidents et garantir la bonne tenue du chargement au cours du transport.

Les véhicules doivent être appropriés au transport des tuyaux et des accessoires.

En particulier, il est conseillé :

- d'arrimer la charge à l'aide de sangles textiles et de systèmes de tendeurs à levier ;
- d'intercaler entre les tuyaux des bandes de caoutchouc de protection des abouts mâles et femelles ;
- de veiller également à ce que les tuyaux soient bien calés lors du chargement, à l'aide de cales en bois par exemple ;
- D'éviter tout contact des tubes avec des pièces métalliques ou des blocs de maçonnerie (surtout pour les tubes en PVC) ;
- D'éviter le déchargement brutal des tubes sur le sol est à proscrire.

### IX.1.2. Manutention :

Cette phase est très délicate, donc il faut bien choisir les dispositifs de manutention, tous les dispositifs risquant d'endommager les embouts sont proscrits, un embout endommagé compromet l'étanchéité du tuyau et une bague de joint détériorée rend le tuyau inutilisable.

Le choix des dispositifs de manutention doit prendre en compte le poids du produit indiqué dans le catalogue du fabricant et sur le produit ou son étiquette. Les conditions de manutention doivent respecter la réglementation sur le levage.

La zone de préhension (dans laquelle se trouve le centre de gravité du tuyau) est précisée sur les tuyaux non munis d'inserts.

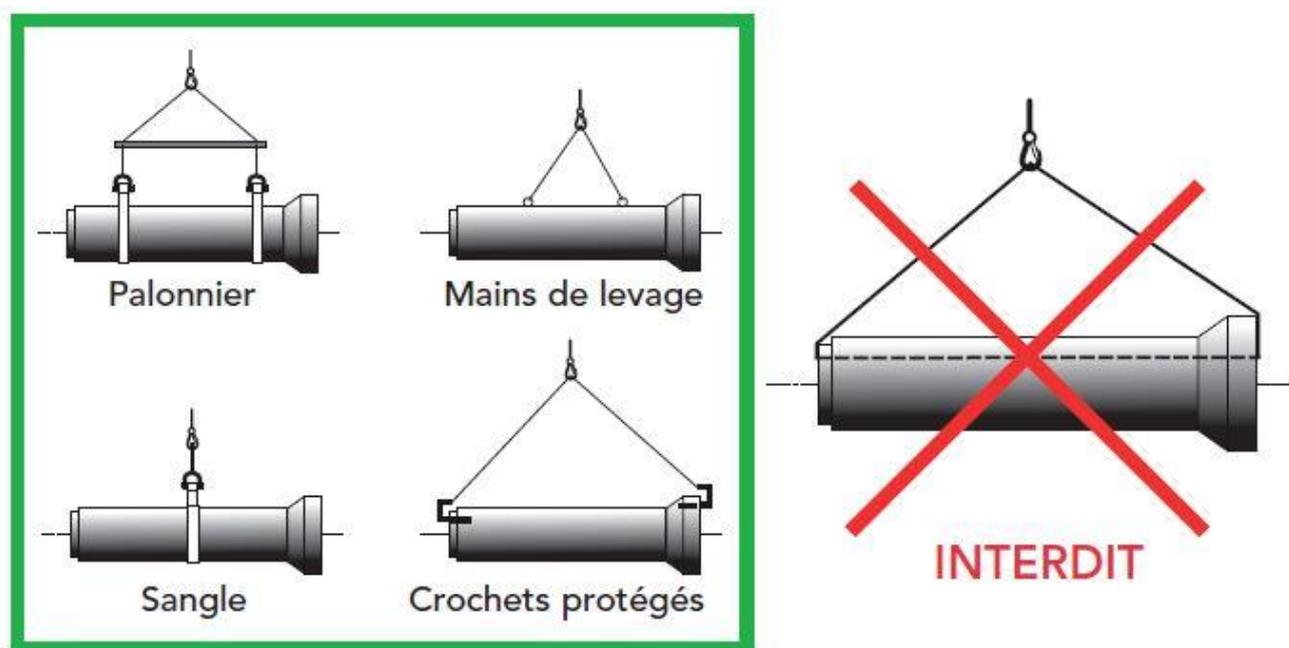


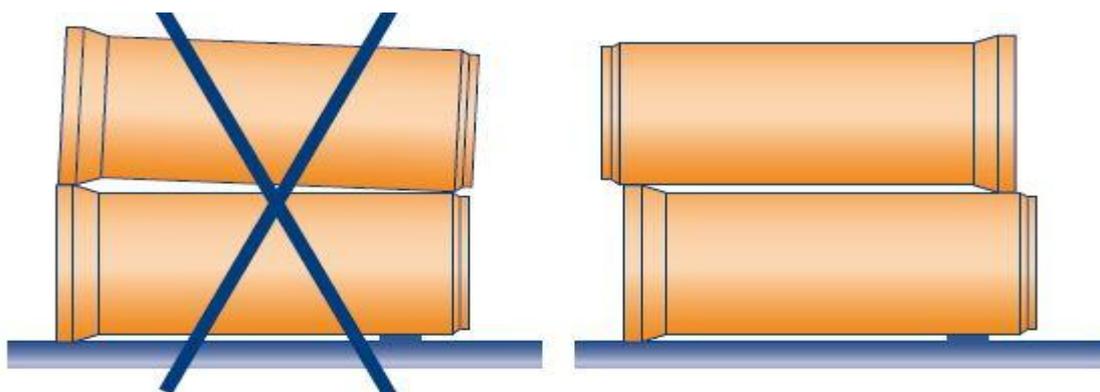
Figure IX.1. Manutention des conduites.

### IX.1.3. Stockage des tuyaux :

- La couche inférieure doit reposer uniformément sur un appui et être bloquée par des cales afin d'éviter le roulement des tuyaux. La largeur des poutres de support en bois doit être adaptée à l'état du sol ;
- Les collets ou emboîtures des tuyaux ne peuvent se toucher ;
- Les abouts mâles et femelles des tuyaux seront donc posés en tête-bêche, de manière à éviter des contacts directs entre les collets.

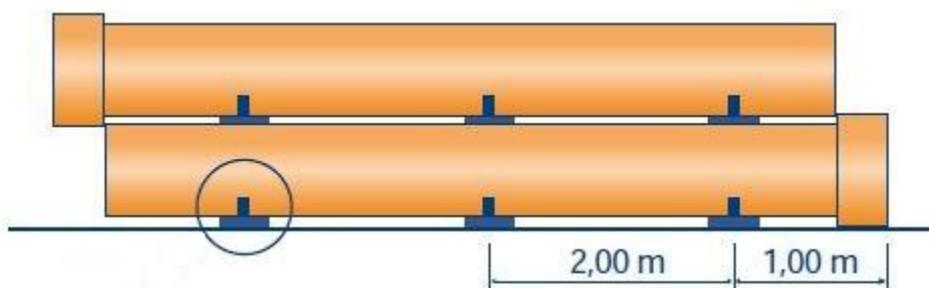
#### IX.1.3.1. Cas des tuyaux en béton

Pour les tuyaux en béton, le nombre de tuyaux superposés sur chantier ne peut en aucun cas excéder deux.



**Figure IX.2.** L'entreposage des tuyaux en béton.

### IX.1.3.2. Cas des tuyaux en matière plastique (PVC) :



**Figure IX.3.** Superposition des tuyaux en PVC.

## IX.2. Contrôle de qualité des tuyaux

### IX.2.1. Tuyaux en béton armé :

#### IX.2.1.1. Contrôles sur site :

A leur arrivée sur site, les tuyaux seront soumis aux contrôles suivants. Contrôles exécutés sur chaque tuyau :

- contrôle de l'aspect et notamment des joints ;
- l'absence de fissuration ;
- contrôle du marquage ;
- l'absence de nid de gravier ;
- contrôle du son au marteau ;
- contrôle quantitatif du lot.

Contrôles des mesures dimensionnelles par échantillonnage :

- Épaisseur de paroi ;
- Diamètre intérieur ;
- Épaisseur d'enrobage des armatures ;
- Assemblage.

**IX.2.1.2. Contrôles et essais en laboratoire :**

Les contrôles suivants seront effectués par un laboratoire agréé par le Maître d'œuvre par échantillonnage :

- essais d'étanchéité (essai effectué sur deux tuyaux assemblés) ;
- épreuve d'absorption d'eau ;
- essais d'écrasement.

**IX.2.2. Tuyaux en polychlorure de vinyle (PVC) :****IX.2.2.1. Contrôles sur site :**

A leur arrivée sur site, les tuyaux seront soumis aux contrôles suivants. Contrôles exécutés sur chaque tuyau :

- contrôle de l'aspect et notamment des joints ;
- contrôle du marquage ;
- la variation de couleur ;
- déformations ;
- contrôle quantitatif du lot.

Contrôles des mesures dimensionnelles par échantillonnage :

- diamètre extérieur ;
- épaisseur de paroi ;
- dimensions caractéristiques des bouts.

**IX.2.2.2. Contrôles et essais en laboratoire :**

Les contrôles suivants seront effectués par un laboratoire agréé par le Maître d'œuvre par échantillonnage :

- essais de rupture à la pression intérieure ;
- essais de résistance aux chocs ;
- épreuve d'absorption d'eau ;
- essai de traction.

**IX.3. Exécution des fouilles**

Les travaux d'excavation des tranchées se font mécaniquement, on doit suivre les pentes des conduites même si les tranchées sont très profonde, il faut veiller à ce que la conduite d'assainissement soit plus basse que celle de l'eau potable, pour éviter la contamination de l'eau en cas de fuite d'eau usée. Pour les regards et les autres ouvrages, la tranchée sera généralement

creusée de façon qu'entre la surface extérieure de la maçonnerie et la paroi de la tranchée reste un espace libre.

### IX.3.1. Largeur de La tranchée :

La tranchée doit être suffisamment large pour y permettre un travail aisé des ouvriers, tout en respectant les valeurs minimales autorisées :

$$\text{Largeur de la tranchée} = \text{DN} + 2 * 30 \text{ cm}$$

### IX.3.2. Profondeur de la fouille :

La profondeur de la tranchée est mesurée à partir du niveau du terrain naturel jusqu'à la cote de la génératrice inférieure de la canalisation, elle tient compte des paramètres suivants :

- diamètre de la conduite ;
- épaisseur de lit de sable ;
- la hauteur du remblai au-dessus de la conduite.

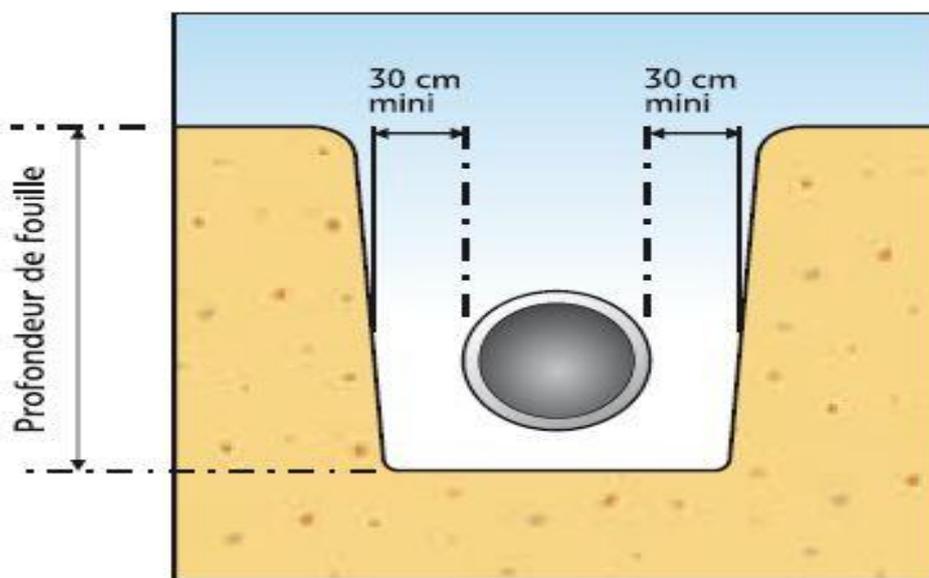


Figure IX.4. Largeur et profondeur de la fouille.

### IX.3.3. Le blindage :

Les travaux en tranchée exposent les ouvriers à de nombreux dangers, en particulier le danger de décompression du sol, c'est pourquoi il est impératif de blinder ou de taluter les parois afin de protéger les travailleurs contre les risques d'éboulement, d'assurer la stabilité des constructions voisines et de permettre l'exécution des travaux dans des conditions optimales.



**Figure IX.5.** Dispositif de blindage des fouilles.

#### **IX.4. Examen des tuyaux avant la pose**

Au moment de leur mise en place, les tuyaux de toutes espèces seront examinés à l'intérieur et soigneusement débarrassés de tous les corps étrangers qui pourraient y avoir été introduits en respectant l'état de surface.

#### **IX.5. Pose des canalisations en tranchée**

##### **IX.5.1. Mise en place :**

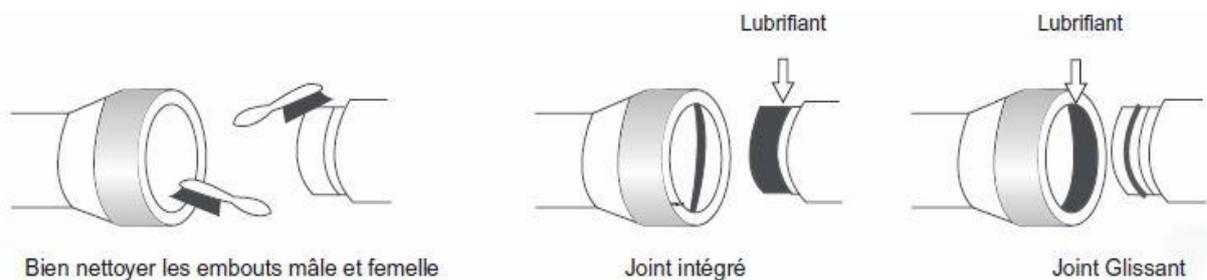
Les tuyaux seront descendus soigneusement dans la tranchée asséchée et présentés bien dans le prolongement les uns des autres, en facilitant leur alignement au moyen de cales provisoires constituées de mottes de terre tassées ou de coins en bois. Le calage provisoire au moyen de pierres est interdit. Les tuyaux seront posés en files bien alignées et avec une pente régulière entre deux regards consécutifs selon l'alignement et les pentes indiqués sur les plans approuvés.

Les bagues des joints devront être soigneusement maintenues en place et l'emboîtement des tuyaux sera fait avec soin afin d'éviter toute torsion ou déformation des bagues.

A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux en cours de pose sont obturées pour éviter l'introduction de corps étrangers.

##### **IX.5.2. Nettoyage des tuyaux avant l'assemblage :**

Avant qu'une canalisation puisse être considérée comme étant prête à l'emploi, elle doit être nettoyée à l'intérieur aussi soigneusement que possible afin d'y garantir l'absence de matière étrangère. Il faut procéder à un nettoyage de chaque tuyau au moment de l'assemblage.

**IX.5.3. Préparation et lubrification :****Figure IX.6.** Préparation et lubrification de tuyaux.**IX.5.4. Assemblage des tuyaux :**

Les procédures d'assemblage varient en fonction du type de raccordement. Conditions de base à assurer pour tous les types de raccordement :

- La propreté de toutes les pièces ;
- La bonne position de tous les éléments ;
- L'alignement parfait des deux éléments à emboîter ;
- La position centrale du bout uni dans l'emboîture ;
- Un respect strict des recommandations pour l'assemblage.

**IX.5.4.1. Méthode du pied-de-biche :**

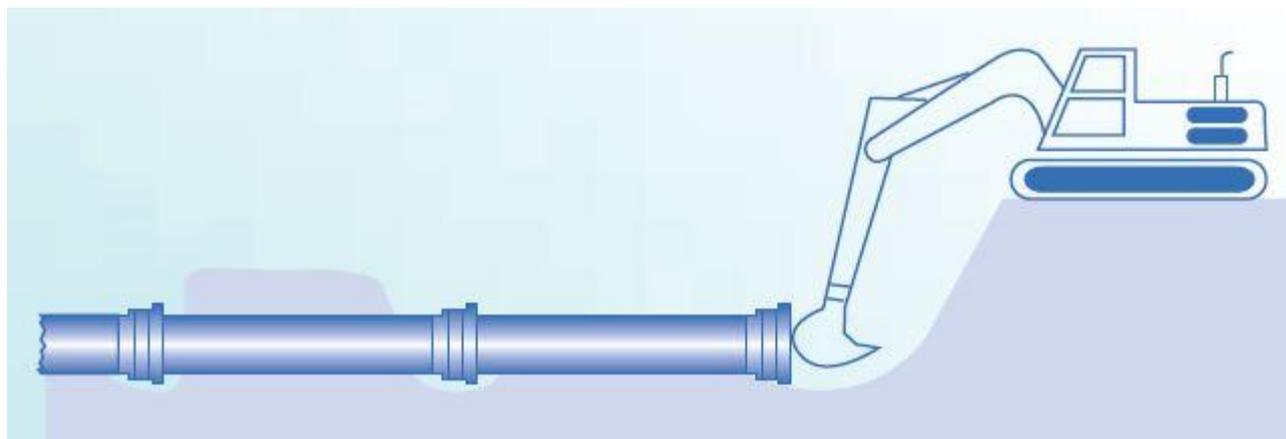
Le pied-de-biche fait levier contre le sol. La face de l'emboîture du tuyau doit être protégée avec une pièce de bois dur.

L'assemblage se fait par l'effet de levier du pied-de-biche.

**Figure IX.7.** Assemblage des tuyaux : Méthode du pied-de-biche.**IX.5.4.2. Méthode du Godet d'excavation :**

La force hydraulique du bras d'un excavateur mécanique peut servir à assembler les tuyaux et raccords droits. Cependant, il convient de prendre les précautions suivantes :

- Placez une traverse en bois entre l'emboîture et le godet d'excavation pour faire coussinet ;
- Appliquez une force lente et régulière en respectant les règles d'assemblage des tuyaux.

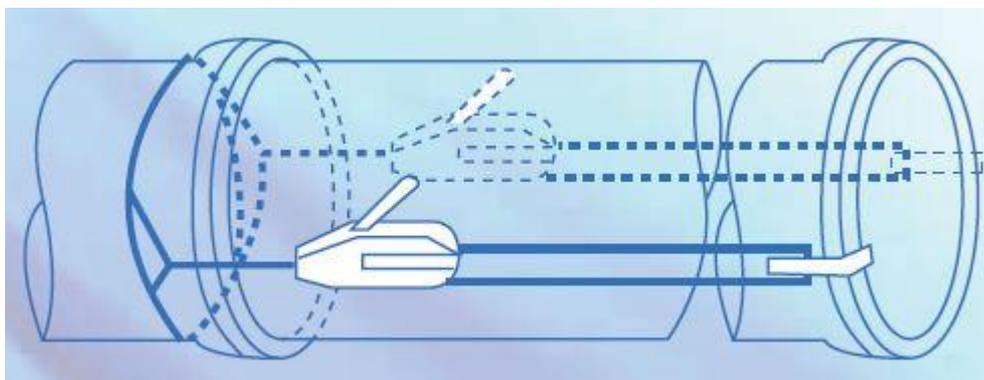


**Figure IX.8.** Assemblage des tuyaux : Méthode du Godet d'excavation.

#### **IX.5.4.3. Méthode du Treuil TIRFOR :**

De type mécanique ou poulie à chaîne

- DN 150 à DN 300 : treuil TIRFOR, capacité 1,6 t, câble en acier et crochets recouverts de caoutchouc
- DN 350 à DN 600 : treuil TIRFOR, capacité 3,5 t, câble en acier et crochets recouverts de caoutchouc
- DN 700 à DN 1200 : 2 treuils TIRFOR, capacité 3,5 t, diamétralement opposés, 2 câbles en acier et 2 crochets recouverts de caoutchouc.



**Figure IX.9.** Assemblage des tuyaux : Méthode du Treuil TIRFOR.

#### **IX.5.5. Coupe des tuyaux :**

Selon les exigences de la pose, et à l'exception des tuyaux en béton armé, précontraint ou non, et en cas de nécessité absolue, la faculté de procéder à des coupes de tuyaux.

La coupe devra être faite avec des outils bien affûtés ou des coupes-tubes. Pour les tuyaux de gros diamètres, avec des tronçonneuses ou scies. La chute porte toujours du côté mâle et il faut

veiller avec le plus grand soin à ce que le nouveau bout mâle produit par la coupe soit lisse et sans fissuration et qu'il forme avec l'emboîtement du tuyau voisin un assemblage de même qualité qu'avec un bout d'origine.

La coupe des tuyaux PVC sera faite à l'aide d'une scie à métaux ou d'une coupe-tube à molette. Pour les moyens et gros diamètres on fera appel à une meule de chantier.

### IX.6. Remblai des fouilles pour canalisations :

On distingue dans le remblaiement des canalisations les couches suivantes :

L'enrobage de la canalisation est constitué :

- du lit de pose ;
- de l'assise ;
- du remblai de protection latérale, et le remblai initial ;
- du remblai supérieur ou remblai proprement dit.

La partie du remblai en contact avec les conduites notamment sera constituée de sable ou de matériau roulé et ne contiendra pas de pierres ou cailloux à arêtes vives. Au droit des canalisations, les remblais feront l'objet de soins spéciaux pour éviter toute rupture ultérieure.

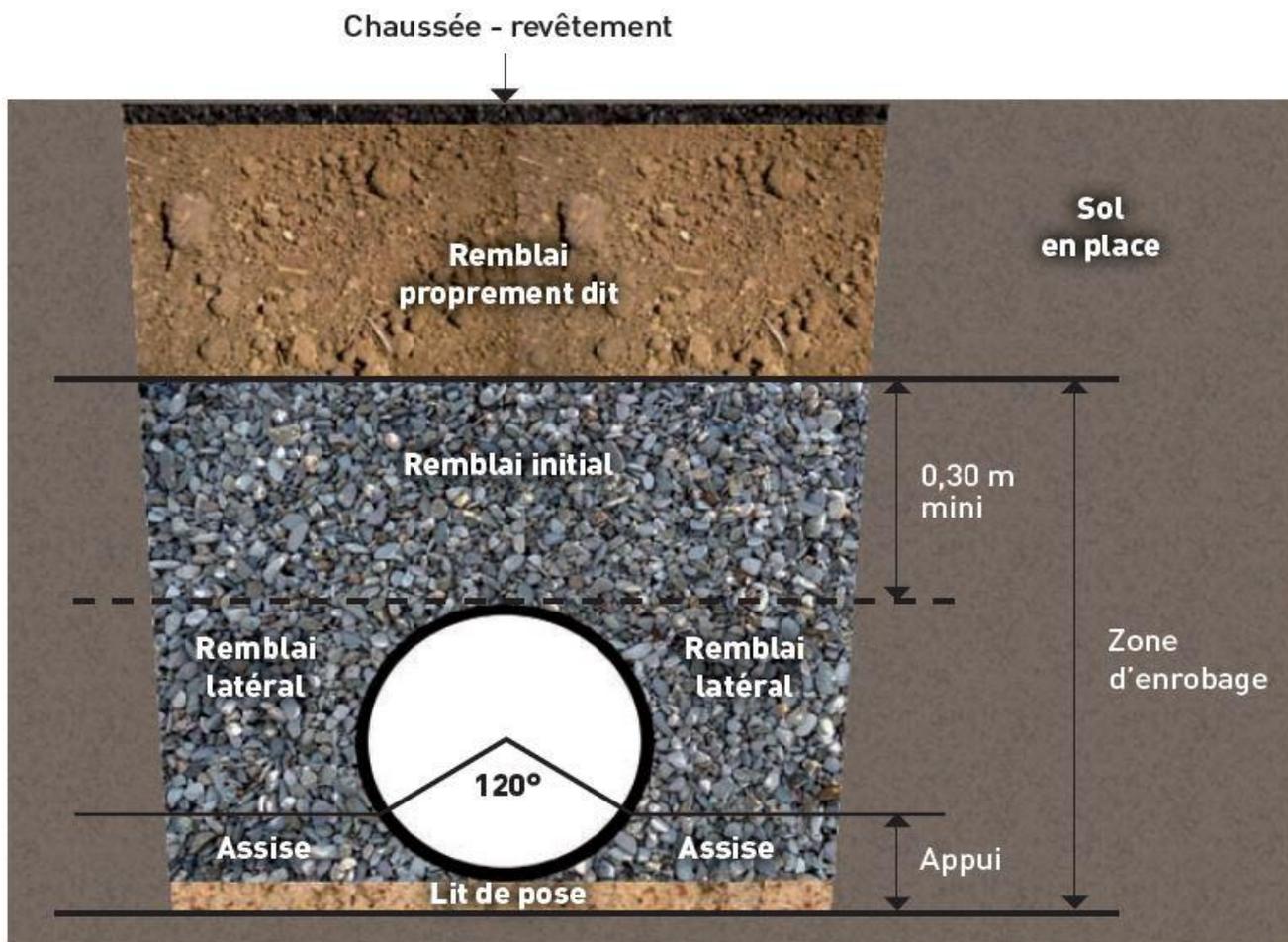


Figure IX.10. La coupe d'une tranchée.

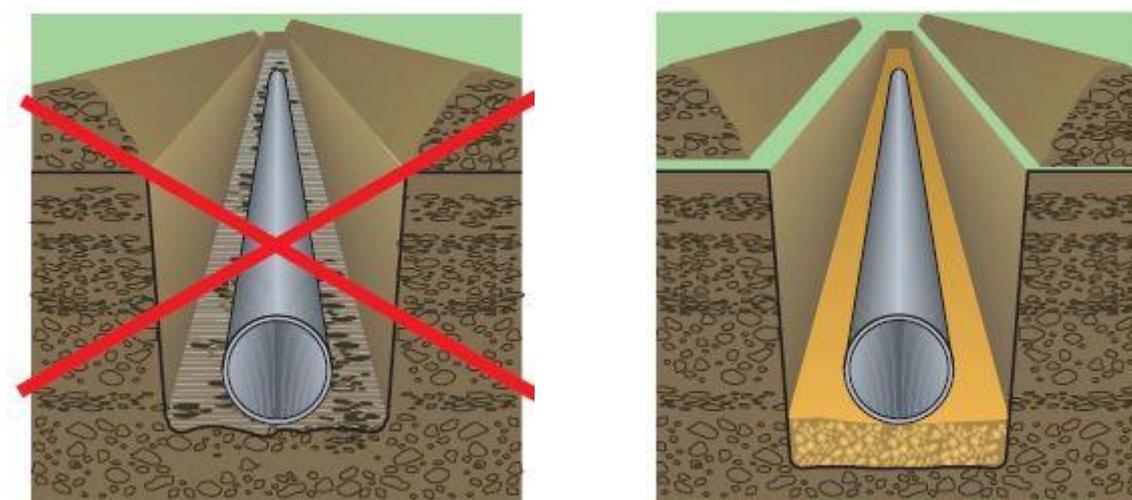
**IX.6.1. Lit de pose :**

En conditions de sol normal, le fond des tranchées est arasé au moins à 0,10 mètres au-dessous de la génératrice inférieure extérieure de la conduite.

Le lit de pose est dressé suivant la pente prévue au projet de manière à garantir une répartition uniforme des charges dans la zone d'appui, c'est-à-dire que les canalisations reposent sur le sol sur toute leur longueur. La surface devra être parfaitement dressée et compactée pour que le tuyau ne repose sur aucun point dur ou faible. Si le profil des assemblages les rend nécessaires des niches seront aménagées dans le lit de pose

Les conduites en PVC seront posées sur un lit en sable de 0,10 m d'épaisseur pour le terrain ordinaire ou bien en gravier de 0,15 m d'épaisseur pour le terrain rocheux.

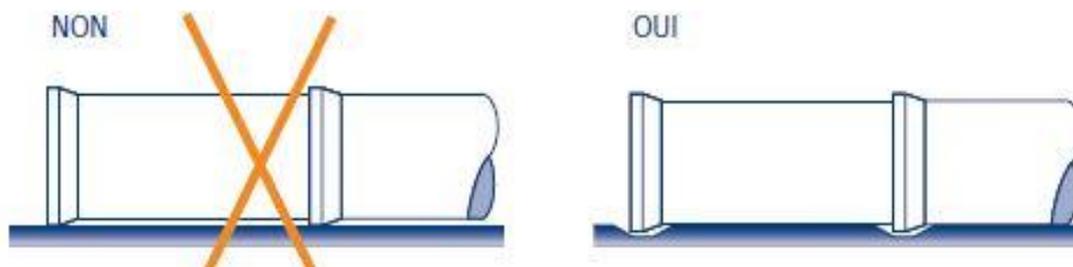
Les conduites en béton armé seront posées sur un lit en sable de 0,20 m d'épaisseur pour le terrain ordinaire ou bien en gravier de 0,25 m d'épaisseur pour le terrain rocheux.



**Figure IX.11.** Lit de pose.

Au droit des collets, des niches doivent être aménagées avec une dimension convenable afin d'éviter que les tuyaux reposent sur le manchon et de garantir ainsi une répartition uniforme des charges (poids des remblais, des tuyaux, des ouvrages, etc.) sur toute la longueur du tuyau.

En d'autres termes, il faut que le corps du tuyau repose sur toute la longueur du fût en évitant un appui trop ponctuel sur sa génératrice inférieure dans le cas d'un sol trop dur.



**Figure IX.12.** Réalisation de niches dans le lit de pose pour les collets.

### IX.6.2. Enrobage - remblai de l'assise et remblais latéral et initial (Remblai primaire) :

Le matériau d'enrobage devra être déposé en couches de 15 cm soigneusement compactées en prenant les précautions nécessaires pour éviter tout déplacement de la conduite. Au-dessus du lit de pose et jusqu'à de 0,30 mètres au-dessus de la génératrice supérieure extérieure de la canalisation, le matériau de remblai sera poussé manuellement sous les flancs et damé à côté et au-dessus de la canalisation de façon à éviter tout mouvement du tuyau et à lui constituer une assise efficace.

### IX.6.3. Remblai au-dessus de l'enrobage (Remblai secondaire) :

Le remblaiement au-dessus de l'enrobage, ou bien le remblai proprement dit (secondaire) sera exécuté en terre criblée constituée par les déblais en place ou apport éventuel et nettoyé de tous corps volumineux et de toute impureté. Le remblai secondaire sera effectué par couches de 0,20 m arrosées et compactées au moyen d'engins mécaniques appropriés.

En cas de réutilisation des déblais, ceux-ci doivent être purgés de tous éléments susceptibles de porter aux canalisations et à leur aptitude au compactage.

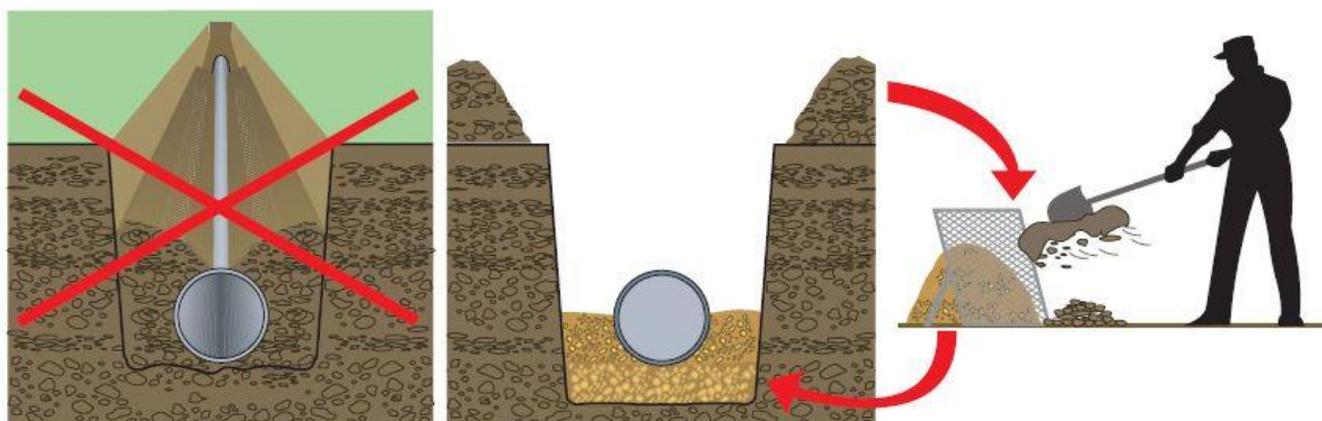


Figure IX.13. Réutilisation des déblais.

## IX.7. Compactage

Le but du compactage est d'augmenter la densité d'un sol par des moyens mécaniques dans le but de le "stabiliser" et d'en augmenter la portance. De ce point de vue, le compactage revêt une importance fondamentale en assainissement. Le soin apporté au compactage est contrôlé par un essai de compactage.

Les engins les plus couramment utilisées pour le compactage sont :

- soit des petits vibrants ;
- soit des pilonneuses ;
- soit des plaques vibrantes.



**Figure IX.14.** Pilonneuse.



**Figure IX.15.** Plaque vibrante.

### **IX.8. Contrôle de qualité des travaux**

Le contrôle de qualité des travaux portera essentiellement sur :

- le béton, les mortiers, les maçonneries etc. produit sur chantier ;
- les remblais ;
- les couches de voirie etc. achevés sur chantier ;
- la pose de canalisations.

### **IX.9. Précautions :**

Le tableau ci-dessous résume les situations à risques, ainsi que leurs causes et les précautions à prendre :

**Tableau VIII.1.** Risques, causes et précautions à prendre.

<b>RISQUES</b>	<b>CAUSES</b>	<b>PRECAUTIONS</b>
<b>Eboulement des parois</b> (décompression du sol)	- Manque de cohésion du terrain naturel, remblais trop frais, degré d'humidité important.	- Talutage ou blindage adapté.
	- Talutage ou blindage inadaptés.	- Correction du choix.
	- Hétérogénéité du terrain.	- Adaptation des moyens et des phases d'exécution. - Eviter d'ouvrir sur de trop grandes longueurs.
	- Poussée provoquée par les constructions voisines : ➤ murs de clôtures ; ➤ constructions ; ➤ fondations ; ➤ pylônes ou arbres.	- Soutènement plus rigide des parois, étaieement.
	- Surcharges provoquées par les stockages existants ou ceux du chantier.	- Ecarter les stockages, modifier le tracé ou en tenir compte dans le calcul de stabilité.
	- Circulation d'engins.	- Ménager un espace suffisant entre le bord de fouille et le passage des engins.
	- Action des équipements mécaniques de l'entreprise ou étrangers (battage de pieux, palplanches, etc.).	- Plateau ou couverture de sable. - Limitation de l'énergie. - Engin conçu de telle façon qu'il ne provoque pas de composante horizontale.
	- Actions des agents atmosphériques tels que des pluies abondantes, un dessèchement, une alternance gel-dégel dans la roche.	- Protection des bords de fouilles (plinthes), des talus (feuilles imperméables). - Blindage adapté.
	- Existence de drains parallèles à la tranchée.	- Repérage et blindage de sécurité.
	- Proximité d'anciennes fouilles.	- Recherche préalable d'informations.
<b>Présence d'eaux souterraines</b>	- Nappe phréatique ou artésienne.	- Rabattement adéquat, pompage et/ou blindage.
	- Accumulation d'eau dans la fouille.	- Détourner les eaux de ruissellement.
	- Fuite dans les canalisations.	- Essai de détection de la provenance. - Voir compagnie des eaux pour connaître le rendement et l'existence de fuites.

**Tableau VIII.1.**Risques, causes et précautions à prendre(suite).

<b>RISQUES</b>	<b>CAUSES</b>	<b>PRECAUTIONS</b>
<b>Canalisations diverses</b>	- Présence de canalisations (eau, gaz, électricité, égouts, etc.) traversant la tranchée.	- Avant l'ouverture des fouilles, repérer et baliser les réseaux existants. - Assurer un soutènement de ces canalisations pendant les travaux. - Respecter les règles signalétiques.
<b>Chute de matériaux dans la fouille</b>	- Désordre sur le bord de la tranchée.	- Aménager une berme dégagée et de largeur suffisante. - Protection formant une plinthe en bord de fouille.
	- Stockage inadéquat.	- Stockage stable et suffisamment éloigné du bord de fouille.
	- Mauvaises manipulations.	- Organisation des manipulations. - Contrôle des engins et des élingues.
<b>Chute de personnes, matériels ou engins</b>	- Circulation et déplacement inadaptés.	- Installation de moyens de franchissement au-dessus de la fouille... les signaler. - Balisage des travaux.
	- Difficulté d'évolution et/ou manipulations difficiles.	- Choix des moyens d'exécution.

**Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons exposé les différentes façons de pose selon les cas ainsi que les conditions à respecter. Pour assurer le bon fonctionnement de notre réseau, la pose de canalisation doit être d'une manière correcte.

Pour que les conduites résistent aux forces dues aux charges fixes ou mobiles ainsi qu'au remblai il faut choisir des matériaux qui garantissent la résistance à ces derniers.

## CONCLUSION GENERALE

Dans notre travail, l'établissement d'un diagnostic détaillé du système d'assainissement du centre de Ras Isly (W. Sétif), nous a permis de relever les anomalies que présente ce dernier. En effet, le réseau d'assainissement existant est en majeure partie vétuste et incapable de véhiculer les futurs débits. Devant ce constat et afin d'éviter les problèmes qui menacent les nappes phréatiques ainsi que les zones agricoles, la projection d'un nouveau réseau s'est imposé avec un changement du cheminement de quelque tronçons, ainsi on a gardé un seul point de rejet dans la partie Est de l'agglomération en éliminant celui de la partie Ouest, afin de pouvoir obtenir un tracé optimal qui va nous aider à obtenir une évacuation rapide et efficace des eaux usées et pluviales.

L'étude des deux variantes nous a donné les coûts prévisionnels d'implantation d'une station de pompage et d'une station d'épuration, cette étude nous a montré que la construction d'une station de pompage donne la solution économique pour préserver le milieu naturel et la santé publique, en refoulant les eaux usées de notre agglomération vers le rejet de Rasfa agglomération chef-lieu, pour pouvoir rejoindre par gravité, la zone de Salah Bey pour être raccordées à la station d'épuration.

Pour un meilleur fonctionnement de notre réseau, on a projeté un déversoir d'orage de type frontal à l'aval de l'agglomération, il permet le rejet direct d'une partie de l'effluent vers le milieu naturel, l'autre partie va être envoyée vers la station de pompage des eaux usées.

Dans notre agglomération, on rencontre des zones où la pente est très grande, ce qui donne des vitesses inadmissibles, à cet effet, on a implanté des regards de chute afin de pouvoir obtenir des vitesses acceptables pour protéger les canalisations.

Les défauts de réalisation des réseaux d'assainissement compromettent gravement le fonctionnement du système d'assainissement, donc on a procédé au chapitre de pose des canalisations, dans ce dernier, on a donné des recommandations pour le transport, la maintenance, le stockage des conduites, leur pose dans les fouilles, ainsi que le remblaiement de ces dernières.

## Bibliographie

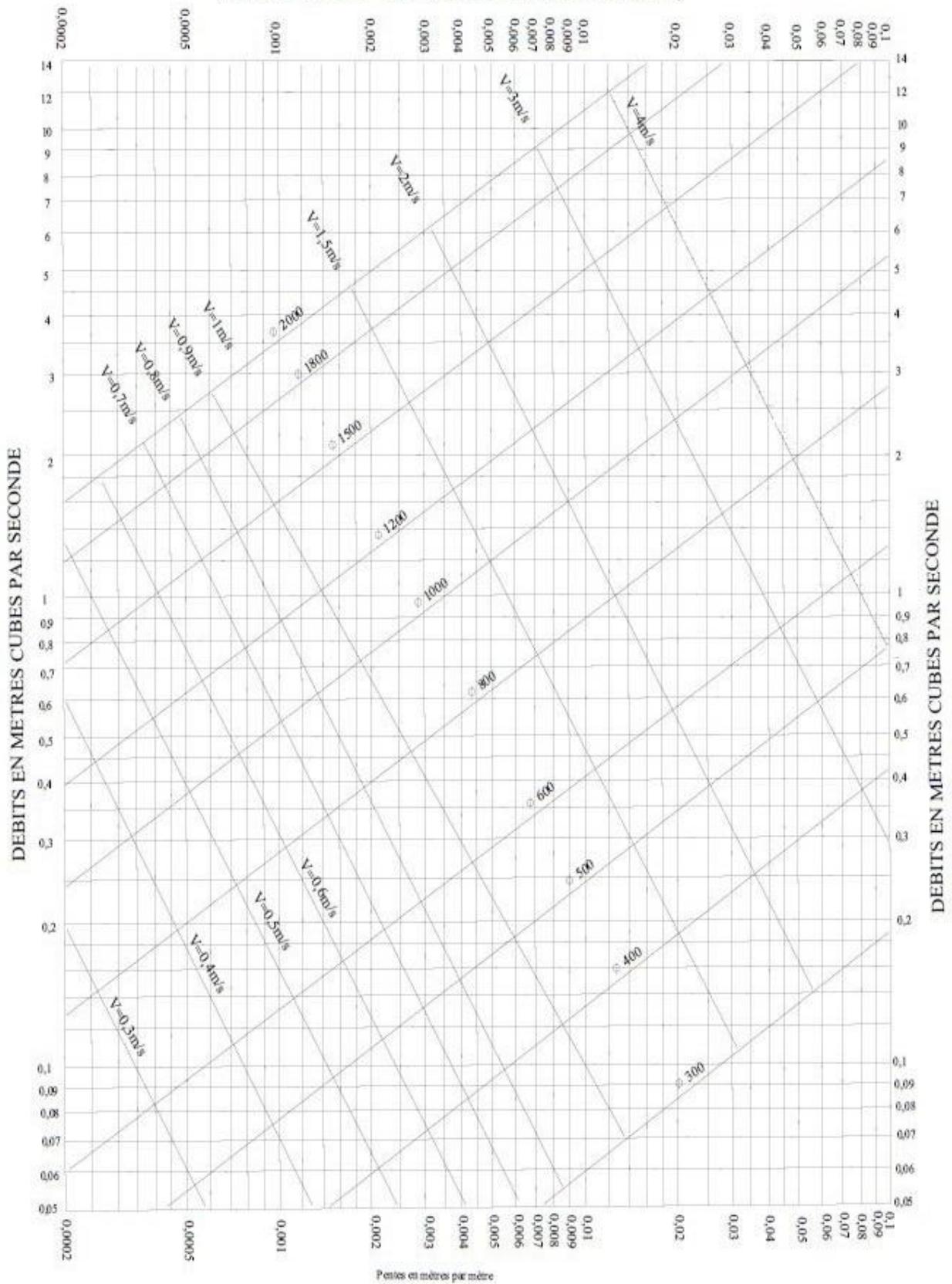
- [1]. **Bourrier R.** Calculs application et perspective des réseaux d'assainissement. 5<sup>ème</sup> édition, Lavoisier. Paris(1981).
- [2]. **Marc satin, Béchir Selmi.** Guide technique de l'assainissement. 3<sup>ème</sup> édition(2006).
- [3]. **Marc Soutter, André Mermoud, et André Musy.** Ingénierie des eaux et du sol: processus et aménagements.
- [4]. **Toua bia.B.** « Manuel pratique d'hydrologie ». Blida(2004).
- [5]. **A.Bermad,** Hydrologie. Ecole Nationale polytechnique (2005/2006).
- [6]. Cours d'assainissement urbain, « initiation à la technique du traitement des eaux usées et des déchets solides », l'université des sciences et des techniques d'Alger (1980).
- [8]. **Jean Poulain.** Techniques de l'Ingénieur : Installations de pompage. France.
- [9]. **Gaid, Abdelkader.** Épuration biologique des eaux usées urbaines, tome 2, office de publication universitaire, Alger, 1984.
- [10]. **Claude CARDOT.** Techniques appliquées au traitement de l'eau; Edition: Ellipses (1999).
- [11]. **Monchy,H.** Mémento d'assainissement: mise en service, entretien et exploitation des ouvrages d'assainissement.- 2eme ed.- Paris : EYROLLES (1974).
- [12]. **J.P.BECHAC, P.BOUTIN, B.MERCIER, P.NUER :** << Traitement des eaux usées.>> EYROLLES Paris (1984).
- [13]. **W.W Echenfelder :** << Gestion des eaux usées urbaines et industrielles.>> Technique et documentation (Lavoisier) (1982).
- [14]. **Degrémont,** Mémento technique de l'eau, Tome I et II , Paris, (1989).



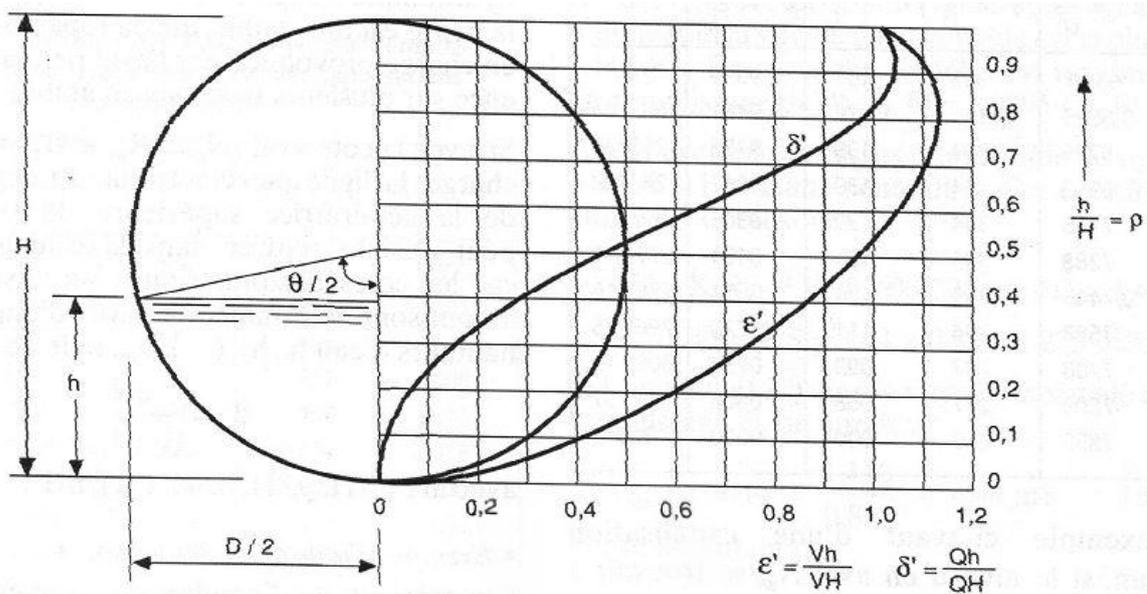
# *Annexes*

**ANNEXE I : Dimensionnement des canalisations circulaires d'après la formule de Bazin.**

**RESEAUX PLUVIAUX EN SYSTEME UNITAIRE OU SEPARATIF**  
 (Canalisations circulaires-Formule de Bazin)



## Annexe II : Les rapports Rh, Rv, RQ



Section circulaire, rapport des vitesse  $\varepsilon'$  et des débit  $\delta'$  pour différentes profondeurs d'eau

Tableau : relations hydrauliques pour différentes hauteurs de remplissage dans le cas des canalisations à section circulaire

$\rho = \frac{h}{H}$	$\beta' = \frac{S}{D^2}$	$\gamma' = \frac{R}{D}$	$\varepsilon' = \frac{V_h}{V_H}$	$\delta' = \frac{Q_h}{Q_H}$	$\theta$
0,025	0,0052	0,016	0,159	0,0010	36° 23'
050	0148	033	257	0045	51° 41'
075	0268	048	333	0112	63° 35'
100	0409	064	401	0208	73° 45'
125	0567	079	464	0334	82° 49'
0,150	0,0739	0,093	0,516	0,0487	91° 9'
175	0925	108	567	0567	98° 55'
200	1118	121	615	0876	106° 15'
225	1323	134	660	1113	113° 16'
250	1535	147	700	1366	120°
0,300	0,1983	0,171	0,776	0,1956	132° 51'
350	2450	194	842	2623	145° 5'
400	2933	215	902	3364	156° 56'
450	3428	234	955	4169	168° 32'
500	3928	250	1,000	4997	180°
0,550	0,4428	0,265	1,038	0,5853	191° 29'
600	4923	278	071	6713	203° 4'
650	5405	288	099	7550	214° 55'
700	5873	297	121	8380	227° 9'