

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 réhabilitation du réseau d'assainissement de  
la ville de Tazmalt wilaya de Bejaïa**

**PRESENTE PAR :**

**M<sup>elle</sup> CHABANE AMEL**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
<b>M<sup>r</sup> O.KHODJET KESB</b>	professeur	Président
<b>M<sup>me</sup> S.BERBACHE</b>	M.A.A	Examinatrice
<b>M<sup>r</sup> M.DJELLAB</b>	M.C.A	Examineur
<b>M<sup>me</sup> L.TAFAT</b>	M.A.B	Examinatrice
<b>M<sup>r</sup> S.YAHIAOUI</b>	M.A.A	Promoteur

**Juin - 2016**

# *Remerciements :*

*Je remercie Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail dans les meilleures conditions.*

*J'aimerais exprimer ma gratitude pour la patience, le soutien et l'aide qu'a pu m'apporter mon promoteur M r : YAHIAOUI Samir*

*Mes remerciements également à :*

*KHERZI Sabrina, ingénieur a la DRE de la wilaya de Bejaia*

*SAIDANI Bilel, pour son aide précieux*

*HADDOUR Ali qui a toujours été présent pour répondre a mes questions*

*MOUSSAOUI KHELIFI, DALEL HADDAD, OUELD AHMED Faouzi  
ET OUIZA HAMIDI qui m'ont tant aidé*

*Aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.*

*Enfin un grand merci tout spécial à ma famille, à mes parents ainsi qu'à tous mes amis qui n'ont cessé de me soutenir et de m'encourager au cours de mes années d'études et de m'avoir plus d'une fois remonté le moral*

*Qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde reconnaissance.*

# *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect à :*

*La mémoire de ma grande mère que j'aurais tant aimé qu'elle soit  
présente à mes côtés*

*Mes parents que je ne pourrai jamais remercier pour ce que je suis  
devenue grâce à leur éducation et sacrifices*

*Mes frères, mes sœurs, mes beaux frères, mes belles sœurs, mes neuves,  
et mes nièces*

*La mémoire des étudiants de l'EPST Tlemcen*

*Mes amis(es) avec qui j'ai partagés des souvenirs inoubliables*

*Mes collègues et responsables de la FIE*

*Tous les enseignants de l'ENSH qui m'ont accompagné durant mes  
études*

*c.Amel*

## ملخص :

إن الهدف من دراستنا التي لا تهمل بأي طريقة الحياة اليومية للإنسان , صحته و كذا تنظيم حياته اليومية , هو استخراج الامور غير السوية التي يطرحها التجمع السكاني تازمالت من ناحية التطهير و هذا حتى تتمكن من إجراء عملية التهيئة و إنشاء شبكة التطهير.

لغرض تحقيق الأهداف المسيطرة مسبقا نتبع ثلاث مراحل مهمة غير منفصلة , في المرحلة الأولى نهتم بتشخيص شبكة صرف الصحي , أما في المرحلة الثانية فنقوم باختبار مسار الشبكة و في نهاية المطاف نتوصل إلى مخطط تنفيذي قابل للانجاز في الميدان , هذا المخطط متبوع بسياسة تسيير , صيانة و كذا الاستغلال الجيد.

## RESUME :

Notre étude qui ne néglige en aucune manière la vie de l'homme de tous les jours, environnement, santé et, de façon générale, l'organisation de sa vie quotidienne, a pour objet de relever les anomalies que pose l'agglomération de Tazmalt en matière d'assainissement afin de prévoir des travaux de la conception du réseau.

Elle s'étale donc, afin d'atteindre les objectifs tracés au préalable, sur trois étapes essentielles et indissociables. La première partie a concerné, l'établissement du diagnostic du réseau d'assainissement. La deuxième, elle, a consisté au dimensionnement du réseau.

Enfin, le dernier axe de notre étude comprend le plan final, directement exécutable sur le terrain. Et ce plan est accompagné d'une politique de gestion, d'entretien et d'exploitation que nous avons tracés nous-mêmes.

## Abstract:

Our study which does not neglect in any manner the life of the man of all days, environment, health and, in a general way, the organization of its everyday life, have the aim of raising the problems and the anomalies which poses the agglomeration of Tazmalt as regards cleansing in order to provide the conception of the network.

It is thus spread out, in order to achieve the goals traced as a preliminary, over three essential and indissociable stages. The first part concerned, indeed, the establishment of the diagnosis of the septic tank. The second, it, consisted of conception of the network. Lastly, the last axis of our study includes/understands the final plan, directly achievable on the ground. And this plan is accompanied by a policy of management, maintenance and exploitation which we traced our self.

# SOMMAIRE

<b>Introduction générale.....</b>	<b>1</b>
<b>Chapitre I : Présentation de la ville de Tazmalt.</b>	
Introduction .....	2
I.1 Situation géographique.....	2
I.1.1 limites administratives .....	2
I.2 Situation géologique et hydrogéologique .....	4
I.3 Contexte environnemental .....	4
I.3.1 Températures .....	4
I.3.2 Amplitude thermique .....	5
I.3.3 Précipitation .....	6
I.3.4 Ensoleillement .....	7
I.3.5 Gelée .....	7
I.3.6 Neige .....	7
I.3.7 Evaporation.....	7
I.3.8 Les vents .....	8
I.3.9 Réseau hydrographique.....	8
I.3.10 Inondabilité .....	9
I.3.11 Sismicité .....	9
I.4 Evolution de la population.....	10
I.5 Les équipements socio-économiques .....	12
I.6 Activités principales de la région .....	12
I.7 Infrastructure hydraulique.....	12
I.7.1 Réseau d'alimentation d'eau potable .....	12
I.7.2 Réseau d'assainissement .....	12
Conclusion .....	13
<b>Chapitre II : Etude hydrologique.</b>	
Introduction.....	14
II.1 Données pluviométrique.....	14
II.2 Analyse de rupture et tendance de la série pluviométrique.....	15
II.2.1 Principes des tests.....	15
II.2.2 Description de test de Pettitt.....	15
II.2.3 Description de la méthode de segmentation d'Hubert.....	16
III.2.4 Résultats et discussion.....	17
II.3 Notion d'averse.....	18
II.4 Choix de la période de retour.....	18
II.5 Détermination de l'intensité moyenne des précipitations .....	18
II.5.1 Détermination des caractéristiques empiriques de la série.....	19
II.5.2 Choix du modèle fréquentiel.....	20
II.5.3 Ajustement du modèle fréquentiel.....	20
II.5.3.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel .....	20

## Présentation de la ville de tazmalt

II.5.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton .....	22
II.5.3 .3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi des extrêmes généralisée.....	24
II.5.4 Contrôle de l'ajustement .....	26
II.5.5 Pluie de courte durée.....	28
Conclusion .....	30
<b>Chapitre III : Diagnostic du réseau d'assainissement existant.</b>	
Introduction.....	31
III .1. Phases principales d'une étude de diagnostic .....	31
III.1.1. recueil et exploitation des données.....	31
III.1.2. Mesure des débits et degré de pollution .....	32
III.1.3. Investigations spécifiques.....	32
III.2. Visite des lieux et reconnaissance .....	32
Conclusion .....	35
<b>Chapitre IV : Calcul de base.</b>	
Introduction .....	36
IV.1 Situation démographique.....	36
IV.2 Système d'évacuation du réseau d'assainissement .....	37
IV.2.1 Choix du système d'évacuation .....	39
IV.3 Schémas du réseau.....	39
IV.3.1 Schéma perpendiculaire.....	39
IV.3.2 Schéma par déplacement latéral.....	40
IV.3.3 Schéma a collecteur oblique.....	40
IV.3.4 Schéma de collecteur étagé.....	40
IV.3.5 Schéma radial.....	41
IV.4 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires.....	41
IV.5 Evaluation du coefficient de ruissellement.....	42
IV.5.1 Coefficient de ruissellement relatif à la catégorie d'urbanisation.....	43
IV.6 Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin.....	44
IV.6.1 Coefficient de ruissellement pondéré.....	44
III.6.2 Calcul de la densité partielle.....	44
Conclusion .....	46
<b>Chapitre V : Évaluation des débits d'eau pluviale et usée</b>	
Introduction.....	47
V.1 Origine et nature des eaux usées.....	47
V.1.1 Les eaux usées domestiques.....	47
V.1.2 Les eaux usées industrielles.....	47
V.1.3 Les eaux des services publics.....	48
V.2 Evaluation du débit moyen journalier.....	48
V.2.1 Evaluation du débit de pointe.....	48
V.3 Evaluation des débits des eaux pluviales.....	50
V.3.1 Méthode rationnelle.....	51
V.3.1.1 Hypothèses de la méthode.....	51
V.3.1.2 Démarche de la méthode rationnelle.....	52
V.3.2 Méthode superficielle.....	53
V.4 Choix de la méthode.....	55
V.5. Calcul des débits pluviaux.....	55
V.5.1 : Coefficient de correction (Minorateur) .....	55
Conclusion.....	57
<b>Chapitre VI : Calcul hydraulique et dimensionnement du réseau</b>	

## Présentation de la ville de tazmalt

---

Introduction.....	58
VI. 1 .Conception du réseau d'assainissement.....	58
VI. 2. Dimensionnement du réseau d'assainissement.....	58
VI.2.1 .Conditions d'écoulement et de dimensionnement.....	58
VI.2.2. Formules d'écoulement.....	59
VI.2.3 – mode de calcul.....	61
VI.3. Principe de tracé des collecteurs.....	64
Conclusion.....	65
<b>Chapitre VII : Eléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes</b>	
VII. Introduction.....	66
VII.1. Les ouvrages principaux.....	66
VII.1.1 Les canalisations.....	66
VII.1.2 Choix du type de canalisation.....	68
VII.2. Les ouvrages annexes.....	69
VII.2.1 Les branchements.....	69
VII.2.2Les bouches d'égout.....	70
VII.2.3Les regards.....	71
VII.2.4 Déversoirs d'orage.....	75
VII.2.4.1 Emplacement des déversoirs d'orage.....	75
VII.2.4.2 Types des déversoirs.....	76
VII.2.4.3 Dimensionnement du déversoir d'orage .....	77
VII.2.4.4 Les ouvrages annexes du déversoir d'orage.....	83
VII.2.5 Bassins de dessablement.....	86
Conclusion.....	87
<b>Chapitre VIII : Organisation de chantier</b>	
Introduction .....	88
VIII.1. Emplacement des canalisations.....	88
VIII.2. exécution des travaux .....	88
VIII.2.1. vérification, manutention des conduites.....	89
VIII.2.2. décapage de la couche végétale.....	89
VIII .2.3.emplacement des jalons des piquets.....	89
VIII .2.4. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.....	89
VIII .2.5.aménagement du lit de pose.....	90
VIII .2.6.la mise en place des canalisations.....	90
VIII .2.7.assemblage des conduites.....	90
VIII.2. 8. Construction des regards.....	90
VIII .2.9. Remblais des tranchées.....	90
VIII.4.Planification des travaux.....	91
VIII.4.1 calcul de temps de réalisation (tr).....	91
VIII.5 Devis quantitatif et estimatif .....	94
VIII.6. Détermination des différents volumes.....	94
Conclusion .....	97
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>98</b>
Références bibliographiques.....	99

# Présentation de la ville de Tazmalt

## Chap I

<b>Tableau I.1</b> : Station de référence.....	4
<b>Tableau I.2</b> : Données relatives aux températures à travers la station de référence Bouira...	4
<b>Tableau I.3</b> : Amplitude thermique annuelle moyenne (A) et extrême (A max).....	5
<b>Tableau I.4</b> : Caractéristiques de la station pluviométrique.....	6
<b>Tableau I.5</b> : Répartition de la pluviométrie dans la station de référence (2003).....	6
<b>Tableau I.6</b> : Ensoleillement mensuel moyen (heures).....	7
<b>Tableau I.7</b> : Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de gelée.....	7
<b>Tableau I.8</b> : Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de neige.....	7
<b>Tableau I.9</b> : Evaporations mensuelles et annuelles.....	7
<b>Tableau I.10</b> : Evolution de la population.....	11

## Etude hydrologique

## Chap II

<b>Tableau II.1</b> : Pluies maximales journalières [1967-2004] Station de TAZMALT.....	14
<b>Tableau II.2</b> : segmentation d'Hubert.....	17
<b>Tableau II.3</b> : Les paramètres de la loi gumbel.....	21
<b>Tableau II.4</b> : Calcul des quantiles par la droite de GUMBEL.....	22
<b>Tableau II.5</b> : Les paramètres de la loi log-normale.....	23
<b>Tableau II.6</b> : Calcul des quantiles par la droite de Galton.....	24
<b>Tableau II.7</b> : Calcule des quantiles par la loi de GEV.....	26
<b>Tableau II.8</b> : paramètre de test $dex^2$ .....	28

# Présentation de la ville de tazmalt

---

## Liste des tableaux

### Calcul de base

#### ChapIV

---

<b>Tableau IV. 1 :</b> Evolution de la population.....	37
<b>Tableau IV.2 :</b> Avantages et inconvénients des différents systèmes.....	38
<b>Tableau IV.3 :</b> Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie D'urbanisation.....	43
<b>Tableau IV.4:</b> Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassins.....	43
<b>Tableau IV.5 :</b> Nombre d'habitants pour chaque sous bassins.....	45

### Évaluation des débits d'eau pluviale et usée

#### ChapV

---

<b>Tableau V.1 :</b> Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour chaque sous bassin .....	49
<b>Tableau V.2:</b> Détermination des débits de pointe d'eaux usées.....	50
<b>Tableau V.3:</b> Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin par la méthode rationnelle .....	56

### Calcul hydraulique et dimensionnement du réseau

#### ChapVI

---

<b>Tableau VI.1 :</b> valeurs indicatives du coefficient de rugosité de Strickler $K_s$ .....	60
---	----

### Éléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes

#### ChapVII

---

<b>Tableau VII.2 :</b> dimensionnement des regards .....	75
<b>Tableau VII.2 :</b> Dimensionnement des déversoirs d'orage.....	78
<b>Tableau VII.3:</b> Espacement et épaisseur des barreaux.....	84

Organisation de chantier

ChapVIII

<b>Tableau VIII.1 : détermination des délais.....</b>	<b>92</b>
<b>Tableau VIII.2: Volumes des travaux en m<sup>3</sup> .....</b>	<b>95</b>
<b>Tableau VIII.3: Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.....</b>	<b>96</b>

# LISTE DES FIGURES

## Présentation de la ville de Tazmalt

### Chap. 1

<b>Figure I.1:</b> Situation géographique de la ville de TAZMALT.....	3
<b>Figure I.2:</b> Graphe des températures mensuelles moyennes.....	5
<b>Figure I.3 :</b> Carte d'exposition au risque tempête et vents violents.....	8
<b>Figure I.4:</b> Carte à risque inondation de la wilaya de Béjaïa.Source : Protection Civile Béjaïa.....	9
<b>Figure I.5:</b> Carte à risque sismique de la wilaya de Béjaïa.Source : Protection Civile Béjaïa.....	10
<b>Figure I. 8:</b> Graphe d'évolution démographique du centre de Rodha.....	11
<b>Figure I.9:</b> Graphe d'évolution démographique du centre d'Ikherbane .....	11

## Etude hydrologique

### Chap. 2

<b>Figure II.1 :</b> méthode paramétrique de Pettitt.....	17
<b>Figure II. 2 :</b> représentation de la droite de Gumbel.....	22
<b>Figure II. 3 :</b> représentation de la droite de Galton.....	24
<b>Figure II.4 :</b> représentation de la droite de GEV.....	26

## Diagnostic du réseau d'assainissement existant

### Chap. 3

<b>Figure III.1 :</b> Absence du réseau d'assainissement.....	32
<b>Figure III.2</b> Vue de la partie Est de la localité d'ikherbane.....	33
<b>Figure III.3</b> Route principale menant à ikherbane.....	33
<b>Figure III.4</b> Etat des ruelles existantes à la localité d'ikherbane.....	34
<b>Figure III.5</b> Route secondaire à la partie haute de la localité d'ikherbane.....	34

## Présentation de la ville de tazmalt

---

**Figure III.6** Route secondaire à la partie ouest de la localité d'ikherbane.....34

**Figure III.7** Etat des ruelles dans la localité de Rodha.....34

### Calcul de base

#### Chap. 4

---

**Figure IV.1** : Schéma perpendiculaire.....39

**Figure IV.2**: Schéma par déplacement latéral.....40

**Figure IV.3** : Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique.....40

**Figure IV.4** : Schéma à Collecteur Etagé.....41

**Figure IV.5**: schéma type radial.....41

### Eléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes

#### Chap. 7

---

**Figure VII.1**: Exemple d'un branchement simple.....69

**Figure VII.2**: Bouches d'égout.....70

**Figure VII.3**: Emplacement des bouches d'égout.....71

**Figure VII.4**: Exemple d'un regard de visite.....72

**Figure VII.5**: Exemple d'un regard de jonction.....73

**Figure VII.6**: Exemple d'un regard de chute.....74

**Figure VII.7**: Déversoir d'orage à seuil latéral.....77

### Organisation de chantier

#### Chap. 8

---

**Figure VIII.1**: Diagramme de Gant.....93

## Liste des planches

**Planche N°1** : plan de masse 1 avec la délimitation des sous bassin de la zone nord de la ville la ville de TAZMALT W.BEJAIA.

**Planche N°2** : plan de masse 2 avec la délimitation des sous bassin de la zone nord de la ville la ville de TAZMALT W.BEJAIA.

**Planche N°3** : Profil en long du collecteur principale de sous bassin 21 de la ville de Tazmalt W.Bejaia.

**Planche N°4**: ouvrages annexes du l'agglomération de la zone nord de la ville de tazmalt W.BEJAIA.



***INTRODUCTION***  
***GENERALE***

## **Introduction**

L'eau est un élément vital et une source précieuse qui constitue un facteur décisif pour la croissance et le développement socio-économique.

Un système d'assainissement permet d'acheminer les eaux usées en provenance des différents services vers un traitement de manière à rejeter une eau assainie dans l'environnement.

En effet, la région de Rodha sise dans la localité de Tazmalt (W.de Béjaia) souffre énormément des problèmes de raccordement aux réseaux urbains pour cause de l'usage obsolète des fosses septiques dans une région qui connaît une véritable expansion démographique d'après les rapports des services techniques locaux.

Par conséquent une étude approfondie, et une enquête minutieuse du système d'assainissement sur le terrain doivent être menées afin de relever les différentes anomalies dont souffrent les riverains surtout en saison estivale.

Ce projet rentre dans ce contexte, il a pour objet de projeter un réseau d'assainissement dans les villages de rodha et ikherbane de la ville de tazmalt, afin de protéger la santé humaine contre la propagation des maladies nocives qui peut résulter par les déférents rejets, et éviter la pollution de la nappe par ces rejets.



## *Chapitre I*

# **PRESENTATION**

## **DE LA**

# **Ville de TAZMALT**

# Présentation de la ville de tazmalt

---

## Introduction

Avant tout projet d'assainissement il est indispensable d'aborder une étude de site qui constitue un volet important dans le choix de la variante d'aménagement hydraulique de la ville.

Ce chapitre s'attachera à vous présenter une synthèse des données récupérées auprès de la commune et les différents organismes compétents qui permettront de connaître la zone d'étude par ses contraintes environnementales et économiques.

## I.1 Situation géographique

La commune de TAZMALT a été créée en 1905 après l'institution des communes mixtes .Elle est devenue daïra après le découpage de 1984 avec une superficie de 33,64 Km<sup>2</sup> soit 3364 hectares , elle compte environ 28891 habitants d'après le recensement de 2008 cette agglomération est répartie en trois zones le chef lieu de ce même nom et deux agglomération secondaire respectivement « iderrriken-rodha et allaghuene » et la zone éparses qui comporte un ensemble de petit village tels que Hirouche Ikherbene, Tazribt, Ichikar, Timetdhith ....

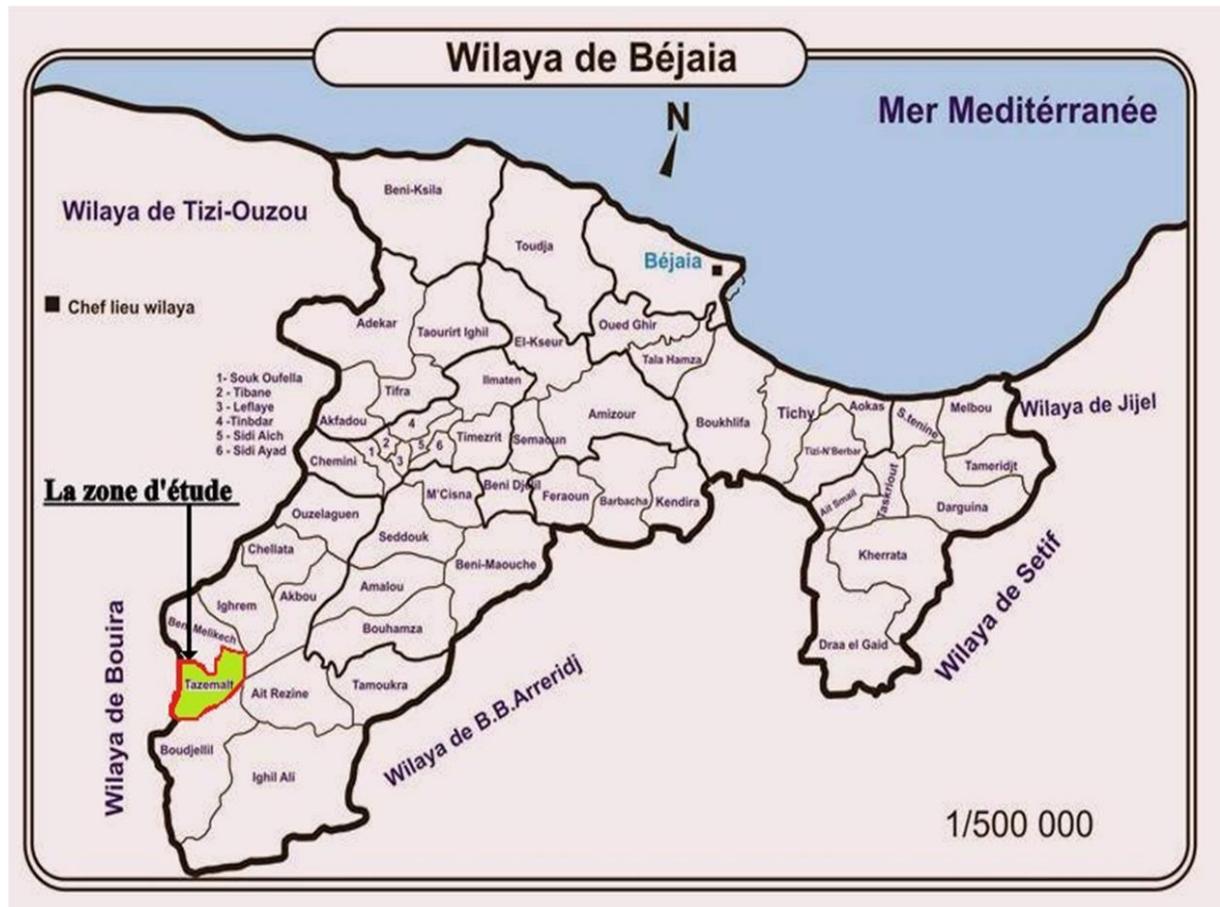
La commune de tazmalt est située à quatre-vingt-six (86) kilomètres à l'ouest de Bejaïa a proximité de la route nationale N°26 reliant la wilaya de Bejaia à celle de Bouira

### I.1.1 limites administratives

- La commune de Beni-Mellikeche au nord.
- La commune de Boudjellil Au sud.
- Les communes d'Igram, Akbou et Ait-Rezine A l'Est.

Les communes de Chorfa et d'Aghbalou dans la wilaya de Bouira A l'ouest.

## Présentation de la ville de tazmalt



**Figure I.1:** Situation géographique de la ville de TAZMALT

Le centre de Rodha se situe sur les hauteurs de Tazmalt (Nord de Tazmalt) dans l'axe menant vers Beni-Mellikeche, près d'oued Beni-Mellikeche. La localité de Rodha apparaît dans sa structure comme origine des anciens villages de Tazmalt. Le centre d'Ikherbane se situe deux (02) Km environ à l'Est de Rodha.

# Présentation de la ville de Tazmalt

## I.2 Situation géologique et hydrogéologique

L'unité morphologique la plus prépondérante est des terrasses alluviales constituées par des dépôts alluviaux composés des limons et les sables provenant de l'oued sahel au dessus d'un lit graveleux a la base, et elles sont intensément cultivées.

Sur le plan géologique, la région, appartenant au domaine tellien, présente une structure complexe et diversifiée à cause des chevauchements enregistrés entre les différentes formations. Les différentes formations sédimentaires ont subi des déformations tectoniques dues aux mouvements orogéniques alpins de la fin de l'ère tertiaire et du quaternaire.

## I.3 Contexte environnemental

### I.3.1 Températures

Dans la région Tazmalt est implantée une station climatologique mais ne disposant pas de relevés sur les paramètres climatiques. A cet effet, et pour les besoins de l'étude nous avons pris observations enregistrées à la station voisine de Bouira.

**Tableau I.1 :** Station de référence.

NOM STATION	CODE STATION	SOURCE D'INFORMATION	LONGITUDE	LATITUDE	ALTITUDE (M)
BOUIRA	151004	ONM	03°53 E	36°23 N	555

(Source : ONM)

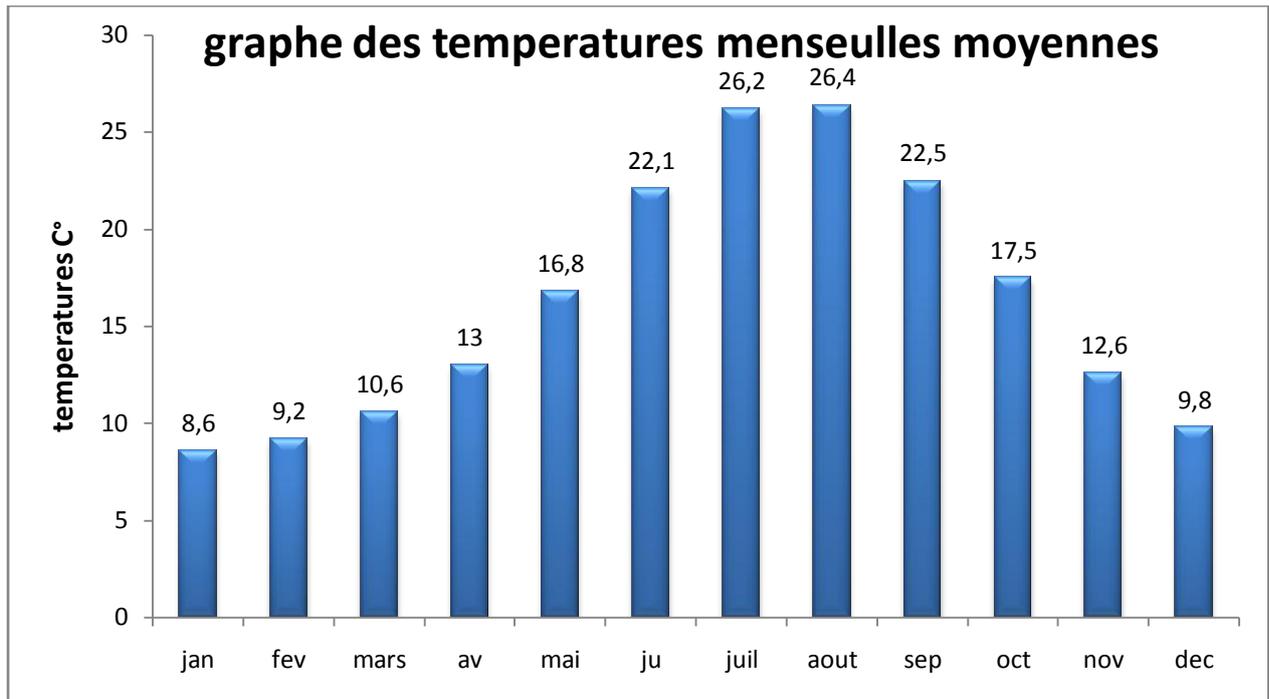
**Tableau I.2 :** Données relatives aux températures à travers la station de référence

Bouira(2003).

station	JAN	FÉV	MAR	AVR	MAI	JUN	JUL	AOÛT	SEP	OCT	NOV	DÉC	Annuel
<b>Mini</b>	<b>1,4</b>	2,3	2,4	3,1	5,1	8,1	9,1	11,7	10,5	7,8	4,1	2,4	1,40
<b>Max</b>	17,1	18	21,3	23,1	28,2	33,3	38,7	<b>39,8</b>	37,1	29,4	24,9	22,3	39,8
<b>T</b>	<b>8,6</b>	9,2	10,6	13,0	16,8	22,1	26,2	<b>26,4</b>	22,5	17,5	12,6	9,8	<b>16,3</b>

(Source : ONM)

## Présentation de la ville de tazmalt



**Figure I.2:** Graphe des températures mensuelles moyennes

A travers la station de référence,

- la température moyenne annuelle est de **16.3°C**.
- La moyenne mensuelle des minima est observée en mois janvier, soit **8.6°C**.
- La moyenne mensuelle des maxima est observée en mois aout, soit **26.4°C**.

### I.3.2 Amplitude thermique

L'amplitude thermique annuelle moyenne (A) est définie par la différence entre les moyennes du mois le plus chaud et celles du mois le plus froid. Elle caractérise le degré de continentalité thermique d'un climat. Cette amplitude subdivise l'Algérie en une « zone maritime » où celle-ci est inférieure à 18°C et une « zone continentale » avec une amplitude supérieure à 18°C.

L'amplitude thermique annuelle extrême (A max) est définie par la différence entre la température moyenne maximale et la température moyenne minimale.

**Tableau I.3 :** Amplitude thermique annuelle moyenne (A) et extrême (A max)

STATION	m	M	A	A max
<b>BOUIRA</b>	8.6	26.4	<b>17.8</b>	<b>34,8</b>

L'amplitude moyenne A est de **17.8°C**.

- L'amplitude extrême A max est de **38.4°C**.

## Présentation de la ville de Tazmalt

- L'analyse de ces moyennes montre que le climat de la région est à la limite des deux influences maritime et continentale ( $A \approx 18^\circ$ ).

### I.3.3 Précipitation

Pour l'étude des pluies nous avons utilisé la série pluviométrique de la station de Tazmalt (150501) qui dispose d'une série de 38 années (1966-2004) dont une lacune.

**Tableau I.4 :** Caractéristiques de la station pluviométrique

Code de la station	Nom de la station	Coordonnées		Période de fonctionnement	Nombre d'années	Complète	Lacuneuses
		X(Km)	Altitude (Km)				
150501	Tazmalt	652.70	344,20	350	1966 - 2004	36	2

(Source : ANRH)

**Tableau I.5 :** Répartition de la pluviométrie dans la station de référence (2003).

MOIS		SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AV	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	annuel
TAZMALT	Totaux (mm)	7.4	63.4	42.2	117.2	21.7	18.3	37.6	66.1	68.9	6.1	6.1	6.3	461.3

(Source : ANRH)

- La distribution mensuelle des pluies varie selon les mois. Le mois de décembre est le mois le plus pluvieux avec 117.2mm.
- L'écart de pluviométrie enregistré entre la saison hivernale (décembre) et la saison estivale (août) est important, il atteint les 110.9mm.
- La pluviométrie est irrégulièrement répartie à travers le temps.

La commune de TAZMALT a un climat méditerranéen sub-humide caractérisé par une saison humide de Novembre à la mi-Mai et une saison sèche de la mi-Juin à la mi-Novembre et des courtes périodes de sub-sécheresse entre ces deux périodes principales.

## Présentation de la ville de tazmalt

### I.3.4 Ensoleillement

L'insolation dans notre zone est important (2967heures/an=8.1 heures/jour).

**Tableau I.6 :** Ensoleillement mensuel moyen (heures)

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	
178	187	227	251	300	322	346	310	259	224	189	175	2967

(Source : ONM)

### I.3.5 Gelée

Ce phénomène est fréquent en hiver de novembre à avril avec un maximum de 9jours au mois de mars, il y a donc un risque de gelée au mois de janvier et surtout au mois de mars.

**Tableau I.7 :** Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de gelée

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
7	5	9	2	0	0	0	0	0	0	3	5	31

(Source : ONM)

### I.3.6 Neige

Nous remarquons que le nombre de jours de neige est presque nul.

**Tableau I.8 :** Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de neige

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1

(Source : ONM)

### I.3.7 Evaporation

Cette évaporation est mesurée sous abri à l'évaporomètre piche de la station de Bouira.

Nous remarquons que l'évaporation est important aux mois de juin, juillet et aout et elle est faible aux mois de décembre, janvier et février.

**Tableau I.9 :** Evaporations mensuelles et annuelles

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
79	75	113	135	186	261	339	312	203	152	96	73	2023

(Source : ONM)

## Présentation de la ville de tazmalt

### I.3.8 Les vents

Durant l'année, deux régimes de vent affectent la zone de TAZMALT:

- Régime hivernal (Octobre-Avril), il se caractérise par la nette prédominance des vents des secteurs Nord-Ouest et Ouest où le mois de Janvier est le plus représentatif pour une vitesse supérieure à 16 m/s.
- Régime estival (Mai - Septembre), la prédominance des vents Nord-est sont relevés durant les mois de Juillet et Août.

TAZMALT est exposée aux vents violents, atteignant 180Km/H.

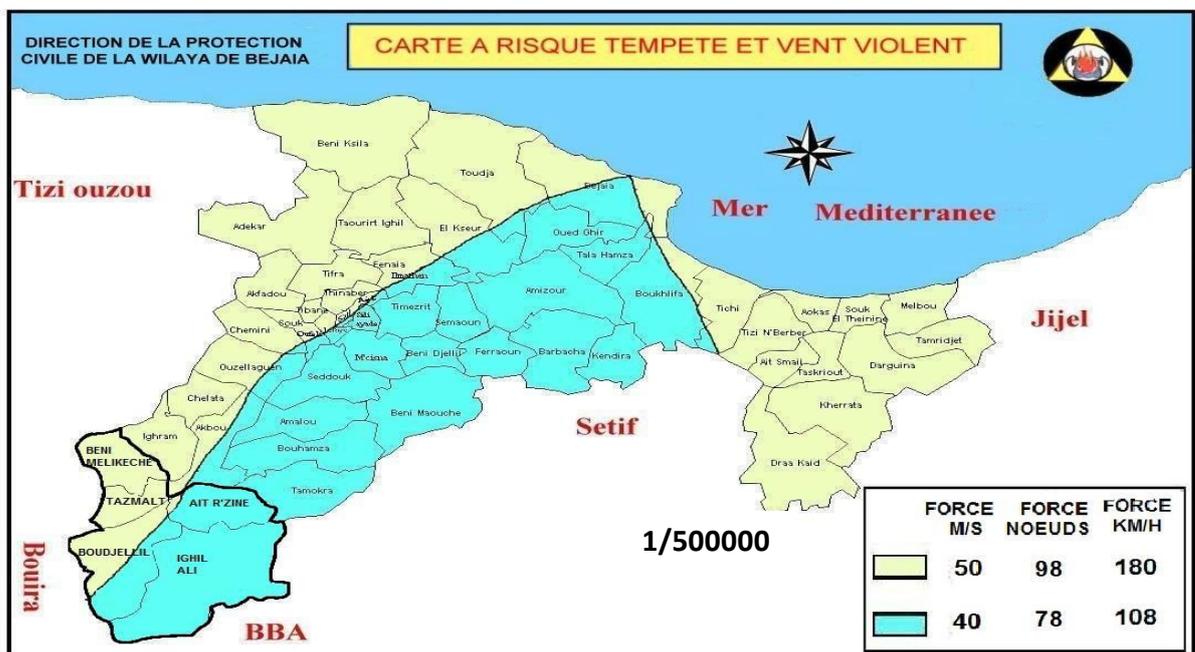


Figure I.3 : Carte d'exposition au risque tempête et vents violents.

Source : Protection Civile Béjaïa. Recensement 2009.

### I .3.9Réseau hydrographique

La vallée de l'oued Soummam (TAZMALT) est drainée par un réseau hydrographique dense, composé de nombreux cours d'eau permanents et intermittents dont l'oued Sahel le débit moyen de cet oued est de 25 m<sup>3</sup>/s (faible). Cependant, les débits montrent de grandes irrégularités interannuelles, donc saisonnières. Pratiquement, ils jouent le rôle de collecteurs des eaux usées provenant des différents établissements humains dont la ville de Tazmalt (cités, usine,...).

## Présentation de la ville de tazmalt

### I.3.10 Inondabilité

Du fait de sa situation dominante et du faible débit de l'oued sahel, la commune de TAZMALT est faiblement soumise au risque inondation. Seules quelques habitations à proximité du lit du cours d'eau peuvent être concernées par cette problématique. En particulier, la station d'épuration est confrontée à ce risque.

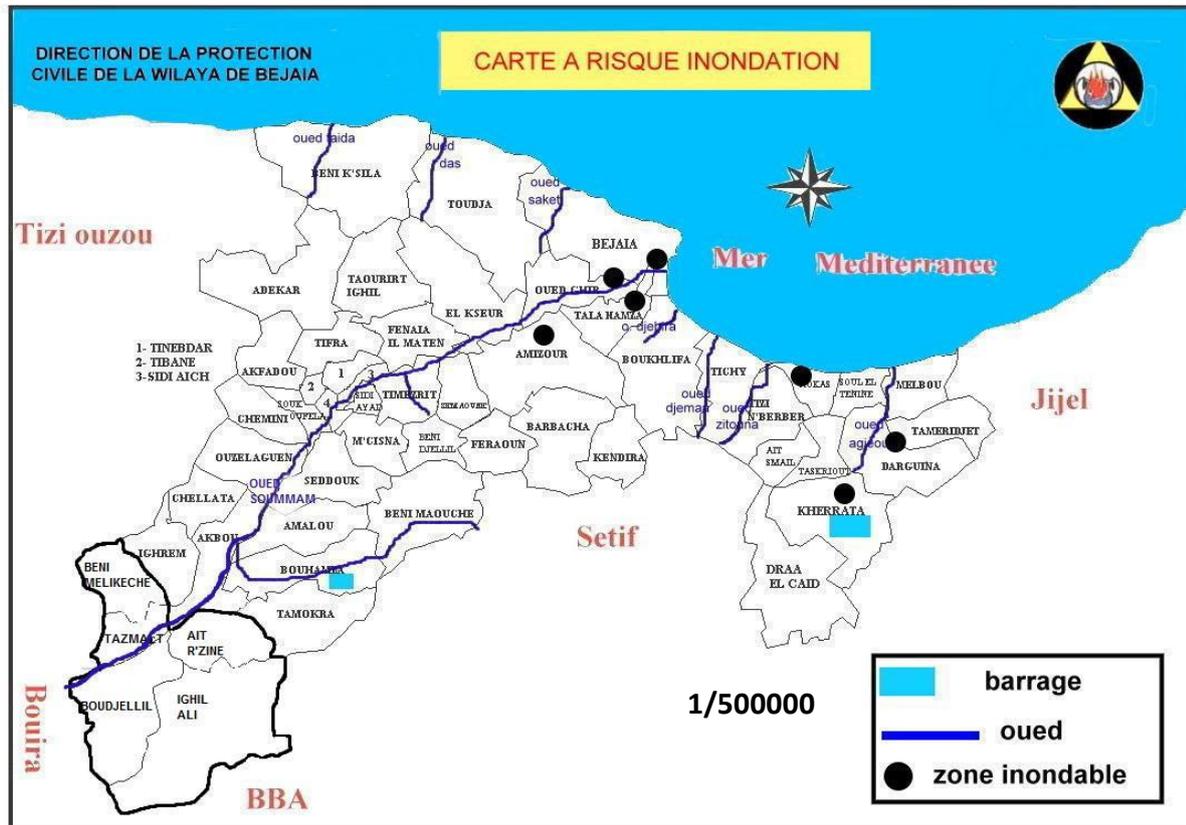


Figure I.4: Carte à risque inondation de la wilaya de Béjaïa.  
Source : Protection Civile Béjaïa. Recensement 2009.

### I.3.11 Sismicité

La commune de TAZMALT est classée en zone sismique IIa. Suivant la R.P.A, dans ces zones des reconnaissances et études de sols approfondies sont obligatoires pour les ouvrages d'importance moyenne ou plus. (Groupes 1A, 1B et 2)

## Présentation de la ville de tazmalt

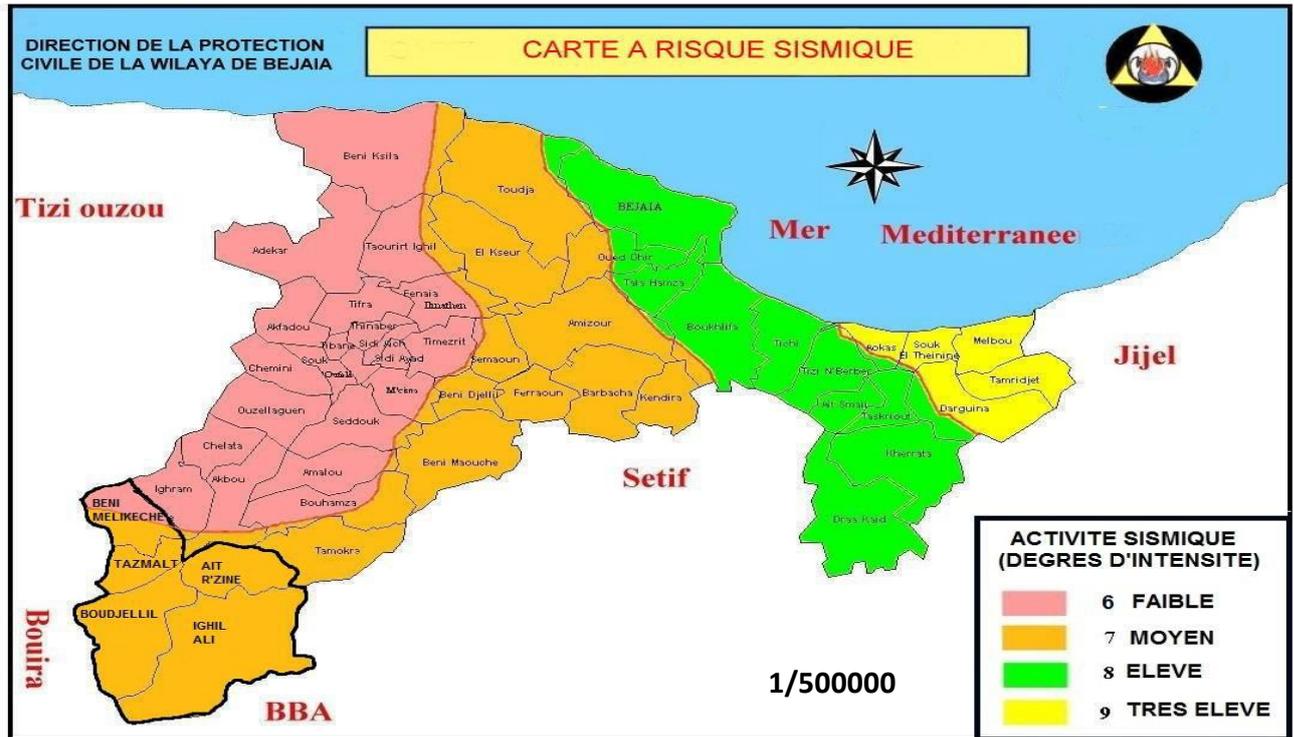


Figure I.5: Carte à risque sismique de la wilaya de Béjaïa.

Source : Protection Civile Béjaïa. Recensement 2009.

### I.4 Evolution de la population

Suite aux données recueillies auprès de l'APC de Tazmalt, le nombre d'habitants global des villages de Rodha,, Ikherbane et environs est estimé respectivement à 1757et 3367 habitants avec un taux d'accroissement de 2,7% (selon le PDAU).

La population est calculée par la formule suivante :

$$p = p_0(1+t)^n$$

Où :

p= population future.

P<sub>0</sub>= population actuelle (à l'année de référence).

t = taux d'accroissement. t = 2,7 %.

n = nombre d'années d'étude.

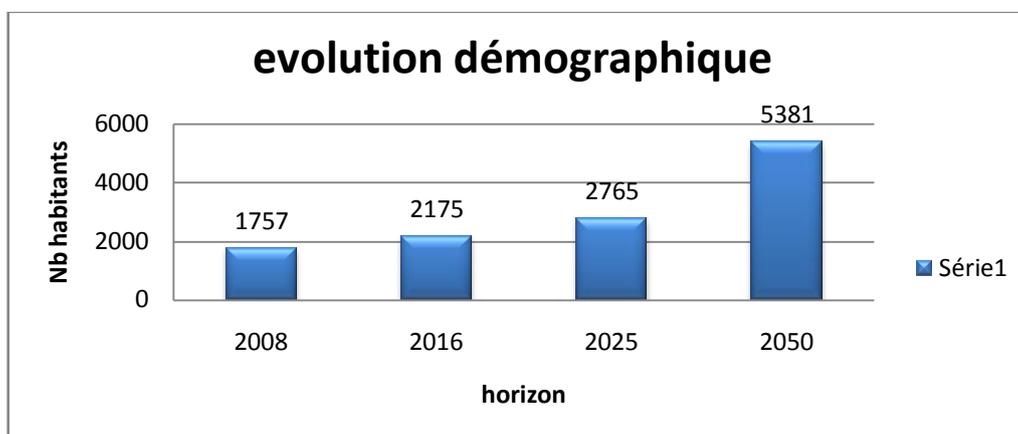
L'horizon d'étude a été fixé à l'an 2025 (court terme) et 2040 (long terme).

## Présentation de la ville de tazmalt

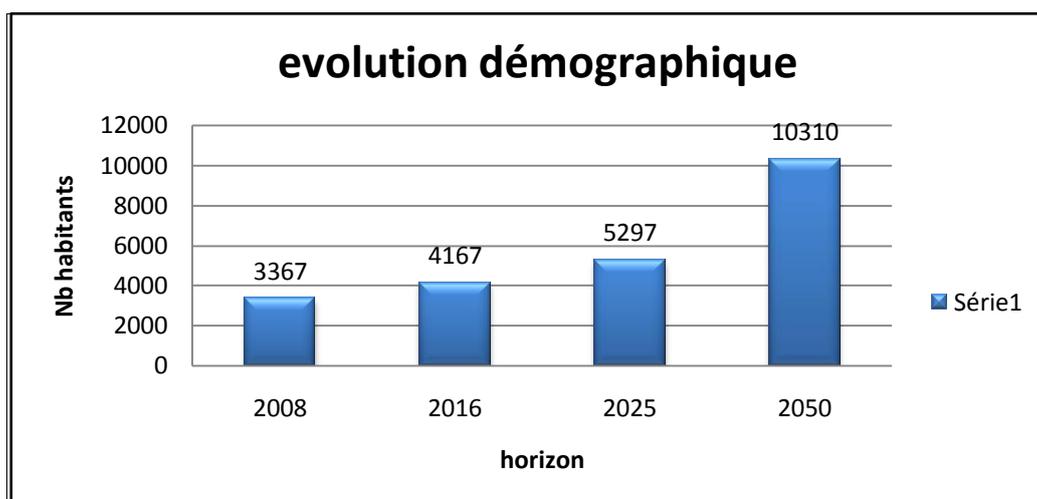
L'évolution des concernés est présentée dans le tableau et le graphique suivants :

**Tableau I.20 : Evolution de la population**

	Année	2008	2016	2025	2040
Population	Centre de RODHA	1757	2175	2765	4710
	Centre de IKHERBANE+HIROUCHE	3367	4167	5297	9024



**Figure I. 8:** Graphe d'évolution démographique du centre de Rodha



**Figure I.9:** Graphe d'évolution démographique du centre d'Ikherbane.

### **I.5 Les équipements socio-économiques**

Les équipements socio-économiques actuels des villages sont :

- Deux écoles primaires, une mosquée, une salle de soins avec logement ainsi qu'une aire de jeu pour le centre d'Ikherbane.
- Une mosquée pour le centre de Rodha.

### **I.6 Activités principales de la région**

Les agglomérations secondaires de Tazmalt (Rodha, Ikherbane) sont essentiellement à caractère agricole (activité oléicole) avec absence de toute activité industrielle ou touristique.

### **I.7 Infrastructure hydraulique :**

La situation hydraulique comprend l'étude du réseau d'alimentation en eau potable et le réseau d'assainissement.

#### **I.7.1 Réseau d'alimentation d'eau potable**

Les villages sont alimentés en eau potable, soit à partir du forage de Tazribt H6 d'un débit de 18 l/s, soit par puits individuels de Rodha.

#### **I.7.2 Réseau d'assainissement**

Le réseau d'assainissement est de type unitaire, sa longueur est estimé à 50,321 km, il couvre presque la totalité de la commune de *TAZMALT* sauf trois villages qui sont rodha, ikherbanet iderkan , le taux de raccordement est de 78%.

Malgré ce taux le réseau est toujours remis en cause, car la commune ne possède aucune station d'épuration à cet effet, les rejets se font directement dans les oueds et les cours d'eaux existants sans aucun traitement au préalable.

Toute fois une station d'épuration de 72 000 Eq/hab, a déjà été objet d'une proposition au niveau de la commune, sur quoi un choix de terrain à été pris, au Sud de la commune près de l'Oued BENI MELICKECH

### **Conclusion**

Au terme de ce chapitre, nous pouvons dire que le secteur d'étude est soumis à un climat subhumide.

L'étude géomorphologique ressorti que la région est renommée comme accidentée ce qui a un impact sur la projection ultérieur d'un éventuel réseau.

De même l'étude géologique et hydrogéologique révèlent l'existence d'une nappe alluviale proche de la surface ce que représente un risque de pollution dans le cas d'une mauvaise étanchéité du réseau.

Aussi, l'étude démographique montre une expansion de la population qui augmente d'avantage de risque de contamination.



## *Chapitre II*

# **ETUDE HYDROLOGIQUE**

# Étude hydrologique

---

## Introduction

L'hydrologie de surface peut se définir comme étant une science qui étudie la phase du cycle de l'eau en traitant essentiellement les problèmes qualitatifs et quantitatifs des écoulements de surface, c'est une science importante pour l'ingénieur intéressé à la gestion et au contrôle des eaux superficielles en faisant appel à des modèles mathématiques afin de prédire et prévoir tout les phénomènes hydrologiques dans le but de gérer les ressources hydrique et faire la conception des ouvrages hydrauliques.

Au niveau du domaine de conception du réseau d'assainissement l'étude hydrologique est une phase obligatoire dont le but principal est de déterminer l'intensité maximale afin de savoir comment les évacuer et d'éviter le problème d'inondation

## II.1 Données pluviométrique

Le choix de station de référence pour analyse et interprétation des pluies, a été porté sur la base de la représentativité et ensuite de la disponibilité des données.

Pour l'étude des pluies nous avons utilisé la série pluviométrique de la station de TAZMALT (150101) qui dispose d'une série de 38 années.

**Tableau II.1 :** Pluies maximales journalières [1967-2004] Station de TAZMALT [Source ANRH]

Année	Pjmax	Année	pjmax	Année	Pjmax
1967	72	1980	46.4	1993	36.4
1968	62	1981	39	1994	30.4
1969	33.8	1982	35	1995	41.2
1970	44.7	1983	32.8	1996	17.6
1971	21.2	1984	50.1	1997	26.4
1972	55.8	1985	56	1998	23.7
1973	60.6	1986	45.1	1999	38.8
1974	67	1987	38.5	2000	35.8
1975	27	1988	34.8	2001	24.6
1976	38.5	1989	24.8	2002	41
1977	40.4	1990	24.2	2003	28.6
1978	32.2	1991	24.3	2004	30
1979	35.1	1992	18.4		

## II.2 Analyse de rupture et tendance de la série pluviométrique

Avant tout travail sur l'utilisation des données pluviométriques, une étape préliminaire est indispensable, elle s'agit de l'établissement d'un diagnostic sur les années passées, à partir des séries des données existantes, afin d'identifier si des tendances sont déjà détectables.

Pour ce faire des tests statistiques permettent de détecter les ruptures et d'évaluer si les évolutions sont statistiquement significatives, sur de longues séries chronologiques d'au moins trente à quarante ans on utilisant le Test de Pettitt (1979) et la procédure de segmentation de séries hydrométéorologiques (Hubert et Carbonnel, 1987 ; Hubert et al. 1989 ; Hubert et Carbonnel, 1993).

### II.2.1 Principes des tests

Le test de Pettitt permet de détecter des ruptures dans les séries chronologiques. L'hypothèse  $H_0$  testée est la suivante : « il n'y a pas de rupture ». Le test repose sur les signes des différences entre les valeurs qui forment l'échantillon, une série temporelle résultante est élaborée. Au maximum observé sur la série correspond vraisemblablement la date de rupture. La valeur P de la statistique permet de savoir si cette rupture est statistiquement significative au seuil  $\alpha$ .

La procédure de segmentation d'Hubert est adoptée à la recherche de multiples changements de moyenne dans la série. Son principe est de « découper » la série en  $m$  segments ( $m > 1$ ) de telle sorte que la moyenne calculée sur tout segment soit significativement différente de la moyenne du(ou des) segment(s) voisin(s).

### II.2.2 Description de test de Pettitt

Pour décrire le test de Pettitt des extraits du papier original de Pettitt sont repris ici. Pettitt considère une séquence de variable aléatoire indépendante  $X_1, X_2, \dots, X_N$ . La séquence est censée contenir un point de rupture à  $\tau$  si les  $X_t$  pour  $t = 1, \dots, \tau$  ont une distribution commune  $F_1(X)$  et les  $X_t$ , pour  $t = \tau + 1, \dots, N$  ont une distribution commune  $F_2(X)$  différente de  $F_1(X)$ . L'hypothèse nulle de « non-rupture »,  $H_0 : \tau = N$  contre l'hypothèse alternative de « rupture »,  $H_1 : 1 \leq \tau < N$ , est testée au moyen d'un test statistique

# Étude hydrologique

---

non paramétrique. Aucune condition particulière n'est requise pour les formes fonctionnelles de  $F_1$  et  $F_2$  exceptée la continuité.

Pettitt montre comment une formulation appropriée du test de Mann-Whitney (Dagnélie, 1970) peut être utilisée pour tester  $H_0$  contre  $H_1$ .

Si  $D_{ij} = \text{sgn}(X_i - X_j)$  où  $\text{sgn}(X) = 1$  si  $X > 0$  ;  $0$  si  $X = 0$  et  $-1$  si  $X < 0$ , alors, la variable

$$U_{t,N} = \sum_{i=1}^t \sum_{j=t+1}^N D_{ij} \quad (\text{II.1})$$

Est équivalente à la statistique de Mann-Whitney pour tester l'appartenance des deux échantillons,  $X_1, \dots, X_t$  et  $X_{t+1}, \dots, X_N$  à la même population.

La statistique  $U_{t,N}$  est considérée pour les valeurs de  $t$  comprise entre 1 et  $N$ . Pour tester  $H_0$  contre  $H_1$ , Pettitt propose d'utiliser la variable

$$K_N \max |U_{t,N}| \quad (\text{II.2})$$

En utilisant la théorie des rangs, Pettitt donne la probabilité de dépassement approximative d'une valeur  $K$  par :

$$\text{Prob}(K_N > K) \sim 2 \exp\left(\frac{-6K^2}{(K^3 + K^2)}\right) \quad (\text{II.3})$$

Pour un risque  $\alpha$  de première espèce donné,  $H_0$  est rejetée si cette probabilité est inférieure à  $\alpha$ . Dans ce cas, la série présente une rupture au temps  $t = \tau$  définissent  $K_N$ .

Le test est plus particulièrement sensible à un changement de moyenne.

## II.2.3 Description de la méthode de segmentation d'Hubert

La procédure de segmentation de séries hydrométéologiques n'est pas, en toute rigueur, un test statistique. Cette méthode est adaptée à la recherche de multiples changements de moyenne dans la série. Son principe est de « découper » la série en  $m$  segments ( $m > 1$ ) de telle sorte que la moyenne calculée sur tout segment soit significativement différente de la moyenne du (ou des) segment(s) voisin(s).

Toute série  $X_i, i=i_1, i_2$  avec  $i_1 \geq 1$  et  $i_2 \leq N$  où  $i_1 < i_2$ , constitue un segment de la série initiale des  $(X_i)$ . Toute partition de la série initiale en  $m$  segments est une segmentation d'ordre  $m$  pratiquée sur la série initiale, on définit :

$I_K, K = 1, 2, \dots, m$ , le rang dans la série initiale de l'extrémité terminale de  $K^{\text{ième}}$  segment :

$\bar{X}_k$  La moyenne de  $K^{\text{ième}}$  segment ;

# Étude hydrologique

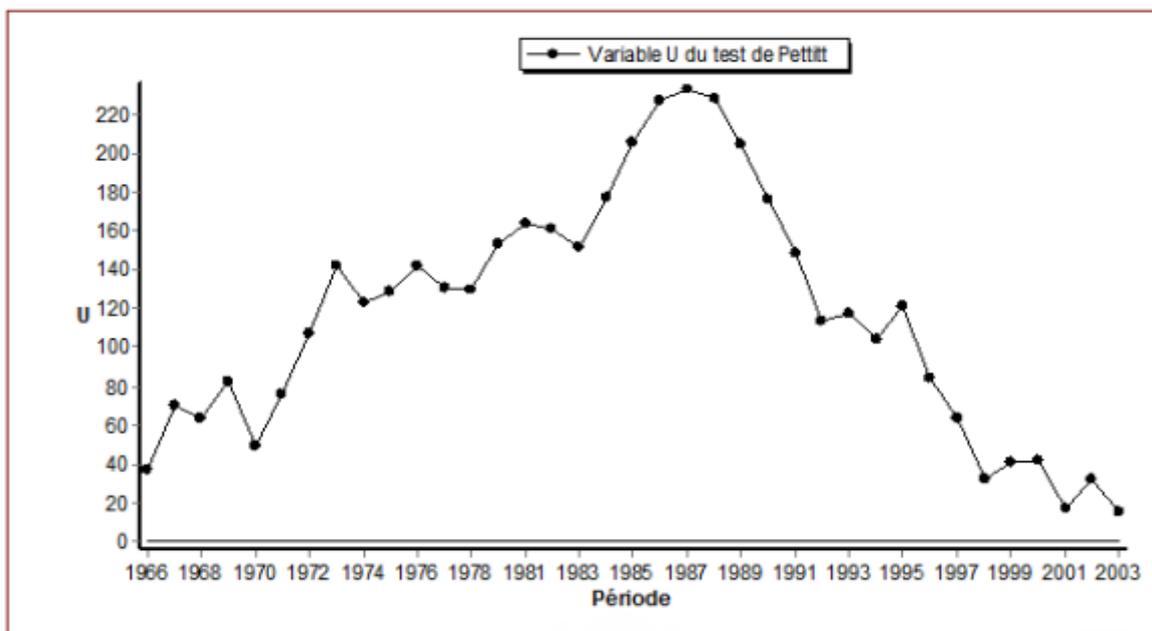
$D_m$ , l'écart quadratique entre la série et la segmentation considérée

$$D_m = \sum_{k=1}^{k=m} d_k \text{ avec } d_k = \sum_{i=i_{k-1}+1}^{i=i_k} (x_i - \bar{x}_k)^2 \quad (\text{II. 4})$$

La segmentation retenue au terme de la mise en œuvre de la procédure doit être telle que pour un ordre  $m$  de segmentation donné, l'écart quadratique  $D_m$  soit minimum et que les moyennes de deux segments contigus soient significativement différentes. Cette dernière contrainte est satisfaite par application de test de Scheffé (Kendall et Stuart, 1943) qui repose sur le concept de contraste (Danélie, 1970).

### III.2.4 Résultats et discussion

La mise en œuvre de ces deux tests est réalisée par le logiciel Khronostat. Les résultats sont présentés dans la figure suivante.



**Figure II.1** : méthode paramétrique de Pettitt

**Tableau II.2** : segmentation d'Hubert

Données	Périodes		Moyenne	Ecart type
	Début	Fin		
Pluies	1967	1988	44.00	10.88
	1989	2004	29.14	6.20

Signification de test de Scheffé 1%

Selon la figure II.1, la rupture dans la stationnarité de la série pluviométrique de Tazmalt a eu lieu dans l'année 1988. Les pluies moyennes maximales journalières avant et après cette date sont respectivement 44 mm/j et 29.14 mm/j. Le taux de régression est de 33.8

# Étude hydrologique

---

% comme illustré dans le tableau II.2. De même, les valeurs de l'écart type avant et après cette date nous indique que les écarts entre les valeurs des pluies maximales journalières sont importants avant la date de la rupture. En revanche, après cette date la dispersion devient moins importante.

Une telle rupture dans le régime pluviométrique de la zone d'étude a été révélée par plusieurs études sur l'évolution de climats tel que « spatial variability and cartography of maximum annual daily rainfall under different return periods in northern Algeria » réalisée par Mr MEDDI et Mr TOUMI , cela nous ramène à supposer que cette rupture est naturelle ce qu'écarte toute correction des données. Finalement, on se référant sur les résultats des deux tests, on peut dire que la série pluviométrique caractérisant le climat de notre air d'étude est hétérogène.

## II.3 Notion d'averse

Une averse est un épisode pluvieux continu pouvant présenter une (averse simple) ou plusieurs points d'intensités (averse complexe) suffisante pour entraîner un ruissèlement généralisé sur la totalité du bassin et qui provoque une période des hautes eaux.

## II.4 Choix de la période de retour

La période de retour de suffisance du réseau d'assainissement est le résultat d'un compromis entre le coût de sa construction et celui de son entretien ainsi le degré de protection à adopter pour zone d'étude. Elle est généralement prise égale à 10 ans, cette période est prise comme base de calcul.

## II.5 Détermination de l'intensité moyenne des précipitations

Pour certains aménagements hydrauliques notamment urbain tel que le dimensionnement des réseaux d'assainissement il est important de connaître la valeur de l'intensité maximale exprimée en générale en mm/h et on peut la définir comme étant le flux d'eau traversant une section horizontale.

L'intensité moyenne maximale se définit par le rapport de la hauteur d'eau tombée et la durée  $\Delta t$ , Soit :

# Étude hydrologique

---

$$i_m = \frac{\Delta h}{\Delta t}$$

Avec :  $i_m$  : intensité moyenne en mm/h.

$\Delta h$  : hauteur de pluie tombée pendant la durée  $\Delta t$ .

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

- Déterminer les paramètres statistiques de la série et les interprète.
- Faire le choix des lois de probabilités.
- Calculer les paramètres de chaque loi (ajustement).
- On vérifie l'adéquation de notre distribution expérimentale aux différentes lois retenues.
- On calcul les quantiles.

## II.5.1 Détermination des caractéristiques empiriques de la série

a- Les caractéristiques de cette série sont :

- La somme des précipitations maximales journalières durant 38 ans d'observations :

$$\sum_{i=1}^{N=38} Xi = 1434.2 \text{ mm} \quad (\text{II.5})$$

- Moyenne des précipitations maximales journalières :

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=38} Xi}{N} = \frac{1434.2}{38} = 37.7 \text{ mm}. \quad (\text{II.6})$$

N : le nombre d'années d'observations (N= 38ans).

- **Ecart type  $\sigma_x$  :**

Pour N > 30 ans on a :

$$\sigma_x = \left[ \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{X})^2}{N}} \right] \quad (\text{II.7})$$

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{6659,58}{38}} = 13.4 \text{ mm}$$

➤ **Coefficient de variation :**

$$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}} = \frac{13.4}{37.7} \quad (\text{II.8})$$

$$C_v = 0,355$$

L'exposant climatique :

Selon les études régionales de l'A.N.R.H on a  $b= 0.3$

## II.5.2 Choix du modèle fréquentiel

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

- ✓ La loi log-normale ou la loi de Galton.
- ✓ La loi doublement exponentielle ou loi de Gumbel.
- ✓ La loi des extrêmes généralisée (GEV).

Les critères de choix d'une loi sont liés à un ajustement graphique d'abord et ensuite à un test de dispersion. L'allure des points sur du papier à probabilité permet à prime abord d'accepter ou de rejeter la loi (Toute sinuosité, mauvaise courbure ou cassure de pente est considérée comme un mauvais ajustement).

## II.5.3 Ajustement du modèle fréquentiel [02]

Dans cette étape on va procéder au calage de chaque modèle fréquentiel à notre série des pluies maximales journalières, afin de définir les paramètres de chaque loi retenue.

### II.5.3 .1Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

- *Présentation de la loi de Gumbel*

La fonction de répartition de la loi de Gumbel  $F(x)$  est donnée par l'expression suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{II.9})$$

# Étude hydrologique

---

$$Y = \frac{X - X_0}{\alpha} \quad (II.10)$$

Avec :

Y : variable réduite de Gumbel.

$\alpha$  et  $X_0$  : paramètres d'ajustement de la loi de Gumbel.

$X_0$  : Paramètre de position.

$\alpha$  : Paramètre de l'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « gradex ».

X : Variable étudiée « Pmax.j ».

L'expression d'un quantile est la suivante :

$$X = \alpha * Y + X_0 \text{ Soit } P_{\max.j} = \alpha * Y + X_0 \quad (II.11)$$

- *Procédé de l'ajustement*

Pour déterminer les deux paramètres (la moyenne, écart type) de la loi gumbel, on fait appel au logiciel Hyfran.

Dans notre calcul, on a opté pour la méthode du maximum de vraisemblance, et la fréquence choisie est celle de Hazen.

**Tableau II. 3** : Les paramètres de la loi gumbel

Nombre de données	38
La moyenne des logarithmiques « $\bar{X}$ »	37.4
L'écart type des logarithmiques « $\sigma$ »	13.5

- *Calcul des quantiles*

Après avoir calculé les paramètres de la loi de Gumbel, on fixe les périodes de retour pour lesquelles on veut déterminer les quantiles à savoir [100, 50, 20, 10, 5, 2 ans].

La probabilité au non dépassement est calculée par la formule suivante :

$$q = 1 - \frac{1}{T}$$

# Étude hydrologique

Pour les différentes périodes de retour, les résultats de l'ajustement à la loi de gumbel issus de logiciel Hyfran, avec l'utilisation de la technique de vraisemblance sont représenté dans le tableau suivant :

**Tableau II.4** : Calcul des quantiles par la droite de GUMBEL

Période de retour	fréquence	Valeurs théoriques	écart type	Intervalle de confiance
T (ans)	q (%)	Pmaj (q%)	mm	95%
100	99	80.1	7.09	66.2-94
50	98	72.7	6.16	60.6-84.8
20	95	62.8	4.94	53.1-72.5
<b>10</b>	<b>90</b>	<b>55.1</b>	<b>4.94</b>	<b>53.1-72.5</b>
5	80	47.1	3.13	41.0-53.3
2	50	35.1	2.02	31.1-39.0

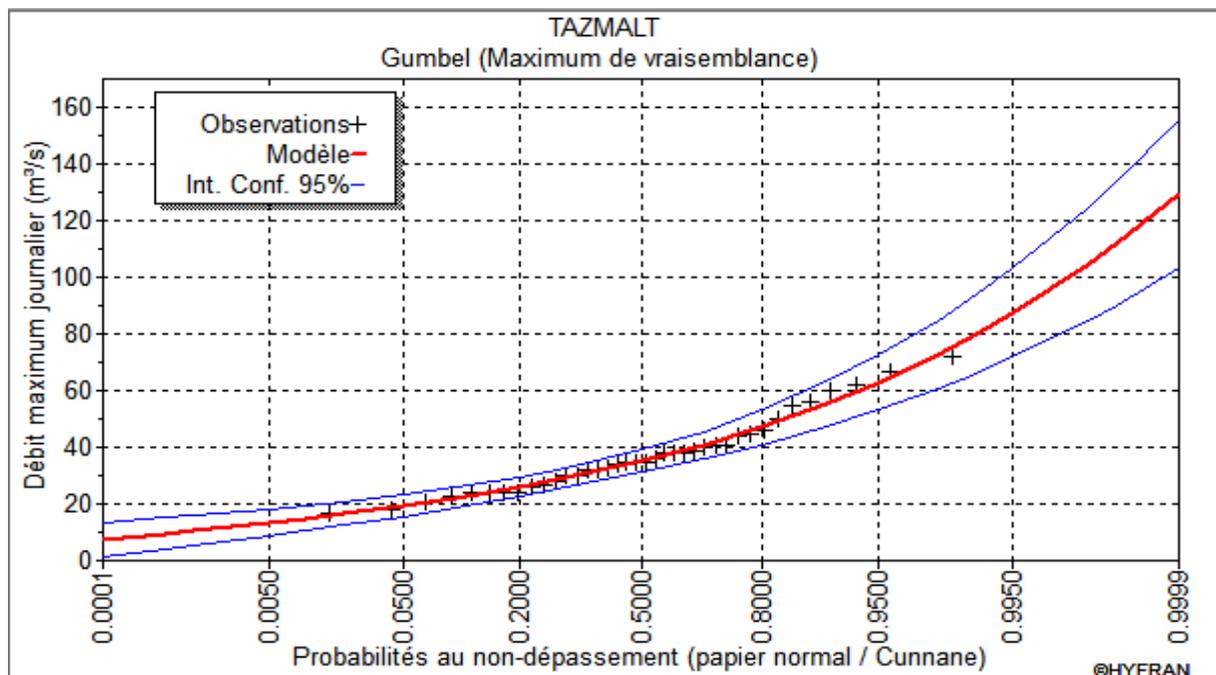


Figure II. 2 : représentation de la droite de Gumbel

## II.5.3 .2Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton

- *Présentation de la loi de Galton (ou log-normale)*

La fonction de répartition de la loi log-normal est donnée par l'expression suivante :

## Étude hydrologique

---

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\log(X)-\bar{X}}{\sigma}\right)^2} \quad (\text{II.12})$$

Avec :

$\bar{X}$  : La moyenne des logarithmes de la variable x.

$\sigma$  : L'écart type des logarithmes de la variable x.

Quand on utilise la variable centrée réduite Z, la formulation devient ainsi :

$$Z = \frac{\log X - \bar{X}}{\sigma} \quad (\text{II. 13})$$

L'expression d'un quantile est la suivante :

$$P_{\max. j} (p\%) = e^{(\bar{X}+Z(P\%)*\sigma)} \quad (\text{II. 14})$$

La valeur de paramètre Z est associée à la probabilité de non dépassement.

- *Procédé de l'ajustement*

Pour déterminer les deux paramètres (la moyenne, écart type) de la loi log-normale, on fait appel au logiciel Hyfran.

Dans notre calcul, on a opté pour la méthode du maximum de vraisemblance, et la fréquence choisit est celle de Hazen.

**Tableau II.5** : Les paramètres de la loi log-normale

Nombre de données	38
La moyenne des logarithmiques « $\bar{X}$ »	3.55967
L'écart type des logarithmiques « $\sigma$ »	0.354344
L'équation de la droite de Galton s'écrit ainsi : $P_{\max. j} (p\%) = e^{(3.55967+Z(P\%)*0.3543)}$	

- *Calcul des quantiles*

Après avoir calculé les paramètres de la loi de Galton, on fixe les périodes de retour pour lesquelles on veut déterminer les quantiles à savoir [100, 50, 20, 10, 5, 2 ans].

La probabilité au non dépassement est calculée par la formule suivante :

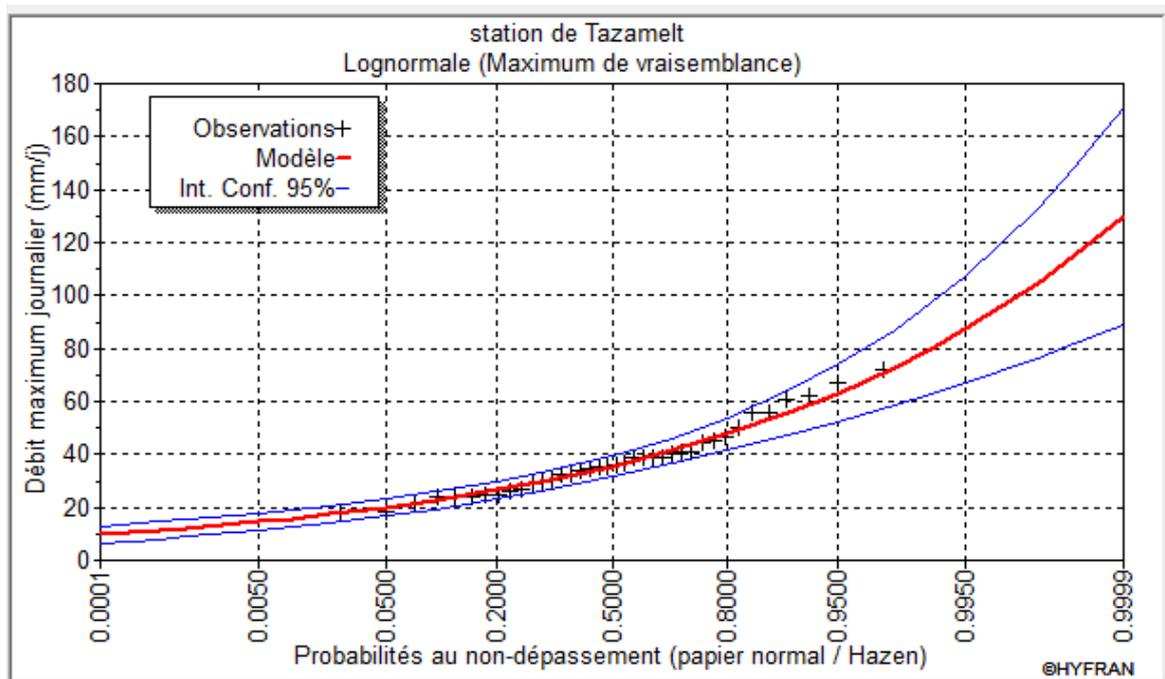
$$q = 1 - \frac{1}{T}$$

# Étude hydrologique

Pour les différentes périodes de retour, les résultats de l'ajustement à la loi de Galton issus de logiciel Hyfran, avec l'utilisation de la technique de vraisemblance sont représenté dans le tableau suivant :

**Tableau II.6 : Calcul des quantiles par la droite de Galton**

Période de retour	fréquence	Valeurs théoriques	écart type	Intervalle de confiance
T (ans)	q (%)	Pmax.j (q%)	mm	95%
100	99	80.2	8.96	62.6-97.7
50	98	72.8	7.45	58.2-87.4
20	95	63	5.6	52-73.9
<b>10</b>	<b>90</b>	<b>55.4</b>	<b>4.32</b>	<b>46.9-63.8</b>
5	80	47.4	3.18	41.1-53.6
2	50	35.2	2.02	31.2-39.1



**Figure II. 3 : représentation de la droite de Galton**

## II.5.3 .3Ajustement de la série pluviométrique à la loi des extrêmes généralisée

- *Présentation de la loi des extrêmes généralisée « GEV »*

C'est une loi à trois paramètres, leur fonction de répartition est décrite ainsi:

## Étude hydrologique

---

$$F(x) = e^{\left[-\left(1 - c \frac{x-a}{b}\right)^{1/c}\right]} \quad (II. 15)$$

Avec :

a : Paramètre de position.

b : Paramètre de dispersion.

c : Paramètre de forme.

X : Variable étudié « Pmax.j »

La formulation de la variable réduite est décrite en-dessous :

$$Y = -\frac{1}{c} \ln \left( 1 - c \frac{X - a}{b} \right) \quad (I. 16)$$

$$\text{Avec : } F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (II. 17)$$

L'expression d'un quantile est la suivante :

$$X = a + \frac{b}{c} \{1 - [-\ln(F(x))]\}^c \quad (II. 18)$$

- *Calcul des quantiles*

L'ajustement est fait par le logiciel Hyfran. La formule choisit pour calculer les fréquences est celle de Hazen.

L'intervalle de confiance est calculé pour une probabilité de 95%.

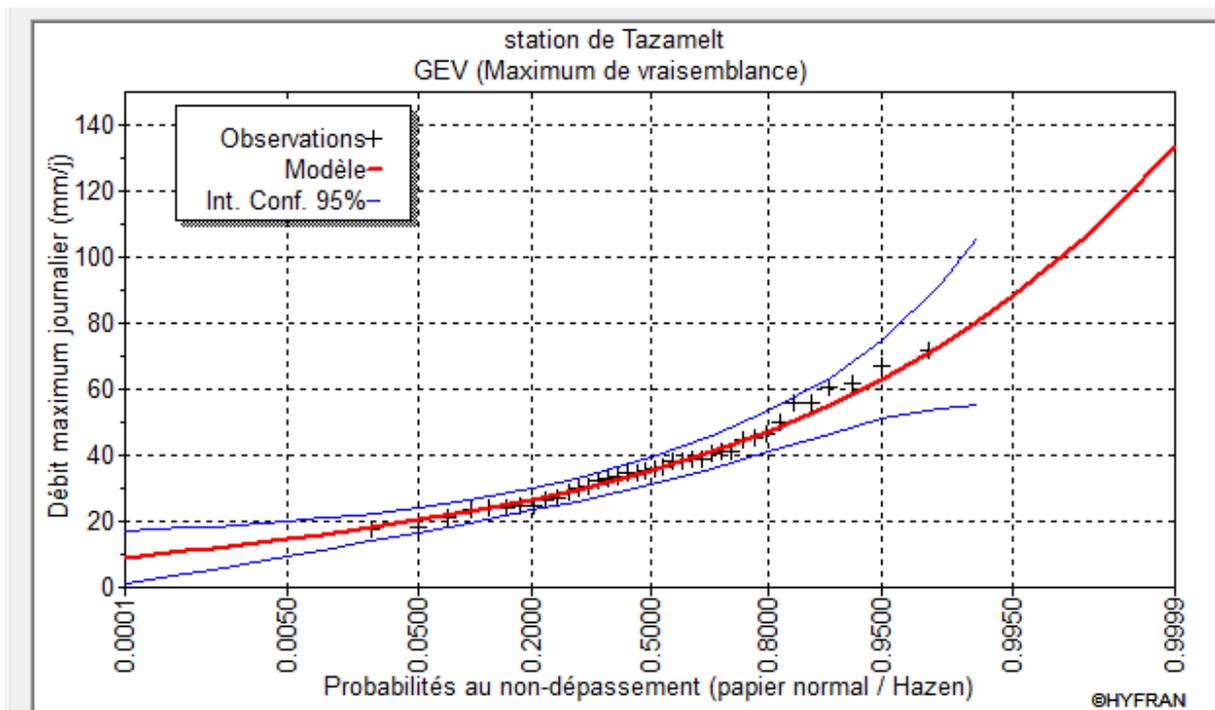
La technique des moments est sélectionnée pour le calcul des paramètres d'ajustement.

Les valeurs des quantiles et l'écart type ainsi l'intervalle de confiance sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

# Étude hydrologique

**Tableau II.7 : Calcul des quantiles par la loi de GEV**

Période de retour	fréquence	Valeurs théoriques	écart type	Intervalle de confiance
T (ans)	q (%)	Pmaj (q%)	mm	95%
100	99	80.8	13	55.2-106
50	98	73	9.64	54.1-91.9
20	95	62.7	6.18	50.6-74.9
<b>10</b>	<b>90</b>	<b>54.9</b>	<b>4.34</b>	<b>46.4-63.4</b>
5	80	46.9	3.11	40.8-53
2	50	35	2.1	30.8-39.1



**Figure II.4 : représentation de la droite de GEV**

## II.5.4 Contrôle de l'ajustement [02]

A partir de la série pluviométrique qui constitue un échantillon statistique, on a choisi les formulations mathématiques des lois de probabilités et on a calculé les paramètres numériques de chaque loi ainsi les quantiles. On peut alors demander quelle est la probabilité

# Étude hydrologique

---

Pour que la loi retenue représente effectivement la population mère dont l'échantillon est a priori représentatif.

Pour répondre à cette question on fait appel aux tests d'adéquation, qui nous permet de conclure au rejet, ou l'acceptation de l'hypothèse  $H_0$  suivante :

A ce que la répartition des données expérimentales s'effectue selon une distribution théorique (dans notre cas : Loi de log-normale, Gumbel, GEV) ?

Dans notre choix de test d'adéquation, on a opté pour le test de  $\chi^2$  qui très important à cause de sa généralité qui lui veut de pouvoir être appliqué à n'importe quelle distribution théorique discrète ou continue.

- **Test d'adéquation pour les trois lois**

On a choisi comme test d'adéquation de l'ajustement celui de Khi 2, qui est utilisé pour un seuil de signification  $\alpha = 5\%$  et un nombre de degré de liberté  $\gamma = K - 1 - m$ ,

Avec :         $K$  : nombre de classe;  
               $m$  : nombre de paramètre de la loi.

$$\chi^2_{\text{cal}} = \sum_1^k \frac{(n_i - u_i)^2}{u_i}. \quad (\text{II.19})$$

Où :

$n_i$  : nombre d'observation contenues dans la classe  $i$  ;

$u_i$  : nombre d'observation théoriques calculées dans la classe  $i$  avec  $u > 5$ ;

$\chi^2$  : variable aléatoire calculée.

On pose les deux hypothèses suivantes :

$H_0$  : L'échantillon provient de la loi choisie ;

$H_1$  : L'échantillon ne provient pas de la loi choisie.

Nous pouvons accepter  $H_0$  au niveau de signification de 5 % si  $\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$ .

Où :  $\chi^2_{\text{théorique}}$  est tiré de la table de  $\chi^2$  en fonction de  $\gamma$  et  $\alpha = 5\%$ .

Le tableau suivant donne les paramètres de test  $\chi^2$

# Étude hydrologique

Tableau II.8 : paramètre de test de  $\chi^2$

La loi choisie	Degré de liberté $\gamma$	$\chi^2$ calculé	$\chi^2$ théorique
Log normale	5	3.26	3.9
Gumbel	5	3.26	3.9
GEV	4	4.53	4.5

Les résultats des tests montrent que la série s'ajuste aux deux lois Galton et Gumbel et elle ne s'ajuste pas à la loi de GEV.

La visualisation des courbes est aussi un indicateur fiable sur le modèle à choisir, cela confirme le résultat du test qui privilégie une adéquation à **la loi Log-normale**.

## II.5.5 Pluie de courte durée

La connaissance des pluies de courte durée est très importante dans l'assainissement. L'intensité moyenne maximale de durée de 15mn, pour une période de retour de 10ans  $I_{15mn, 10\%}$  entre dans le calcul des débits pluviaux drainés par les collecteurs. Pour cela on calcul l'intensité de pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de Montanari :

$$I_{\Delta t (15min), p\%} = I_{24, p\%} \left( \frac{t}{24} \right)^{b-1} \quad \text{(II.20)}$$

Où :

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

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

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

b: exposant climatique de la région ( $b=0.3$ ), il est donnée par l'ANRH.

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.

## Étude hydrologique

---

Nous aurons donc :

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

D'après la loi de Galton :

$$I_{15\text{min}, 10\%} = \frac{55.4}{24} \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.3-1} = 56.35 \text{ mm/h} ;$$

# Étude hydrologique

---

## Conclusion

L'étude hydrologie nous a permit de déterminer l'intensité moyenne des précipitations.

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.

$$I = \frac{56.35 * 10000}{3600} = 156.531 \text{ l/s/ha.}$$



## ***Chapitre III***

# ***Diagnostic du réseau d'assainissement existant***

# Diagnostic du réseau d'assainissement existant

---

## Introduction

Les éléments qui constituent un réseau d'assainissement, sont soumis à des sollicitations en continu qui les détériorent peu à peu. Les causes majeures pour qu'un réseau d'assainissement ne réponde plus à ces fonctions sont :

- Effondrement de certaines conduites dû aux efforts physiques excessifs qu'elles subissent ; trafic routier ;
- Rétrécissement des sections des conduites ou leur obturation à cause des dépôts.
- Erosion des parois internes des conduites par certains gaz comme l'H<sub>2</sub>S.

## III .1. Phases principales d'une étude de diagnostic

L'étude de diagnostic est un ensemble d'opérations effectuées sur le terrain, pour déceler les dysfonctionnements et proposer les travaux correspondants. Pour conduire une étude de diagnostic on a les trois phases suivantes à suivre.

### III.1.1. recueil et exploitation des données

On distingue quatre types de données :

- Données relatives à la collecte :
  - Nombre d'habitant et leur consommation en eau potable.
  - Surfaces totales drainées et leurs caractéristiques : degré d'imperméabilisation, intensité de pluie, pente.
- Données relatives au réseau et à ces ouvrages annexes (collecteurs, station de relevage, déversoirs d'orage, dessaleurs déshuileur, bassin de retenue, et bassins d'orages).
- Données relatives au traitement :
  - Bilan du traitement.
  - Etat de fonctionnement des ouvrages de traitement.
    - Données relatives au milieu récepteur
  - Qualité actuelle.
  - Objectifs tracés.

# Diagnostic du réseau d'assainissement existant

---

## III.1.2. Mesure des débits et degré de pollution

Les mesures sont effectuées par temps sec et temps de pluie, sur les collecteurs et aux points de rejet à fin de déterminer tous les débits et d'identifier les apports parasites permanents. On à recours à des inspections nocturne pour identifier les collecteurs producteurs d'eau parasite.

## III.1.3. Investigations spécifiques

Dans le cas ou on à des doutes sur des tronçons de réseau on fait des inspections par caméra vidéo sur les collecteurs producteur d'eau parasite ou des essais à la fumée pour identifier les faux branchements.

## III.2. Visite des lieux et reconnaissance

Suite à notre sortie sur terrain et nos investigations auprès des services de la subdivision d'hydraulique de Tazmalt ainsi que ceux de l'APC, et les informations recueillies sur site et du (PDAU).

Toutes les agglomérations visitées respectivement (Rodha et Ikherbane) sont dépourvues de réseau d'assainissement et l'assainissement adopté c'est la pratique des fosses perdues ou des fosses à ciel ouvert, avec tous les dangers qu'elles présentent, tel que les odeurs nauséabondes, prolifération des moustiques et ainsi que les MTH.



**Figure III.1** : Absence du réseau d'assainissement Source (DRE BEJAIA)

## Diagnostic du réseau d'assainissement existant

---



**Figure III.2** Vue de la partie Est de la localité d'ikherbane Source (DRE BEJAIA)



**Figure III.3** Route principale menant à ikherbane Source (DRE BEJAIA)



**Figure III.4** Etat des ruelles existantes à la localité d'ikherbane Source (DRE BEJAIA)

## Diagnostic du réseau d'assainissement existant

---



**Figure III.5** Route secondaire à la partie haute de la localité d'ikherbane Source (DRE BEJAIA)



**Figure III.6** Route secondaire à la partie ouest de la localité d'ikherbane Source (DRE BEJAIA)



**Figure III.7** Etat des ruelles dans la localité de Rodha. Source (DRE BEJAIA)

## **Diagnostic du réseau d'assainissement existant**

---

### **Conclusion**

Vue que notre région d'étude est dépourvue du réseau d'assainissement, dans ce contexte notre objectif est d'assainir les localités de Idriken-Rodha, Ikherbane par la projection d'un réseau d'assainissement pour chaque localité afin d'éliminer les rejets des eaux usées de la région d'étude qui se déversent à l'air libre et rejoignent l'oued Sahel sans aucun traitement préventif et d'amener ces eaux usées vers la future station d'épuration proche de Tazmalt.



## *Chapitre IV*

### **CALCUL DE BASE**

### Introduction

Le réseau d'assainissement, quelque soit sa nature, projeté au niveau d'une zone rurale ou urbaine, doit répondre à certains points à savoir :

- Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion dans les immeubles et à permettre une circulation aisée dans les rues en temps de pluie et averses.
- Assurer l'élimination des eaux usées ménagères, et des eaux vannes.

C'est à dire les eaux usées d'origine domestique, ainsi que les matières fécales doivent être hors de l'habitat.

### IV.1 Situation démographique

La population actuelle des villages en question s'élève à 5124 habitants d'après le dernier recensement effectué par les services de l'APC.

La répartition spatiale de cette population est la suivante :

- Agglomération de RODHA: (35%)
- Agglomération IKHERBANE+HIROUCHE : (65%)

En considérant le taux d'accroissement de la population donnée par le Pdeau (de l'ordre de 2,7 %), et en utilisant la loi des intérêts composés (ci-dessous), on peut estimer l'évolution de la population pour différents horizons.

$$P_n = P_a(1+i)^n \quad \text{(IV.1)}$$

Avec :

$P_n$  : Population prévisionnelle pour l'horizon considéré ;

$P_a$  : Population de l'année de référence ;

$i$  : Taux d'accroissement de la population

$n$  : nombre d'années séparant les horizons considérés

**Tableau IV. 1 : Evolution de la population**

		<b>Année</b>	<b>2008</b>	<b>2016</b>	<b>2025</b>	<b>2040</b>
<b>Population</b>	<b>Centre de RODHA</b>		1757	2175	2765	4710
	<b>Centre de IKHERBANE+HIROUCHE</b>		3367	4167	5297	9024

## IV.2 Système d'évacuation du réseau d'assainissement

Un système de collecte est un système de canalisations qui recueille et achemine les eaux urbaines résiduaires composées des eaux usées et des eaux de pluie. Un système de collecte comprend également tous les équipements nécessaires au bon fonctionnement du réseau d'assainissement : déversoir d'orage, bassin de rétention

On distingue trois types du réseau :

- **Un réseau unitaire** : qui collecte les eaux usées et les eaux de pluie et qui les achemine jusqu'à la station d'épuration.
- **Un réseau séparatif** : constitué de deux canalisations, l'une collectant les eaux usées, à destination de la station d'épuration et l'autre collectant les eaux pluviales pour les évacuer directement à la rivière.
- **Un réseau pseudo-séparatif** : Ce système est conçu de telle manière à recevoir les eaux usées et une fraction des eaux de ruissellement. L'autre fraction des eaux de ruissellement sera transitée par les canaux et quelques tronçons d'ouvrages pluviaux. Il repose sur une collecte en commun des eaux des toitures et des espaces privés avec celles des eaux usées.

## calcul de base

**Tableau IV.2 : Avantages et inconvénients des différents systèmes**

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

**Source : Office International de l'Eau - Janvier 2000**

## IV.2.1 Choix du système d'évacuation [01]

Les paramètres prépondérants pour le choix du système d'assainissement sont :

- L'aspect économique : une étude comparative de plusieurs variantes est nécessaire.
- Il faut tenir compte les conditions de rejet.
- S'il s'agit d'une extension du réseau, il faut tenir compte du système existant.
- La topographie du terrain naturel.

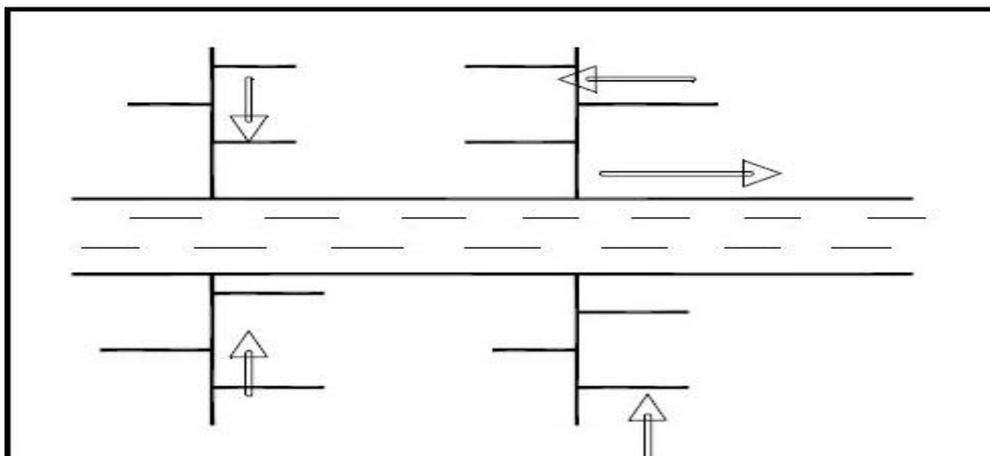
**Remarque :** dans notre projet on a opté à un système unitaire.

## IV.3 Schémas du réseau

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

### IV.3 .1 Schéma perpendiculaire [03]

Avec ses multiples débouchés transversalement a 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 se 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.



**Figure IV.1 :** Schéma perpendiculaire

### IV.3 .2Schéma par déplacement latéral [01]

Dans le cas où une épuration est nécessaire, on a tout intérêt à transporter les eaux vers une station unique, ceci peut être obtenu par un tracé oblique ou par un collecteur latéral.

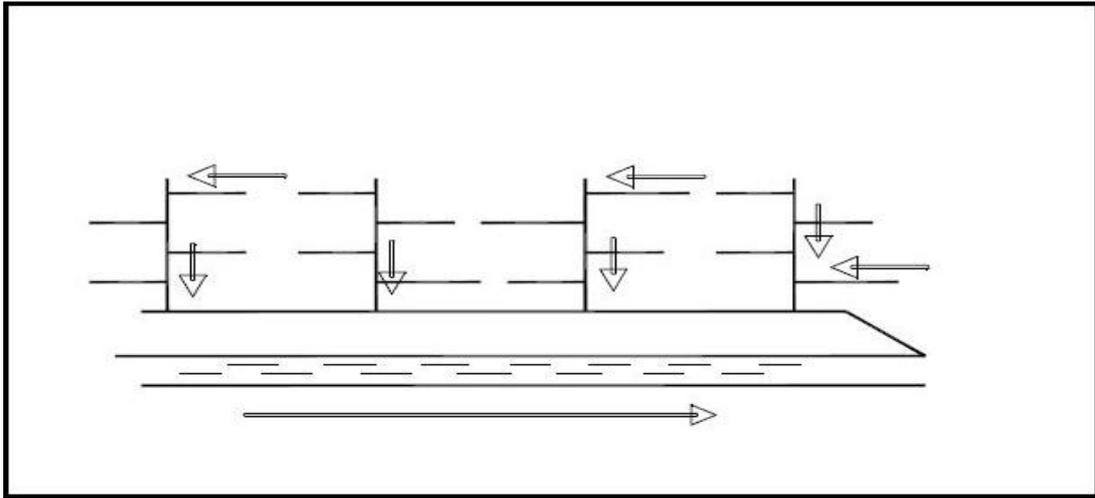


Figure IV.2: Schéma par déplacement latéral

### IV.3 .3 Schéma a collecteur oblique [01]

Ce schéma comporte des ramifications de collecteurs qui permettent de rapporter l'effluent à l'aval de l'agglomération. Ce type de schéma est adopté lorsque la pente du terrain est faible.

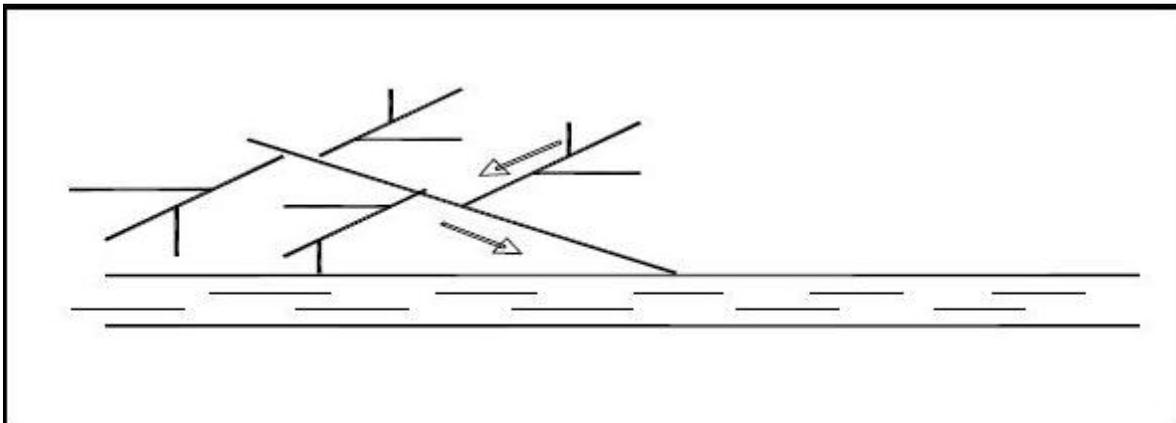
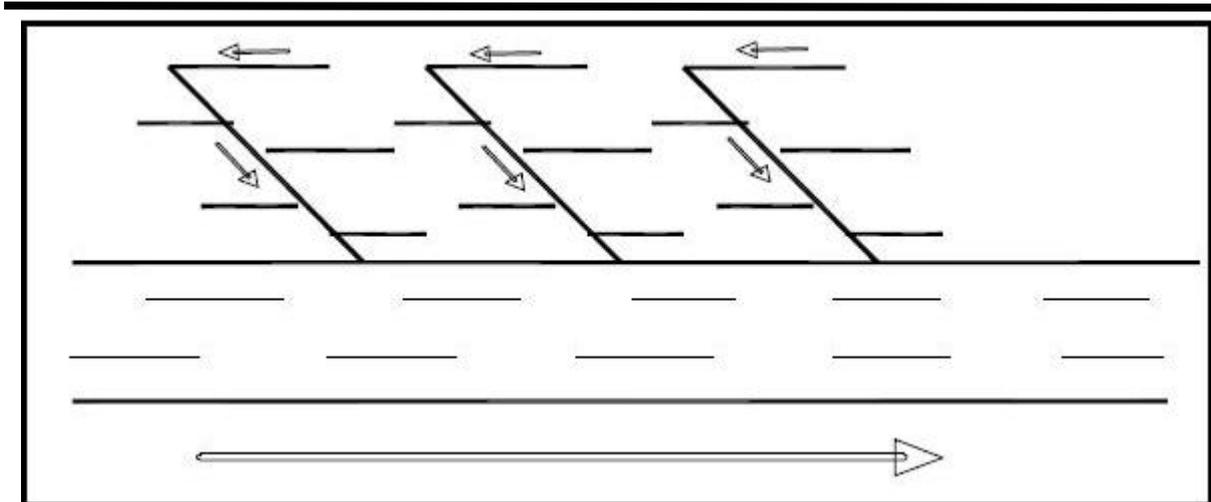


Figure IV.3 : Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique

### IV.3 .4Schéma de collecteur étagé [01]

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

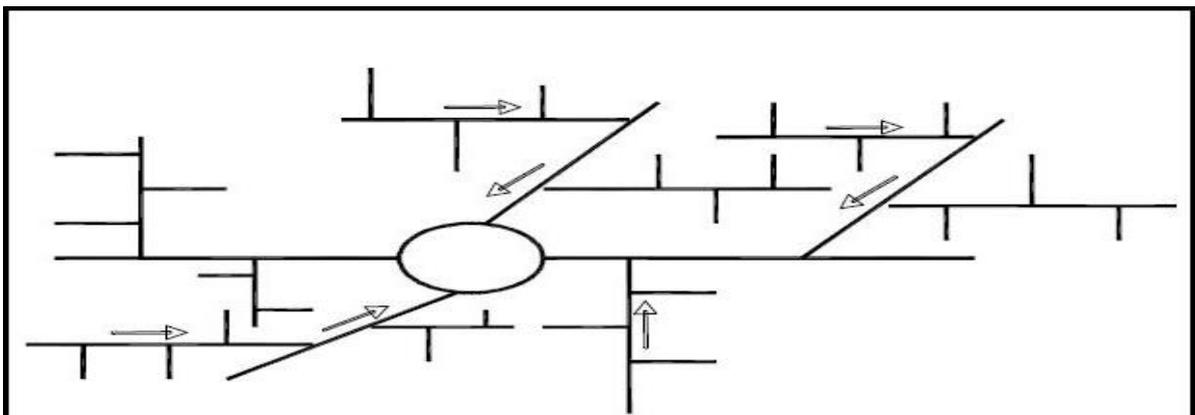
## calcul de base



**Figure IV.4 :** Schéma à Collecteur Etagé

### IV.3 .5Schéma radial [01]

Selon que le réseau converge sur un ou plusieurs points bas de l'agglomération, ou l'on peut reprendre l'effluent pour le relever ou le refouler dans des émissaires importants de transport a distance, ces schémas s'appliquent plus particulièrement aux zones uniformément plates.



**Figure IV.5:** schéma type radial

### IV.4 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires

En général, le bassin versant est un secteur géographique limité par les lignes de crête ou par les lignes de partage des eaux.

Le découpage du site en sous bassins élémentaires doit être fait selon :

- La nature des sols.
- La densité des habitations.

- Les courbes de niveau.
- Les routes et voiries existantes.
- Les pentes et les contre pentes.
- Les limites naturelles (oueds, talwegs.....).

Pour notre projet ; le découpage de la zone à étudier se fait suivant la nature du sol et la densité des habitants. Les routes et voiries existantes ; les courbes de niveaux, ainsi que les pentes et les contres pentes.

### IV.5 Evaluation du coefficient de ruissellement [04]

L'action des précipitations commence par le mouillage en surface correspondant à environ 0.5 mm de pluie. Dès que la pluie tombée dépasse le seuil de mouillage le ruissellement commence.

Le coefficient de ruissellement est défini comme étant le rapport du volume d'eau qui ruisselle sur le volume d'eau tombé sur le bassin considéré. Ce coefficient à la possibilité de faire varier le débit d'eau pluviale du simple au double, c'est pour cela que lors du découpage des sous bassins il faut que ces derniers soit aussi homogènes que possible, pour que le coefficient de ruissellement pondéré du bassin ne soit pas trop erroné. Sa valeur qui varie entre (0.05 à 1), dépend de plusieurs facteurs tel que la nature du sol, L'inclinaison du terrain, Le mode d'occupation du sol, la densité de population, La durée de pluie, L'humidité de la surface et L'humidité de l'air.

Dans le cas où la surface du bassin est formée de plusieurs aires élémentaires « Ai », auxquelles on affecte le coefficient de ruissellement « Cri », on calcule le coefficient de ruissellement pondéré par :

$$C_{rp} = \frac{\sum c_i a_i}{A} \quad (\text{IV.2})$$

Ou :  $C_{rp}$  : Coefficient de ruissellement pondéré.

$C_{ri}$  : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.

$A_i$  : Surface élémentaire de chaque sous bassin

$A$  : Surface totale de l'agglomération.

**IV.5.1 Coefficient de ruissellement relatif à la catégorie d'urbanisation**

**Tableau IV.3** : Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie D'urbanisation

Catégorie d'urbanisation	Coefficient de ruissellement (Cr)
Habitations très denses	0.90
Habitations denses	0.60 – 0.70
Habitations moyennement denses	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Square – jardin – prairie	0.05 – 0.20

**Tableau IV.4:** Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassins

N° SB	surface (ha)	Cri
1	3,838	0,75
2	5,49	0,52
3	5,043	0,75
4	10,64	0,6
5	5,12	0,7
6	11,8	0,54
7	18,95	0,52
8	5,844	0,45
9	3,138	0,5
10	8,256	0,43
11	12,55	0,45
12	5,75	0,6
13	13,59	0,42
14	7,97	0,62
15	12,76	0,44
16	11,41	0,52
17	9,5	0,45
18	20,38	0,4
19	44,18	0,45
20	21,51	0,45
21	41,05	0,45

#### IV.6 Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin :

A défaut de connaître le nombre exact d'habitants de chaque sous bassins, on suit les étapes suivantes afin de pouvoir estimer ce dernier.

- On estime le coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.
- On calcule le coefficient de ruissellement pondéré total.
- On calcule la densité partielle de chaque sous bassin.
- On déduit le nombre d'habitant dans chaque sous bassins.

##### IV.6.1 Coefficient de ruissellement pondéré

$$C_P = \frac{\sum S_i.C_{ri}}{S} \quad (\text{IV.3})$$

Avec :

- S : surface totale en (ha) = 278.77 ha.
- $C_{ri}$  : coefficient de ruissellement partiel.
- $C_P$  : coefficient de ruissellement total pondéré.

##### III.6.2 Calcul de la densité partielle

$$D_I = \frac{C_{ri}.N_H}{C_P.S} \quad (\text{IV.4})$$

$N_H$  : nombre total d'habitants (hab) à l'horizon 2040 = **13734 hab.**

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

$$P_i = D_i. A_i \quad (\text{IV.5})$$

## calcul de base

**Remarque :** les résultats de calcul du nombre d'habitants de chaque sous bassins, sont portés dans le tableau IV.5.

**Tableau IV.5 :** Nombre d'habitants pour chaque sous bassins

N° SB	surface (ha)	Cri	Cri*surface	Di	Nbhabitant
1	3,838	0,75	2,88	0,02	293
2	5,49	0,52	2,85	0,02	290
3	5,043	0,75	3,78	0,03	384
4	10,64	0,6	6,38	0,05	649
5	5,12	0,7	3,58	0,03	364
6	11,8	0,54	6,37	0,05	647
7	18,95	0,52	9,85	0,07	1001
8	5,844	0,45	2,63	0,02	267
9	3,138	0,5	1,57	0,01	159
10	8,256	0,43	3,55	0,03	361
11	12,55	0,45	5,65	0,04	574
12	5,75	0,6	3,45	0,03	350
13	13,59	0,42	5,71	0,04	580
14	7,97	0,62	4,94	0,04	502
15	12,76	0,44	5,61	0,04	570
16	11,41	0,52	5,93	0,04	603
17	9,5	0,45	4,28	0,03	434
18	20,38	0,4	8,15	0,06	828
19	44,18	0,45	19,88	0,15	2019
20	21,51	0,45	9,68	0,07	983
21	41,05	0,45	18,47	0,14	1876

### **Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons passé en revue les différents systèmes d'évacuation, par la suite nous avons procédé au choix du système et du schéma d'évacuation à adopter et repartir les habitants par sous bassin (21 sous bassins) afin de pouvoir faire un calcul hydraulique adéquat.



## *Chapitre V*

***EVALUATION DES***

***DEBITS D'EAU***

***PLUVIALE ET***

***USEE***

## Introduction

L'activité humaine (domestique ou industrielle) engendre des eaux usées, qu'il faut traiter et collecter afin d'éviter de polluer notre environnement et de préserver la santé humaine contre les maladies à transmission hydrique, ces quantités à évacuer sont à considérer selon les valeurs des débits de pointe qui conditionnent implicitement le dimensionnement des canalisations.

### V.1 Origine et nature des eaux usées

L'eau, propre et potable à l'origine, subit une altération et une dégradation par les multiples usages que l'on en fait dans les habitations, dans les établissements publics et dans les usines. La nature des matières polluantes contenues dans l'effluent dépend de l'origine des ces eaux usées.

On distingue:

- Les eaux usées domestiques
- Les eaux usées industrielles
- Les eaux des services publics

#### V.1.1 Les eaux usées domestiques

Les eaux usées d'origine domestique sont celles utilisées dans les habitations pour les toilettes, les sanitaires, la cuisine, la lessive, le nettoyage des sols etc... Ces eaux sont chargées de matières en suspension, de matières organiques et d'azote ou de phosphore etc....

On distingue :

- eaux ménagères (lavage corporel et du linge, eaux de cuisine).
- eaux de vannes.
- eaux de lavage des cours.

#### V.1.2 Les eaux usées industrielles

La composition des eaux usées industrielles varie considérablement selon l'origine de collecte et la nature des effluents industriels.

Elles sont obtenues lors de l'extraction et la transformation de matières premières en produits industriels, ainsi que lors de l'utilisation de ces produits pour la fabrication d'articles de consommation. Elles doivent être subi a un prétraitement au niveau de l'unité industrielle avant les raccorder dans le réseau d'assainissement.

### **V.1.3 Les eaux des services publics**

Les eaux de lavage des espaces publics (cours, rue,...) sont évacuées vers le réseau par l'intermédiaire de puisards munis d'une grille, les eaux usées des services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs et différents autres services d'utilité publique seront pris en compte avec les besoins domestiques

### **V.2 Evaluation du débit moyen journalier**

L'évaluation de la quantité d'eau à évacuer s'effectuera à partir de la consommation par habitant correspondant aux plus fortes consommations journalières de l'année.

En tenant compte des pertes en eaux et au fait que toute l'eau utilisée n'est pas rejetée dans le réseau il sera admis que l'eau évacuée n'est que de 70% à 80% de l'eau consommée

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

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

Avec:

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

$K_r$  : coefficient de rejet pris égal à 80 ;

Dot : dotation journalière prise égale à 150 l/j/ hab ;

N : nombre d'habitants à l'horizon de calcul (hab) ;

#### **V.2.1 Evaluation du débit de pointe**

Il est donné par la formule suivante :

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

Avec :

$K_p$  : coefficient de pointe ;

Ce coefficient de pointe peut être :

##### **a)- estimé de façon moyenne**

$$K_p = 24/14 ;$$

## évaluation des débits d'eau pluviale et usée

$$K_p = 24/10 ;$$

### b)-relié à la position de la conduite dans le réseau

$$K_p = 3 \quad \text{en tête du réseau ;}$$

$$K_p = 2 \quad \text{à proximité de l'exutoire ;}$$

### c)- Calculé à partir du débit moyen journalier

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{moyj}}}} \quad \text{si } Q_{\text{moyj}} \geq 2.8 \text{ l / s}$$

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

### Remarque

Pour notre étude l'évaluation du coefficient de pointe  $k_p$  est estimée à partir du débit moyen.

**Tableau V.1** : Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour chaque sous bassin

N° du S.B	Type d'équipement	Unité de mesure	Surface, usagers	Dotation l/j.h ou l/j.m2	Qmoy (m3/j)	Qequi usée (m3/j)	Qequi total (m3/j)	Qequi total (l/s)
2	mosquée	Fidèle	500	50	25	20	20	0,2
16	école primaire	Elève	100	50	5	4	65,6	0,8
	école primaire	Elève	100	50	5	4		
	Terrain de jeux	m2	900	80	72	57,6		
1	Mosquée	Fidèle	500	50	25	20	21,64	0,25
	Salle de soin	patient	41	50	2,05	1,64		
21	Ferme	m2	600	40	24	19,2	38,4	0,4
	Ferme	m2	600	40	24	19,2		

## **évaluation des débits d'eau pluviale et usée**

**Tableau V.2:** Détermination des débits de pointe d'eaux usées

Nb SB	aire (ha)	nombre d'habitant	Qmoy,j (l/s)	Kp	Qpte,usé (l/s)	Qequip (l/s)	Qtotal (l/s)	Qtotal (m3/s)
1	3,838	293	0,407	3	1,221	0	1,221	0,0012
2	5,49	290	0,403	3	1,208	0,2	1,408	0,0014
3	5,043	384	0,533	3	1,600	0	1,600	0,0016
4	10,64	649	0,901	3	2,704	0	2,704	0,0027
5	5,12	364	0,506	3	1,517	0	1,517	0,0015
6	11,8	647	0,899	3	2,696	0	2,696	0,0027
7	18,95	1001	1,390	3	4,171	0	4,171	0,0042
8	5,844	267	0,371	3	1,113	0	1,113	0,0011
9	3,138	159	0,221	3	0,663	0	0,663	0,0007
10	8,256	361	0,501	3	1,504	0	1,504	0,0015
11	12,55	574	0,797	3	2,392	0	2,392	0,0024
12	5,75	350	0,486	3	1,458	0	1,458	0,0015
13	13,59	580	0,806	3	2,417	0	2,417	0,0024
14	7,97	502	0,697	3	2,092	0	2,092	0,0021
15	12,76	570	0,792	3	2,375	0	2,375	0,0024
16	11,41	603	0,838	3	2,513	0,8	3,313	0,0033
17	9,5	434	0,603	3	1,808	0	1,808	0,0018
18	20,38	828	1,150	3	3,450	0	3,450	0,0035
19	44,18	2019	2,804	2,99	8,384	0	8,384	0,0084
20	21,51	983	1,365	3	4,096	0	4,096	0,0041
21	41,05	1876	2,606	3	7,817	0,4	8,217	0,0082

### **V.3 Evaluation des débits des eaux pluviales**

Par définition, les eaux pluviales sont les eaux de pluie proprement dites mais aussi les eaux provenant de la fonte de la neige, de la grêle ou de la glace tombant ou se formant naturellement sur une propriété. Les eaux d'infiltration font également partie des eaux pluviales

Vue l'importance de dimensionnement des ouvrages dans l'équilibre et l'économie du système, il est nécessaire d'évaluer le débit de ruissellement véhiculé par les collecteurs et émissaires, ainsi que la quantité des eaux à déverser dans le milieu naturel, de là le taux de dilution à envisager, en vue d'une meilleure sécurité dans l'exploitation des équipements destinataires (station d'épuration)

Le problème de l'évaluation des débits pluviaux dans les bassins versants à fait l'objet depuis longtemps de nombreuses théoriques, en définitif on retient deux méthodes principales sont :

- Méthode superficielle.
- Méthode rationnelle.

### V.3.1 Méthode rationnelle

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées généralement inférieures à 10hec. Elle est facilement applicable pour des agglomérations de petite importance, et aussi peut être intéressante pour des installations dont la surface est relativement limitée (usine, caserne, centres commerciaux...).

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q = \alpha.Cr.I.A \quad (V.3)$$

Avec :

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

A : surface de l'aire d'influence (ha)

Cr : coefficient de ruissellement

I : intensité de précipitation (l / s)

$\alpha$ : Coefficient correcteur de l'intensité des pluies

#### V.3.1.1 Hypothèses de la méthode

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

### V.3.1.2 Démarche de la méthode rationnelle

Il faut délimiter l'aire générale du bassin afin d'y tracer le schéma d'ossature. Ensuite, il convient d'étudier les subdivisions correspondant aux sous bassins d'apport avec toutes les caractéristiques concernant : Les surfaces, les longueurs, les pentes, les coefficients de ruissellement moyens et pondérés, ...etc.

- On procèdera ensuite au calcul proprement dit ; étant entendu que l'essentiel des calculs élémentaires préalables ont été effectués pendant la première étape.

#### a. Temps de concentration

Le temps de concentration d'un bassin est défini comme étant le temps mis par la pluie tombée du point le plus éloigné et, qui s'exprime par :

$$T_c = t_1 + t_2 + t_3 \quad (\text{V.4})$$

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

$$t_1 = \frac{L}{60v} = \frac{\text{Longueur}}{\text{Vitesse}} (\text{min}) ; \quad (\text{V.5})$$

- $t_2$  : 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 :

$$t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}} (\text{min}) \quad (\text{V.6})$$

Avec :

I : La pente du terrain en (%)

L : Longueur du plus long parcours de l'eau en (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 :

$$t_c = 3.98 \left[ \frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77} \quad (\text{V.7})$$

Où :

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

- Pour le cas de notre agglomération qui a un fort pourcentage d'urbanisation, on considère :  $t_c = t_1 + t_2$  pour la majorité des cas.
- Pour faciliter les calculs, on admettra un temps de circulation superficielle pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement de 10 min.

### V.3.2 Méthode superficielle

Vu les limites et les inconvénients présentés par la méthode rationnelle une autre méthode vient pour l'améliorer qu'est la méthode superficielle, donnée par la relation suivante :

$$Q(f) = K^{\frac{1}{u}} \cdot I^{\frac{v}{u}} \cdot C_r^{\frac{1}{u}} \cdot A^{\frac{w}{u}} \quad (\text{V.8})$$

Avec :

- Q (f) : débit pluvial en (m<sup>3</sup> / s)
- I : pente moyenne du collecteur du sous bassin considéré (m/m)
- C<sub>r</sub> : coefficient de ruissellement
- S : surface du bassin considéré (ha)

$$K = \frac{[(0,5)^{b(f)} \cdot a(f)]}{6,6}$$

- K : coefficient d'expression,
- U : coefficient d'expression :  $1 + 0.287 \cdot b(f)$

## évaluation des débits d'eau pluviale et usée

---

- V : coefficient d'expression :  $- 0.41 . b (f)$
- W : coefficient d'expression :  $0.95 + 0.507 . b (f)$

### Remarque :

La formule de Caquot est donnée pour  $M=2$  et pour des valeurs de  $M \neq 2$ , le débit de pointe donné par la formule doit être corrigé par  $m$ .  $Q_{(f)} \text{ corrigé} = m Q_{(f)}$

Avec :

- $m$  = coefficient (correcteur) d'influence donnée par l'expression suivante :

$$m = \left( \frac{M}{2} \right)^{\frac{0,84.b(f)}{1+0,287.b(f)}} \quad (\text{V.9})$$

- M : coefficient d'allongement  $M = \frac{L}{\sqrt{A}}$
- L : longueur du plus long parcourt hydraulique en (m).
- S : surface du bassin considéré en (m<sup>2</sup>).

### • Validité de la méthode superficielle

Elle est valable pour les limites d'application suivantes :

- une superficie totale < 200 ha
- la pente doit être comprise entre  $(0.2 < I < 5) \%$
- le coefficient de ruissellement  $(0.2 < Cr < 1)$
- le coefficient d'allongement  $(M > 0.8)$

### V.4 Choix de la méthode

Toutefois selon les conditions aux limites de chacune de ces méthodes, nous choisissons la méthode rationnelle pour l'évaluation des débits pluviaux, car est la meilleure adoptée aux critères de notre site d'étude.

### V.5. Calcul des débits pluviaux

#### V.5.1 : Coefficient de correction (Minorateur)

Pour tenir compte de la distribution de la pluie dans l'espace, il y a lieu d'appliquer un coefficient minorateur  $\alpha$  déterminé d'après une loi de répartition de pluie :

Pour des bassins longs (rectangle étroit, largeur =  $\frac{1}{2}$  de la longueur), ce coefficient sera égal à :  $\alpha = 1 - 0.006 \sqrt{d/2}$  ;

- Pour des bassins ramassés (carrés ou cercles),  $\alpha = 1 - 0.005 \sqrt{d/2}$  .

d : Distance du milieu du bassin.

#### Remarque

Nous supposons que la répartition de la pluie dans les sous bassin ou la surface est inférieur a 15ha est régulière et constante durant la chute de pluie, les valeurs du coefficient réducteur  $\alpha$  s'approchent de l'unité, par conséquent sera pris égal à 1, et pour les autres sous bassins on calcule le coefficient

Les débits d'eaux pluviaux sont illustrés dans le tableau N° V.4 ;

$$Q = \alpha.Cr.i.A$$

Avec:

Q : en (l / s)

A : en (ha)

i = 156.53 (l / s / ha)

On prend les eaux parasites = 0.15 l/s.h. (source DRE)

## évaluation des débits d'eau pluviale et usée

**Tableau V.3:** Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin par la méthode rationnelle

N° SB	surface (ha)	a	I (l/s/ha)	Qp (l/s)	Q <sub>parasit</sub> (l/s)	Q <sub>total</sub> (l/s)	Qm3/s
1	3,838	1	156,53	600,762	0,576	601,338	0,60133784
2	5,49	1	156,53	859,350	0,824	860,173	0,8601732
3	5,043	1	156,53	789,381	0,756	790,137	0,79013724
4	10,64	1	156,53	1665,479	1,596	1667,075	1,6670752
5	5,12	1	156,53	801,434	0,768	802,202	0,8022016
6	11,8	1	156,53	1847,054	1,770	1848,824	1,848824
7	18,95	0,956	156,53	2835,729	2,843	2838,571	2,83857129
8	5,844	1	156,53	914,761	0,877	915,638	0,91563792
9	3,138	1	156,53	491,191	0,471	491,662	0,49166184
10	8,256	1	156,53	1292,312	1,238	1293,550	1,29355008
11	12,55	1	156,53	1964,452	1,883	1966,334	1,966334
12	5,75	1	156,53	900,048	0,863	900,910	0,90091
13	13,59	1	156,53	2127,243	2,039	2129,281	2,1292812
14	7,97	1	156,53	1247,544	1,196	1248,740	1,2487396
15	12,76	1	156,53	1997,323	1,914	1999,237	1,9992368
16	11,41	1	156,53	1786,007	1,712	1787,719	1,7877188
17	9,5	1	156,53	1487,035	1,425	1488,460	1,48846
18	20,38	0,92	156,53	2934,875	3,057	2937,932	2,93793189
19	44,18	0,85	156,53	5878,171	6,627	5884,798	5,88479809
20	21,51	0,91	156,53	3063,934	3,227	3067,160	3,06716037
21	41,05	0,87	156,53	5590,234	6,158	5596,392	5,59639166

### **Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons calculé les différents débits pour connaître la quantification des débits à évacuer pour chaque surface élémentaire.

Ces débits incluent les débits d'eaux usées et d'eaux pluviales. Nous avons conclu notre travail par une évaluation des débits afin de pouvoir procéder au calcul hydraulique du réseau d'évacuation.



## *Chapitre VI*

### *CALCUL*

### *HYDRAULIQUE ET*

### *DIMENSIONNEMENT*

## Introduction

Pour aborder le dimensionnement du réseau et ces différents ouvrages après avoir calculé la totalité des débits il est primordial de respecter certaines normes d'écoulement.

Du point de vue sanitaire les réseaux d'assainissement devront assurer :

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

Les ouvrages d'évacuation (collecteurs et regards), doivent respecter certaines normes d'écoulement. L'implantation en profondeur se fait d'une manière à satisfaire aux conditions de résistance mécanique due aux charges extérieures et avec un meilleur choix du tracé des collecteurs.

## VI. 1 .Conception du réseau d'assainissement

La conception du réseau d'assainissement est la concrétisation de tous les éléments constituant les branches du réseau sur un schéma global.

Les collecteurs sont définis par leur :

- Emplacement (en plan).
- Profondeur.
- Diamètres (intérieur et extérieur).
- Pente.
- Leur joint et confection.

Les regards de visite et de jonction sont également définis par leur.

- Emplacement (en plan).
- Profondeur.
- Cotes.

## VI. 2. Dimensionnement du réseau d'assainissement [05]

### VI.2.1 .Conditions d'écoulement et de dimensionnement

L'écoulement en assainissement doit être gravitaire dans la mesure du possible, donc tributaire de la topographie du terrain naturel, en plus cet écoulement doit avoir une vitesse qui permet l'auto curage, et ne détériore pas les conduites.

## Calcul hydraulique et dimensionnement du réseau

---

La vitesse d'auto curage : comme les eaux usées sont des eaux chargées, qui contiennent du sable, facilement a décanté. Pour empêcher ce phénomène il faut avoir une vitesse d'écoulement qui satisfait les conditions suivantes :

- une vitesse minimale de 0.6m /s pour le (1/10) du débit de pleine section.
- une vitesse de 0.3m / s pour le (1/100) de ce même débit.

Si ces vitesses ne sont pas respectées, il faut prévoir des chasses automatiques ou des curages périodiques.

A l'opposé des considérations relatives à l'auto curage, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations circulaires et leur revêtement intérieur, nous conduisons à poser des limites supérieures aux pentes admissibles.

Donc, il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de (4 à 5) m / s.

Pour les ouvrages d'importance moyenne les sections les plus favorables sont :

- De type circulaire ;
- De type ovoïde ;

### VI.2.2. Formules d'écoulement

Dans le calcul des canalisations on utilise les différentes formules d'écoulements qui ont été développées par des chercheurs scientifiques parmi ses formules on a :

**a-Formule de CHEZY :**

$$V = C \sqrt{Rh \cdot I} \quad (\text{VI.1})$$

Où :

I : Pente du collecteur (m/m).

Rh : Rayon hydraulique (m).

C: Coefficient de Chézy, qui dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement. Le coefficient « C » est donné à son tour par la formule de Bazin

Le coefficient « C » est donné à son tour par la formule de BAZIN :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\delta}{\sqrt{Rh}}} \quad (\text{VI.2})$$

## Calcul hydraulique et dimensionnement du réseau

$\delta$  : Coefficient de Bazin qui varie suivant les matériaux employés et la nature des eaux transportées. Dans laquelle :

$\delta = 0.06$  pour les collecteurs d'eaux pluviales.

$\delta = 0.16$  pour les collecteurs d'eaux usées.

### b-Formule de Manning-Strickler:

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

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

Le tableau VI.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  $K_s$ .

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

**Suite tableau VI.1** : valeurs indicatives du coefficient de rugosité de Strickler  $K_s$ .

## Calcul hydraulique et dimensionnement du réseau

Amiante-ciment (Eternit)	100 à 120
Cuivre, laiton, PE, PVC lisse	120 à 150

### VI.2.3 – mode de calcul

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau d'assainissement en gravitaire, on considère les l'hypothèse suivantes :

- L'écoulement est uniforme à surface libre, le gradient hydraulique de perte de charge est égal à la pente du radier.

- La perte de charge engendrée est une énergie potentielle perdue égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.

$$I_r = \frac{C_{am} - C_{av}}{L} \quad (\text{VI.4})$$

- Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit en pleine section  $Q_{ps}$  ne débitent en réalité et dans la plupart du temps que des quantités d'eaux plus faibles que celles pour lesquelles elles ont été calculées.

A partir de l'abaque N°1 (en annexe) valable pour le réseau pluvial en système unitaire ou séparatif, et pour les valeurs données des pentes, des débits, on déduit des diamètres normalisés, le débit  $Q_{ps}$  et la vitesse  $V_{ps}$  de la conduite remplie entièrement.

L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre régi par l'équation de la continuité :

$$Q = v.S \quad (\text{VI.5})$$

Avec :

Q : Débit véhiculé par le collecteur ( $m^3/s$ ).

V : Vitesse moyenne d'écoulement dans le collecteur qui est le rapport entre le débit volumique ( $m^3/s$ ) et la section mouillée (m/s).

- S : Section mouillée transversale de la conduite occupée par l'eau ( $m^2$ ).

## Calcul hydraulique et dimensionnement du réseau

Les relations (V.4) et (V.5) serviront de base pour le dimensionnement de notre réseau, qui après combinaison, aboutissent à la relation suivante donnant le débit :

$$Q = K_s \cdot S \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{I_m} \quad (\text{VI.6})$$

La relation (V.6) permet de déduire le diamètre d'un collecteur appelé à véhiculer le débit total dans les hypothèses suscitées :

$$D_{\text{cal}} = \left( \frac{3,2036 \cdot Q_t}{K_s \cdot \sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{8}} \quad (\text{VI.7})$$

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 :

$$Q_{\text{ps}} = V_{\text{ps}} \cdot \frac{\pi \cdot (D_{\text{nor}})^2}{4} \quad (\text{VI.8})$$

D'après la méthode des régressions polynomiales et à partir des valeurs fournies par l'annexe (voir abaque N°2) nous avons établi les relations entre  $R_q$  et  $R_v$ , ainsi entre  $R_q$  et  $R_h$ .

Les relations sont les suivantes :

$$R_v = -25,63 \cdot R_q^6 + 93,647 \cdot R_q^5 - 134,25 \cdot R_q^4 + 95,24 \cdot R_q^3 - 35,151 \cdot R_q^2 + 7,0395 \cdot R_q + 0,2263 \quad (\text{V.9})$$

$$R_h = -11,423 \cdot R_q^6 + 40,641 \cdot R_q^5 - 55,497 \cdot R_q^4 + 37,115 \cdot R_q^3 - 12,857 \cdot R_q^2 + 2,8373 \cdot R_q + 0,0359 \quad (\text{VI.9})$$

Tel que :  $R_q = Q_t / Q_{\text{ps}}$

$$R_{q,\text{min}} = Q_{\text{eu}} / Q_{\text{ps}}$$

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

## Calcul hydraulique et dimensionnement du réseau

---

- Rapport des débits :  $R_Q = \frac{Q_t}{Q_{PS}}$

- Rapport des vitesses :  $R_V = \frac{V}{V_{PS}}$

- Rapport des hauteurs :  $R_h = \frac{h}{D_{nor}}$

**Avec :**  $R_q$  : rapport des débits.

$R_v$  : rapport des vitesses.

$R_q$ ,  $R_v$  et  $R_h$  sont obtenus aussi à partir de l'abaque N°3 (en annexe).

$Q$  : Débit véhiculé par la conduite circulaire. ( $m^3/s$ ).

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

$h$  : Hauteur de remplissage dans la conduite ( $m$ ).

$Q_{ps}$  : Débit de pleine section ( $m^3/s$ ).

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

$D$  : Diamètre normalisé de la conduite ( $mm$ ).

Pour la vérification de la vitesse d'auto-curage nous avons deux conditions à vérifier:

Condition 1: Vitesse d'écoulement ( $V > 1.00 \text{ m / s}$ )

Condition 2:

\*  $V_{min} > 0.60 \text{ m / s}$  pour  $(Q_{PS} / 10) \approx Q_{min}$

\*  $V_{min} > 0.30 \text{ m / s}$  pour  $(Q_{PS} / 100) \approx Q_{min}$

## VI.3. Principe de tracé des collecteurs

Les collecteurs doivent être placés dans les rues prévues par le plan d'urbanisation ; les contre-inclinaisons sont à éviter dans la mesure du possible.

Les égouts collecteurs principaux et secondaires doivent être placés dans les grandes rues larges aussi rectilignes que possible ; les rues à circulation peu intense sont à préférer.

Lors du choix de la profondeur à laquelle se fait la pose des canalisations d'eau usée ; on doit tenir compte :

- Des profondeurs des caves avoisinantes ; si les caves sont anormalement profondes, les maisons doivent être reliées à l'aide des pompes aux collecteurs.

En général, les épaisseurs de terre au dessus des canalisations ne doivent pas dépasser 2 à 2.5m sauf cas particulier ;

- la résistance au gel des canalisations : L'épaisseur de terre nécessaire et minimale pour empêcher la congélation du contenu des canalisations dépend du climat local (1.2 à 1.6m).

- Dans le cas où la nappe est proche de la surface du sol ; le tracé choisi doit l'éviter dans toute la mesure du possible pour limiter le problème de pose de canalisation, sinon, il faut analyser les eaux afin de choisir le matériau de la canalisation ; il faut veiller à l'étanchéité des canalisations et des joints afin d'éviter de drainer la nappe.

### **Remarque :**

Pour le cas de notre agglomération ; il existe une seule variante pour tracer les collecteurs. Cette variante se compose de :

- ❖ Des collecteurs principaux

Les résultats sont illustrés dans les tableaux (voir annexe).

# Calcul hydraulique et dimensionnement du réseau

---

## Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons abordé le calcul 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 400 à 3000mm sachant que certaines pentes des collecteurs restent importantes malgré que nous avons utilisé des regards de chutes pour baisser les pentes et cela est à cause du relief accidenté.

La méthode de calcul adoptée montre que les diamètres des collecteurs obtenus assurent l'auto-curage d'une part et que les débits maximums avec les vitesses correspondantes vérifient la fourchette recommandée donnée par les normes d'assainissement d'autre part.

Ce calcul permet de passer au dimensionnement de tous les ouvrages spéciaux qui contribuent au bon fonctionnement de notre système d'évacuation



***Chapitre VII***

***ELEMENTS***

***CONSTITUTIFS DU***

***RESEAU ET***

***OUVRAGES***

***ANNEXES***

## Introduction

Un réseau d'assainissement a pour objet la collecte des eaux usées et pluviales dans le but de protéger le milieu naturel ; il doit être parfaitement étanche, il doit avoir un degré très élevé de durabilité.

Les ouvrages d'assainissement comprennent des ouvrages principaux et des ouvrages annexes.

Les ouvrages principaux sont toute la canalisation qui évacue les eaux jusqu'à la station d'épuration.

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 rôles fonctionnel de permettre l'exploitation rationnelle du réseau (déversoirs d'orage, bassins de stockage-restitution, ect.).

## VII.1. Les ouvrages principaux

### VII.1.1 Les canalisations

Elles se présentent sous plusieurs formes cylindriques préfabriquées en usine. Elles sont désignées par leurs diamètres intérieurs, dites diamètres nominaux exprimés en millimètre, ou ovoïdes préfabriqués désignés par leur hauteur exprimée en centimètre et, des ouvrages visitables.

Dans notre projet nous optons pour les canalisations de forme circulaire.

Il existe plusieurs types de conduites qui diffèrent suivant le type de matériaux qui les constituent et suivant leur destination

- 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).

## Eléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes

---

### a) conduite en fonte

Des conduites sont rarement utiliser en assainissement sauf pour des cas spéciaux tels que :

- Traversée d'un bassin hydro – minéral ;
- Les cas de refoulement ;
- Traversée des oueds par conduite siphon ;
- Pour évacuer les eaux usées industrielles

Car elle est peu influencée par le sol environnant et elle résiste à la corrosion

### b) Conduites en amiante – ciment

Les tuyaux et pièces de raccord en amiante - ciment se composent d'un mélange de ciment Portland et d'amiante en fibre fait en présence d'eau.

Ce genre se fabrique en deux types selon le mode d'assemblage ; à emboîtement ou sans emboîtement avec deux bouts lisses. Les diamètres varient de 60 à 500 mm pour des longueurs variant de 4 à 5 m Les joints sont exclusivement du type préformé.

### c) Conduites en grès

Le grès servant à la fabrication des tuyaux est obtenu à parties égales d'argile et de sable argileux cuits entre 1200°C à 1300°C .Le matériau obtenu est très imperméable. Il est inattaquable aux agents chimiques, sauf l'acide fluorhydrique. L'utilisation de ce genre est recommandée dans les zones industrielles. La longueur minimale est de 1 m, et les parois intérieurs très lisses permettant une très faible perte de charge.

### d) conduite en P.V.C

Le PVC fait partie de la famille des thermoplastiques, c'est une résine Synthétique résultant de la polymérisation du chlorure de vinyle monomère ; celui ci étant obtenu par synthèse à partir du chlorure d'hydrogène.

Le PVC rigide non plastifié, utilisé en Assainissement, est opaque et de couleur normalisée gris clair. Il offre une exceptionnelle résistance à l'agression d'ordre chimique, de ce fait, offrir un intérêt dans les installations internes industrielles. Si les tuyaux ne sont pas destinés à être assemblés par manchons à doubles bagues d'étanchéité ; il comporte à l'une de leurs extrémités une emboîture façonnée en usine ; munie d'un dispositif pour loger ou retenir une bague en élastomère. Les joints collés ne peuvent être admis que pour les tuyaux de faible diamètre ; c'est-à dire pour les branchements.

Les tuyaux en PVC non plastifiés sont sensibles à l'effet de température.

## Eléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes

---

### e) Conduites en béton non armé

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation,...etc.). La longueur utile ne doit pas dépasser **2.5m**.

Les tuyaux non armés ont une rupture brutale ; mais à moins que la hauteur de recouvrement soit insuffisante, elle survient aux premiers âges de la canalisation.

Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux non armés pour des canalisations visitables. L'essai à l'étanchéité est effectué sous une pression de 1 bar pendant **30** minutes. Les principaux joints sont du type emboîtement à gorge pour joint élastomère.

### f) Conduites en béton armé

Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (centrifugation, compression radiale, vibration, ... etc.).

Pour pouvoir être dit « armé », un tuyau doit comporter deux séries d'armatures :

- Des barres droites appelées « génératrice » ;
- Des spires en hélice continues, d'un pas régulier maximal de **15cm**.

Ces tuyaux doivent satisfaire aux essais de résistance à la rupture et aux essais d'étanchéité (Sous une pression de 1 bar pendant 30 minutes).

### VII.1.2 Choix du type de canalisation

Pour faire le choix des différents types de conduites on doit tenir compte :

- De la pente du terrain.
- Des diamètres utilisés.
- De la nature du sol traversé.
- De la nature chimique des eaux usées transportées.
- Des efforts extérieurs dus sur remblai.
- Pour notre projet on a utilisées le béton armé.

# Eléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes

## VII.2. Les ouvrages annexes

Les ouvrages annexes comprennent :

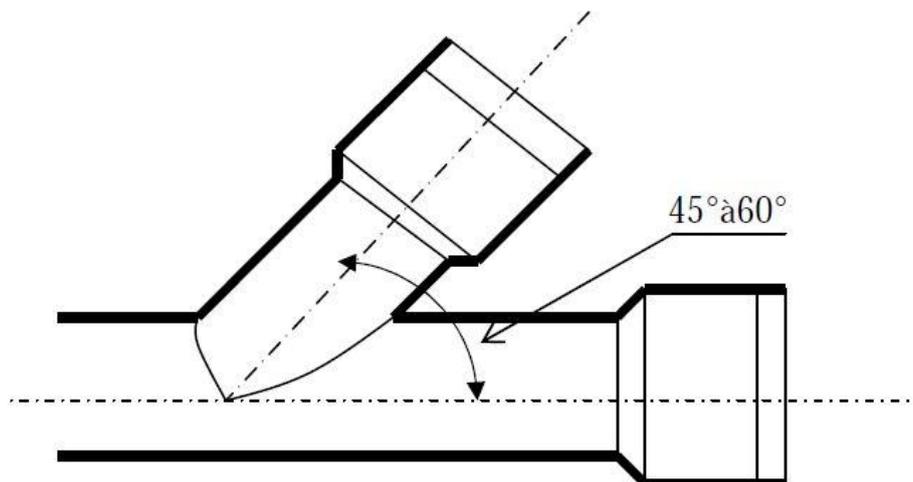
- Les branchements ;
- Les bouches d'égout ;
- Les regards ;
- Les déversoirs d'orage ;

### VII.2.1 Les branchements

Ce sont des conduites de diamètres inférieurs aux diamètres de la canalisation publique (environ de 7/10).

Leur rôle est de collecter les eaux usées et les eaux pluviales d'immeubles. Un branchement comprend trois parties essentielles ;

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

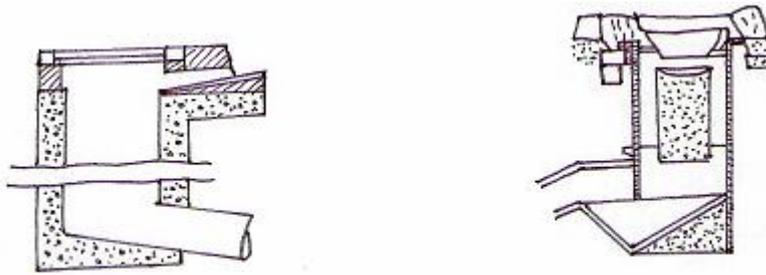


**Figure VII.1:** Exemple d'un branchement simple

## Éléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes

### VII.2.2 Les bouches d'égout

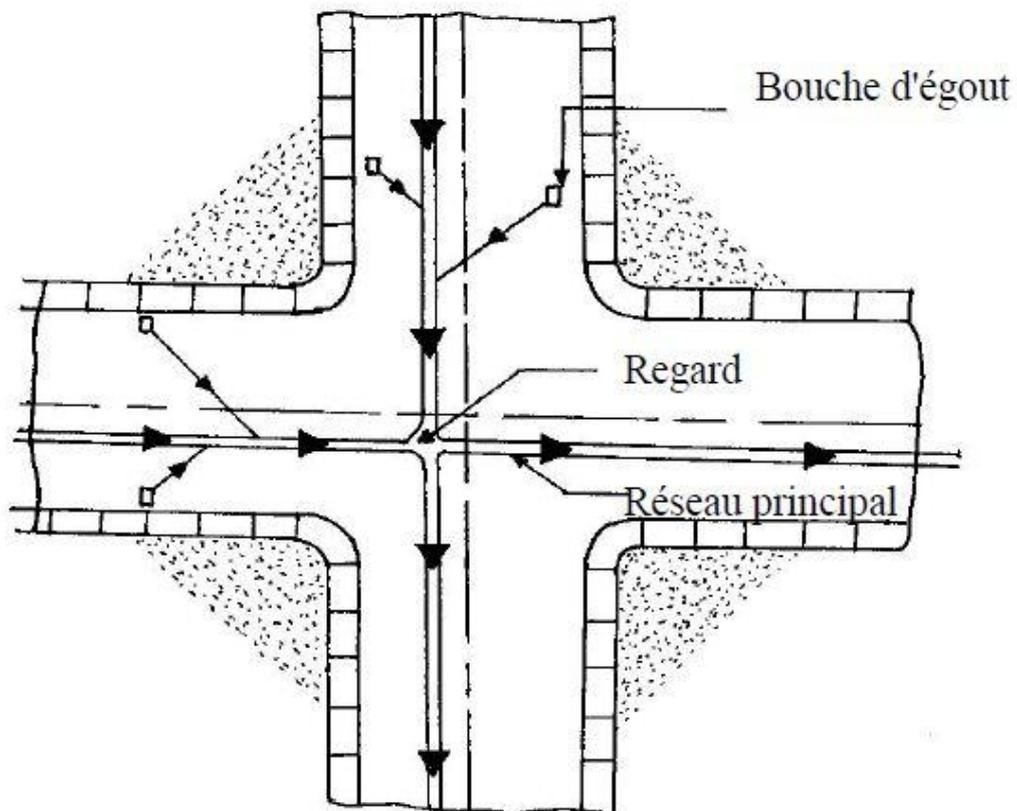
Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux en surface (Pluviale et de lavage des chaussées) Elles sont généralement disposées au point bas des caniveaux, soit sur le trottoir. La distance entre deux Bouches d'égout est en moyenne de 50m, la section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les deux bouches afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont.



a) Absorption latérale

b) Absorption par le haut

**Figure VII.2:** Bouches d'égout



**Figure VII.3:** Emplacement des bouches d'égout

### VII.2.3 Les regards

#### a. Généralité

Les regards sont en fait des fenêtres par les quelles le personnel d'entretien pénètre pour assurer le service et la surveillance du réseau. Ce type de regard varie en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation.

- La distance entre deux regards est variable :
  - 35 à 50m en terrain accidenté ;
  - 50 à 80m en terrain plat.
- Sur les canalisations les regards doivent être installés :
  - A chaque changement de direction ;
  - A chaque jonction de canalisation ;
  - Aux points de chute ;
  - A chaque changement de pente ;
  - A chaque changement de diamètre

#### b. Types des regards

On distingue différents types qui sont :

##### b.1 Regard de visite

Ces regards sont destinés à l'entretien courant et le curage régulier des canalisations tout en assurant une bonne ventilation de ces dernières, l'intervalle d'espacement est de **35 à 80m**.

Les dimensions minimales de ces regards sont les suivantes :

- Profondeur inférieure à **1.5m** ; diamètre **80cm** ;
- Profondeur supérieure à **1.5m** ; diamètre **1.00m** avec échelon d'accès
- L'épaisseur des parois est de **8cm** en béton préfabriqué en usine, **12cm** en béton coulé sur place avec un enduit étanche de **2cm**.

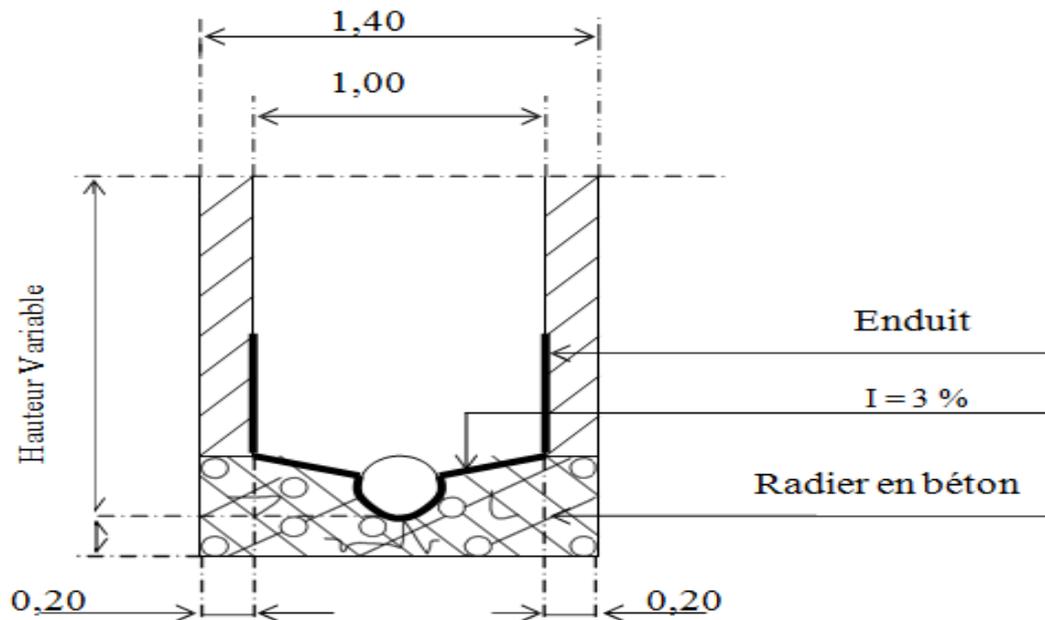


Figure VII.4: Exemple d'un regard de visite.

### b.2 Regard de ventilation

La présence d'air dans les égouts est la meilleure garantie contre la fermentation et la production du sulfure d'hydraulique gazeux ; la ventilation s'opère par :

- Les tampons des regards munis d'orifices appropriés ;
- Les tuyaux de chute qui doivent être prolongés jusqu'à l'air libre ;
- Les cheminées placées sur l'axe de la canalisation.

### b.3 Regard de jonction

Ils servent à unir deux collecteurs de même ou de différentes sections ; 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.
- Pour notre agglomération, les regards de jonction sont indispensables, ce sont les plus rependus, car le terrain est accidenté, ainsi les pistes existantes suivent plusieurs directions, d'où l'utilité de projeter des regards de jonction.

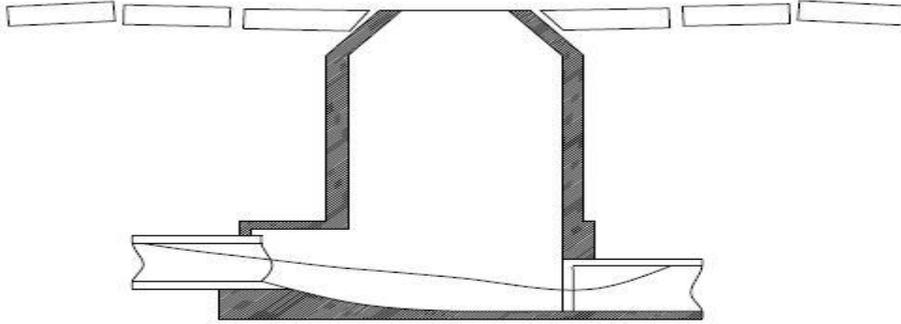


Figure VII.5: Exemple d'un regard de jonction.

### b.4 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. Ils sont généralement utilisés pour deux différents types de chutes :

#### 1- La chute verticale profonde

Utilisée pour un diamètre faible et un débit important ; leur but est de réduire la vitesse.

#### 2- La chute toboggan

Cette chute est utilisée pour des diamètres assez importants, elle assure la continuité d'écoulement et permet d'éviter le remous

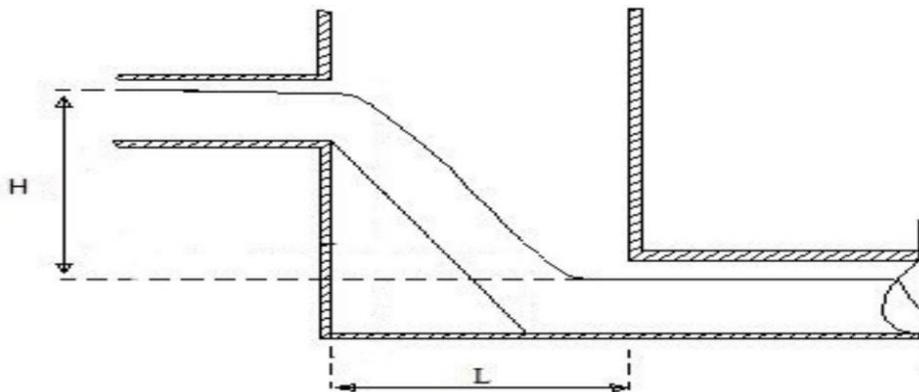


Figure VII.6: Exemple d'un regard de chute.

#### b.4.1 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 :

$$L = Vt \quad (\text{VII.1})$$

## Eléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes

---

$$y = \frac{1}{2}gt^2 \quad (\text{VII.2})$$

Avec :

$$t = \frac{L}{V} \quad (\text{VII.3})$$

Ou : L : Largueur 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 :  $L = \sqrt{\frac{2y}{g}} \cdot V \quad (\text{VII.4})$  (m)

Dans notre cas on prend un exemple de quatre regards de chute leur dimensionnement est reporté dans le tableau VI.2

**Tableau VII.1** : dimensionnement des regards

Regards	Vitesse (m/s)	Profondeur Y (m)	Largeur L (m)
<b>A11</b>	<b>4,3892947</b>	<b>5,83</b>	<b>1,090221573</b>
<b>B5</b>	<b>3,768400639</b>	<b>1,92</b>	<b>0,62564951</b>
<b>E4</b>	<b>4,769287592</b>	<b>2,07</b>	<b>0,649629393</b>
<b>B60</b>	<b>4,261914415</b>	<b>0,1</b>	<b>0,142784312</b>

## Éléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes

---

### VII.2.4 Déversoirs d'orage [06]

En hydraulique urbaine, un déversoir est un dispositif dont la fonction réelle est d'évacuer par les voies les plus directes, les pointes exceptionnelles des débits d'orage vers le milieu récepteur. Par conséquent, un déversoir est un ouvrage destiné à décharger le réseau d'une certaine quantité d'eaux pluviales de manière à réagir sur l'économie d'un projet en réduction du réseau aval et d'éviter les débordements.

Les déversoirs sont appelés à jouer un rôle essentiel notamment dans la conception des réseaux en système unitaire.

#### VII.2.4.1 Emplacement des déversoirs d'orage

Avant l'emplacement des déversoirs d'orage, il faut connaître :

- ✓ Le milieu récepteur et son équilibre après le rejet des effluents dont il faut établir un degré de dilution en fonction du pouvoir auto épurateur du milieu récepteur.
- ✓ Les valeurs du débit compatibles avec la valeur de dilution et avec l'économie générale du projet, c'est à dire rechercher le facteur de probabilité de déversement de façon à limiter la fréquence des lâchées d'effluents dans le milieu récepteur.
- ✓ La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement.
- ✓ Le régime d'écoulement et le niveau d'eau dans les canalisations amont et aval.
- ✓ La topographie du site et les variations des pentes.

## Eléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes

---

### VII.2.4.2 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.

➤ **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.

➤ **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.

➤ **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.

➤ **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.

### Remarque

Etant donné que les collecteurs se trouvent à proximité de l'oued et que l'écoulement se fait en parallèle à ce dernier avec un débit fort, nous allons utiliser un déversoir d'orage type latéral.

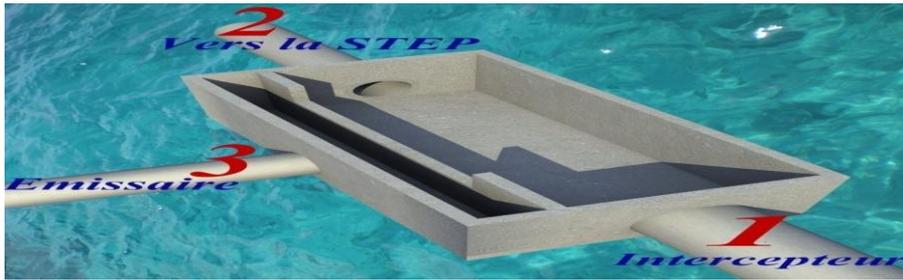


Figure VII.7: Déversoir d'orage à seuil latéral.

### VII.2.4.3 Dimensionnement du déversoir d'orage

Pour le calcul des déversoirs d'orage à seuil frontal.

On doit adopter :

-Le débit total de dimensionnement qui est égal à la somme des débits en temps sec ( $Q_{US}$ ) et du débit pluvial ( $Q_P$ )

$$Q_T = Q_P + Q_{US} \quad (\text{VII.5})$$

-Débit de pointe transité vers le collecteur de rejet qui transporte les eaux vers la station d'épuration :

$$Q_{ST} = 3 \cdot Q_{US} \quad (\text{VII.6})$$

-Le débit déversé vers l'Oued:

$$Q_{dév} = Q_T - Q_{ST} \quad (\text{VII.7})$$

-On détermine la valeur de la lame déversée ( $H_{dév}$ )

-On détermine la longueur du seuil déversant ( $L$ ).

#### ❖ Dimensionnement du déversoir d'orage type latéral

Dans notre projet on a opté à trois déversoirs d'orage afin de diminuer le débit et les diamètres des conduites

## Eléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes

**Tableau VII.2 : Dimensionnement des déversoirs d'orage**

	<b>DO3</b>	<b>A84</b>	<b>A66</b>
Diamètre d'entrée D <sub>e</sub>	2000mm	2800mm	2000mm
Débit pluvial à l'entrée Q <sub>pl</sub>	11,27 m <sup>3</sup> /s	19,4092 m <sup>3</sup> /s	11,75 m <sup>3</sup> /s
Débit à pleine section Q <sub>ps</sub>	13,19 m <sup>3</sup> /s	24,57 m <sup>3</sup> /s	13,01 m <sup>3</sup> /s
Débit du temps sec Q <sub>ts</sub>	0,016 m <sup>3</sup> /s	2,0645 m <sup>3</sup> /s	0,0517 m <sup>3</sup> /s
Débit de pointe allant vers la station Q <sub>st</sub>	0,048 m <sup>3</sup> /s	6,1935 m <sup>3</sup> /s	0,1551 m <sup>3</sup> /s
La pente	0,008m/m	0,005m/m	0,008m/m
Hauteur d'eau à l'entrée H <sub>e</sub>	1419,21mm	2030,81mm	1509,06mm

### \*Calcul du coefficient de retardement

Le coefficient de retardement a pour but la diminution des débits pluviaux, cette diminution peut être prise en considération dans le dimensionnement des déversoirs d'orage.

$$Z = 1 - \frac{t_c}{100} \quad \text{(VII.8)}$$

t<sub>c</sub> = temps de concentration (min)

- Pour le cas de notre agglomération qui a un fort pourcentage d'urbanisation, on considère : t<sub>c</sub> = t<sub>1</sub> + t<sub>2</sub> pour la majorité des cas.

Où t<sub>1</sub> : Temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations :

$$t_1 = \frac{L}{60v} = \frac{\text{Longueur}}{\text{Vitesse}} \text{ (min) ;} \quad \text{(VII.9)}$$

t<sub>2</sub> : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, ce temps varie de 2 à 20 min ;

Avec :

L(m) : la longueur entre deux regards

V (m/s) : la vitesse d'écoulement.

Les résultats sont illustrés dans le tableau VI.3 (voir annexe) :

En prend :

## Eléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes

---

$t_2 = 2$  min et  $t_1 = 9,32$  min

Donc :

$$t_c = 12 \text{ min}$$

$$Z = 0.88.$$

### \*Calcul du débit critique

$$Q_{cr} = Z * Q_t = 0.88 * 11,27 = 9,9176 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{cr} = 9,9176 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Donc :

$$\text{Le débit total : } Q_{cr} = Q_{dev} + Q_{step} = 9,8696 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{dev} = 9.8696 \text{ m}^3/\text{s}.$$

### \*Hauteur d'eau allant vers la station de l'épuration

Pour calculer la hauteur d'eau transitée vers la station d'épuration on doit passer au calcul de :

$$R_Q = \frac{Q_{st}}{Q_{ps}} \text{ et } R_h = \frac{H_{st}}{D_e}$$

D'après le programme :

$$R_Q = 0,003$$

➤ d'après l'abaque N°2 (en annexe)  $R_h = f(R_Q)$   $R_h = 0.003$

$$h_{stp} = D_e \cdot R_h = 2000 * 0,003 = 6 \text{ mm}$$

$$h_{stp} = 6 \text{ mm}$$

### \*Hauteur de la lame déversant

On doit calculer la hauteur de la lame d'eau déversant par la formule suivante :

$$R_{cr} = 0.62 \quad \text{d'après l'abaque N°2 (en annexe) } R_h = f(R_Q)$$

$$R_{h_{cr}} = 0.62$$

$$h_{cr} = 1503,7 \text{ mm}$$

$$h_{dv} = h_{cr} - h_{stp} = 1946 \text{ mm} ;$$

$$h_{dv} = 1497.7 \text{ mm}$$

## Eléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes

---

\* La longueur du seuil déversant

On applique la formule de **BAZIN**

$$Q_d = 2/3 \mu L \sqrt{2g} (H_d)^{3/2} \quad \text{(VII.10)}$$

Avec

-  $\mu$ : coefficient de contraction de la lame déversant qui tient compte de l'écoulement ( $\mu=0,6$ )

-  $L$ : La longueur du déversoir (longueur de la lame déversant) exprimée en mètres

-  $g$ : La pesanteur :  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

-  $H_d$ : La hauteur de charge en m au-dessus du seuil du déversoir

Donc :

$$L = \frac{Q_d}{0,4 (2 * g)^{0,5} (H_d)^{1,5}}$$
$$L = \frac{9,8696}{0,45(2 * 9,81)^{0,5} (1,5)^{1,5}} = 21,10m$$

On prend : **L= 3 m.**

**\*Calcul du coefficient de retardement pour le 2eme déversoir**

Les résultats sont illustrés dans le tableau VI.4 (voir annexe)

En prend :

$t_2 = 2 \text{ min}$  et  $t_1 = 10,62 \text{ min}$

Donc :

$$t_c = 13 \text{ min}$$

## Eléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes

---

$$Z = 0.88.$$

*\*Calcul du débit critique :*

$$Q_{cr} = Z * Q_t = 0.88 * 19,41 = 17,08 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{cr} = 17,08 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Donc :

$$\text{Le débit total : } Q_{cr} = Q_{dev} + Q_{step} = 17,08 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{dev} = 10.8865 \text{ m}^3/\text{s}.$$

*\*Hauteur d'eau allant vers la station de l'épuration :*

D'après le programme :

$$R_Q = 0,25$$

➤ d'après l'abaque N°2 (en annexe)  $R_h = f(R_Q)$   $R_h = 0.3$

$$h_{stp} = D_e \cdot R_h = 2800 * 0,3 = 840 \text{ mm}$$

$$h_{stp} = 840 \text{ mm}$$

*\*Hauteur de la lame déversant :*

$R_{cr} = 0.695$  d'après l'abaque N°2 (en annexe)  $R_h = f(R_Q)$

$$R_{h_{cr}} = 0.58$$

$$h_{cr} = 1624 \text{ mm}$$

$$h_{dv} = h_{cr} - h_{step} = 784 \text{ mm} ;$$

$$h_{dv} = 784 \text{ mm}$$

*\* La longueur du seuil déversant :*

$$L = \frac{Q_d}{0,4 (2 * g)^{0,5} (H_d)^{1,5}}$$

$$L = \frac{10,8865}{0,45 (2 * 9,81)^{0,5} (0,784)^{1,5}} = 7,8 \text{ m}$$

On prend :  $L = 8 \text{ m}.$

## Eléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes

---

### \*Calcul du coefficient de retardement pour le 3eme déversoir

Les résultats sont illustrés dans le tableau VI.5 (voir annexe)

En prend :

$$t_2 = 3 \text{ min et } t_1 = 5,89 \text{ min}$$

Donc :

$$t_c = 9 \text{ min}$$

$$\mathbf{Z = 0,91.}$$

### \*Calcul du débit critique :

$$Q_{cr} = Z * Q_t = 0,91 * 11,8 = 10,69 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\mathbf{Q_{cr} = 10,69 \text{ m}^3/\text{s}.}$$

Donc :

$$\text{Le débit total : } Q_{cr} = Q_{dev} + Q_{step} = 10,69 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\mathbf{Q_{dev} = 10,54 \text{ m}^3/\text{s}.}$$

### \*Hauteur d'eau allant vers la station de l'épuration :

D'après le programme :

$$R_Q = 0,01$$

➤ d'après l'abaque N°2 (en annexe)  $R_h = f(R_Q)$      $R_h = 0,025$

$$h_{stp} = D_e \cdot R_h = 2000 * 0,025 = 50 \text{ mm}$$

$$\mathbf{h_{stp} = 50 \text{ mm}}$$

### \*Hauteur de la lame déversant :

$$R_{cr} = 0,8 \quad \text{d'après l'abaque N°2 (en annexe) } R_h = f(R_Q)$$

$$R_{h_{cr}} = 0,66$$

$$\mathbf{h_{cr} = 1320 \text{ mm}}$$

$$h_{dv}=h_{cr}-h_{step}=1270\text{mm} ; \quad h_{dv}=1270\text{mm}$$

\* La longueur du seuil déversant :

$$L = \frac{Q_d}{0,4 (2 * g)^{0,5} (H_d)^{1,5}}$$
$$L = \frac{10,53}{0,45(2*9,81)^{0,5} (1,32)^{1,5}} = 3,5m$$

On prend : **L= 4 m**

### VII.2.4.4 Les ouvrages annexes du déversoir d'orage

#### 1. Chambre de tranquillisation et de dessablement

Cette chambre, située à l'amont du déversoir d'orage a pour but en réduisant la vitesse du flux d'assurer une décantation des matières en suspension les plus lourdes et de faire remonter en surface les flottants.

#### 2. les grilles et les degriilleurs

Pour éviter l'intrusion d'éléments susceptibles de perturber l'écoulement ; il convient de placer les degriilleurs à l'entrée des déversoirs d'orage.

Leur rôle est de retenir les corps les plus volumineux transportés par les effluents pluviaux ou par les effluents d'eaux usées lors de leur écoulement dans le réseau.

Ces ouvrages sont très efficaces en amont des bassins de dessablement, les déversoirs d'orage et les stations de relevage.

Les grilles servent à retenir les matières grossières charriées par l'eau qui pourraient nuire à l'efficacité du traitement. Elles se composent des grilles à barreaux placés en biais dans le canal et sont en fer plat simple ou profilé ou bien en fer rond.

Pour éviter des inondations lors de l'engorgement de la grille par des pluies soudaines ou un manquement est attentif, chaque grille est équipée d'un by-pass.

La vitesse d'écoulement entre les barreaux de la grille ne doit pas dépasser ( 0.5 à 1.5) m/s

## Eléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes

Les grilles peuvent être fixes ou mobiles, avec nettoyage installé à des profondeurs faibles. On distingue des grilles verticales et inclinées. L'écartement (e) entre les barreaux de la grille est fonction de la finesse de tamisage qu'on désire obtenir.

Dans certaines installations l'encrassement des grilles crée une perte de charge qui fait monter le niveau amont.

Dans notre projet les grilles seront placées juste à l'entrée des déversoirs d'orage.

### \* Dimensionnement de La grille :

On a la formule suivante :

$$L = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{\max} \cdot (1 - \beta) \cdot \sigma} \quad (\text{VII.11})$$

Avec : L : Longueur de la grille

- ✓ L : Largeur de la grille (m).
- ✓  $\alpha$  : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizontal =60°
- ✓ h max : Hauteur maximum admissible sur une grille (m).  $h_{\max} = (0,15 - 1.5)$
- ✓  $\beta$  : Fraction de surface occupée par les barreaux.

$$\beta = \frac{d}{d + e} \quad (\text{VII.12})$$

Tel que :

- ✓ d : épaisseur des barreaux (cm).
- ✓ e : espacement des barreaux (cm).

**Tableau VII.3:** Espacement et épaisseur des barreaux.

paramètres	Grilles grossières	Grilles fines
d (cm)	2,00	1,00
e (cm)	5à10	0,3 à 1

$\sigma$  : Coefficient de colmatage de la grille.

- La grille manuelle :  $\sigma := 0.25$

## Eléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes

- La grille mécanique :  $\sigma := 0.5$

✓ S : Section mouillée de la grille

$$S = \frac{Q_{pts}}{V} \quad (\text{VII.9})$$

✓  $Q_{pts}$  : Débit de pointe à temps sec ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

✓ V : Vitesse de passage à travers la grille ( $\text{m/s}$ ).

Vitesse d'écoulement de l'effluent en ( $\text{m/s}$ ) entre les barreaux, peut aller de 0,4  $\text{m/s}$  à 1,5  $\text{m/s}$ .

Une vitesse de passage inférieure à 0,4  $\text{m/s}$  provoque un dépôt de sable au fond du canal.

L'expression de la largeur devient alors :

$$L = \frac{Q_{pts} \cdot \sin \alpha}{V \times h_{\max} (1 - \beta) \sigma} \quad (\text{m})$$

### \*Conditions d'installation : [10]

Pour un dégrillage optimal, il faut tenir compte des conditions suivantes :

- ✧ Vitesse de passage (V) à travers les barreaux :  $0,4 < V < 1,5 \text{ m/s}$ , les pertes de charges doivent être inférieures à 0,4 m,
- ✧ L'espacement des barreaux doit être choisi en fonction de la qualité du dégrillage :
  - Espacement trop grand  $\longrightarrow$  L'efficacité de l'opération sera insuffisante,
  - Espacement trop faible  $\longrightarrow$  augmentation du volume des déchets, ce qui imposera un dispositif de nettoyage plus important et risque le colmatage de la grille.
- ✧ Prévoir deux grilles fonctionnant en parallèle afin d'avoir une souplesse dans l'exploitation et l'entretien.
- ✧ Prévoir un canal by-pass de la grille principale, équipé d'une grille manuelle de secours pour les besoins d'entretien et de réparation et faisant également office de trop-plein de sécurité en cas de colmatage accidentelle.

### \* le calcul :

On prend :

✓  $\alpha = 60^\circ$

✓  $Q_{ts} = 0.017 \text{ m}^3/\text{s}$

## Eléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes

---

- ✓  $Q_{\text{pts}} = 0,0517 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓  $V = 1,3 \text{ m/s}$
- ✓  $h_{\text{max}} = 0.8 \text{ m}$
- ✓  $d = 2 \text{ cm}$
- ✓  $e = 5 \text{ cm}$
- ✓  $\beta = 0.25$
- ✓  $\sigma = 0,5$  (grille automatique).

Alors : 
$$L = \frac{0,0517 * \sin 60}{0,8 * 1,3 * (1 - 0,25) * 0,5} \implies L = 0.17 \text{ m.}$$

### VII.2.5 Bassins de dessablement

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

#### Remarque :

On a choisi un dessableur type couloir pour réduire et répartir la vitesse au niveau de la partie élargie car notre projet caractérise par des fortes pentes avec des vitesses importantes, placer après le déversoir d'orage et avant la STEP projeté.

## Eléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes

---

### Conclusion

Dans ce chapitre nous avons définis tous les éléments qui constituent notre réseau d'assainissement. Ces éléments représentent essentiellement les conduites circulaires en béton de diamètre compris entre 400 et 3000 mm, et les regards (de chute et de jonction) et en fin un déversoir d'orage de type latéral avec ses ouvrages de protection (grilles et chambre de tranquillisation et de dessablement) pour la vidange de la conduite aval.



*Chapitre VIII*

***ORGANISATION  
DE CHANTIER***

# Organisation de chantier

---

## Introduction

Après avoir déterminé toutes les caractéristiques et les éléments qui constituent notre réseau d'assainissement, on va faire la réalisation du projet.

L'organisation du chantier est le premier point qu'on doit suivre. Elle consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter avant d'aller sur le chantier et avant le commencement de la réalisation.

L'organisation du chantier permet de déterminer la durée des travaux la plus courte possible et de minimiser le coût de la réalisation

## VIII.1. Emplacement des canalisations

Les conduites seront placées dans l'axe de la chaussée dans le cas des rues de moins de 15 m de largeur. Dans les cas des rues larges, il est préférable que la pose de canalisation s'effectue sous trottoir.

Dans la pratique les canalisations sont enterrées dans le sous sol du domaine public, pour le cas des intercepteurs ils passent dans des milieux non urbanisés.

### Remarque

Pour le cas de notre agglomération les conduites seront placées dans l'axe de la chaussée.

## VIII.2. exécution des travaux

Les principales étapes à exécuter pour la pose des canalisations sont :

- Vérification, manutention des conduites ;
- Décapage de la couche du goudron (si elle existe) ;
- Emplacement des jalons des piquets ;
- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards ;
- Aménagement du lit de pose ;
- La mise en place des canalisations en tranchée ;
- Assemblage des tuyaux ;
- Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints ;
- Construction des regards ;
- Remblai des tranchées ;

# Organisation de chantier

## VIII.2.1. vérification, manutention des conduites

Les produits préfabriqués font l'objet sur chantier de vérification portant sur :

- Les quantités ;
- L'aspect et le contrôle de l'intégrité ;
- Le marquage en cas de défaut ;

Précautions : Les conduites sont posées sans brutalité sur le sol où dans le fond des tranchées et ne doivent pas être roulées sur des pierres ou sur le sol rocheux, mais sur des chemins de roulement.

## VIII.2.2. décapage de la couche végétale

Le décapage de cette couche se fait par un bulldozer.

Le volume de la couche décapée est :

$$V = b.h.L \text{ (m}^3\text{)} \quad \text{(VIII.1)}$$

Avec :

b : largeur de la couche végétale (m)

h : hauteur de la couche (m)

L : longueur total des tranchées (m).

Si la tranchée est ouverte sous les voies publiques, le décapage est fait avec soin sans dégradation des parties voisines.

## VIII .2.3.emplacement des jalons des piquets

Suivant les tracés du plan de masse, les jalons des piquets doivent être placés dans chaque point d'emplacement d'un regard à chaque changement de direction ou de pente et à chaque branchement ou jonction de canalisation.

## VIII .2.4. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards

Pour faire l'exécution d'un fond de fouille on doit tenir compte de la pente du profil en long. L'angle de talutage et en fonction de la nature du terrain.

### a)-largeur du fond de la tranchée :

La largeur d'ouverture de tranchée est obtenue par la formule :

$$B = d + (2 \cdot 0,3)(m) \quad \text{(VIII.2)}$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m)

d : diamètre de la conduite (m)

## Organisation de chantier

---

### **b)-profondeur de la tranchée :**

La profondeur de la conduite doit permettre la réalisation correcte des branchements particuliers, empêcher toute intercommunication avec les autres conduites.

La profondeur de la tranchée est :

$$H = e + d + h \text{ (m)} \quad \text{(VIII.3)}$$

Avec :

H : profondeur de la tranchée. (m)

e : hauteur de lit de pose. (m)

d : diamètre de la conduite. (m)

h : la hauteur du remblai au dessus de la conduite.

### **VIII .2.5.aménagement du lit de pose**

Les conduites doivent être posées sur un lit de pose de 0,1 m d'épaisseur qui se compose généralement de sable bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

Mais si les terrains sont peu consistants, le fond des tranchées sera consolidé Chaque tuyau repose sur deux briques placées sur ce fond, le vide doit être rempli de sable.

Pour les mauvais terrains on opte pour des dalles en béton.

### **VIII .2.6.la mise en place des canalisations**

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont;
- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé;
- Les tuyaux sont posés avec une pente régulière entre deux regards;
- Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit des tranchées;
- Le calage soit définitif par remblai partiel, soit provisoire à l'aide des cales;

A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers ;

### **VIII .2.7.assemblage des conduites**

Les joints des conduites circulaires à emboîtement sont effectués à l'aide d'une bague renforcée d'une armature et coulée sur place à l'intérieur d'un moule.

### **VIII.2. 8. Construction des regards**

Les regards sont généralement de forme carrée dont les dimensions varient en fonction des collecteurs. La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre.

### **VIII .2.9. Remblais des tranchées**

## Organisation de chantier

---

Après avoir effectué la pose des canalisations dans les tranchées, on procède au remblaiement par la méthode suivante :

- L'enrobage de (10: 15 cm) au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite,
- A l'aide des engins on continue à remblayer par des couches successives de 0,25 m compactées l'une après l'autre. Pour cette étape on utilise la terre des déblais ;

Pour que les conduites résistent aux forces extérieures dues à des charges fixes et mobiles et au remblai il faut choisir des matériaux qui garantissent la résistance à ce dernier.

### VIII.4. Planification des travaux

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- installation des postes de travail ;
- observations instantanées ;
- analyse des tâches ;
- le chronométrage ;
- définition des objectifs et des attributions ;
- simplification des méthodes ;
- stabilisation des postes de travail.

#### VIII.4.1 calcul de temps de réalisation (tr) [09]

Les principales opérations à exécuter sont :

**A.** Piquetage.

**B.** Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de la végétation.

**C.** Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.

**D.** Aménagement du lit de pose.

**E.** Construction des regards.

**F.** La mise en place des canalisations en tranchée.

**G.** constructions des ouvrages annexes (les dessaleurs, les bassins de retenue, D. O.)

**H.** Assemblage des tuyaux.

**I.** Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.

**J.** Remblai des tranchées.

## Organisation de chantier

### K. Travaux de finition.

**Tableau VIII.1** : détermination des délais.

OPERATION	TR	DP		DPP		MT
		CCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	15	0	15	0	15	<b>0</b>
B	20	15	35	15	35	<b>0</b>
C	55	35	90	35	90	<b>0</b>
D	20	90	110	110	130	20
E	40	90	130	90	130	<b>0</b>
F	20	90	110	110	130	20
G	30	90	120	100	130	10
H	15	130	145	130	145	<b>0</b>
I	15	145	160	145	160	<b>0</b>
J	20	160	180	160	180	<b>0</b>
K	20	180	210	180	210	<b>0</b>

Avec : TR: temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DFP : date de finissement au plus tôt.

DCPP: date de commencement au plus tard.

DFPP : date de finissement au plus tard.

MT : marge totale.

➤ Le chemin critique

**A-B-C-E-H-I-J-K**

$$\sum TR = 210 \text{ jours}$$

## Organisation de chantier

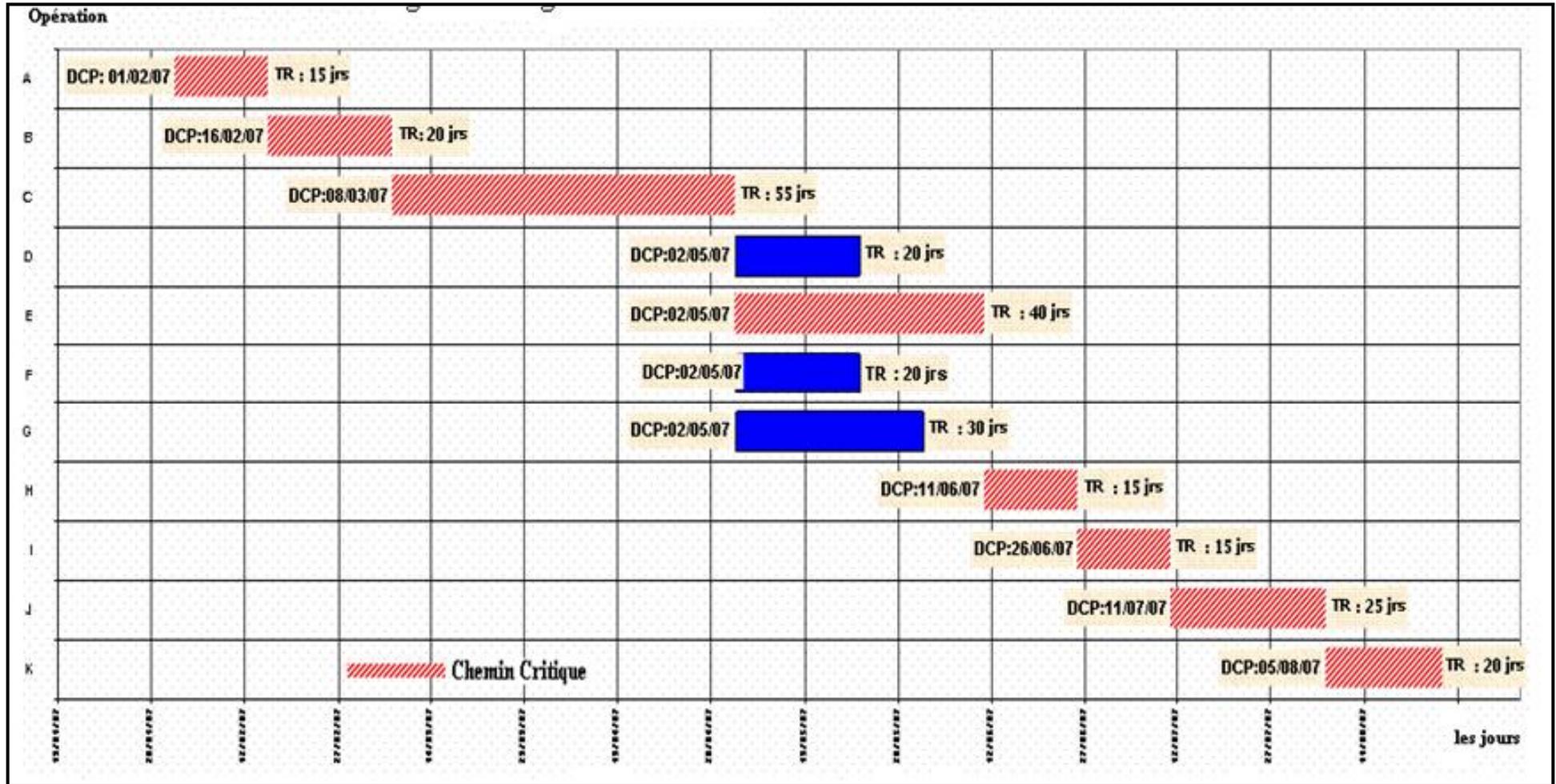


Figure VIII.1: Diagramme de Gant

## VIII.5 Devis quantitatif et estimatif

Afin d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, il faut passer par le calcul du devis quantitatif et estimatif.

Ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant.

Les différentes tâches effectuées par ordre chronologique sont :

- Les travaux de décapage de la couche de terre végétale.
- L'exécution des tranchées.
- La fourniture et la pose du lit de sable.
- La fourniture et la pose des buses en béton ou en béton armé.
- La construction des regards et des déversoirs d'orage en béton armé.
- Les travaux de remblaiement de la tranchée.
- Le transport des sols excédentaires.

## VIII.6. Détermination des différents volumes [08]

### A) Volume de la couche de terre végétale:

$$V_{cv} = H_v . L . B \quad \text{(VIII.4)}$$

- $V_{cv}$  : Volume de la couche de terre végétale en (m<sup>3</sup>).
- $H_v$  : Profondeur la couche de terre végétale (on prend  $H_v = 0,1$  m).
- $L$  : Longueur totale de la tranchée en (m).
- $B$  : Largeur de la couche de terre végétale en (m).

### B) Volume des déblais des tranchées :

$$V_{ded} = B . L . H \quad \text{(VIII.5)}$$

- $V_d$  : Volume des déblais des tranchées en (m<sup>3</sup>).
- $B$  : Largeur de la couche du tronçon en (m).
- $L$  : Longueur totale de la tranchée en (m).
- $H$  : Profondeur de la tranchée en (m).
- 

### C) Volume du lit du sable :

$$V_{ls} = e . L . B \quad \text{(VIII.6)}$$

## Organisation de chantier

- $V_{ls}$  : Volume du lit du sable en (m<sup>3</sup>).
- $e$  : Epaisseur de la couche de sable en (m).
- $B$  : Largeur de la couche du tronçon en (m).
- $L$  : Longueur totale de la tranchée en (m).

### D) Volume occupé par les conduites :

$$V_{\text{condt}} = L \cdot \pi \cdot D^2 / 4 \quad \text{(VIII.7)}$$

- $V_{\text{cdt}}$  : Volume occupé par les conduites en (m<sup>3</sup>).
- $L$  : Longueur totale de la tranchée en (m).
- $D$  : Diamètre de la conduite en (m).

### E) Volume du remblai :

$$V_r = V_{\text{deb}} - [ V_{\text{condt}} + V_{\text{cv}} + V_{\text{ls}} ] \quad \text{(VIII.8)}$$

- $V_r$  : Volume du remblai en (m<sup>3</sup>).

### F/Volume excédentaire :

$$V_{\text{excé}} = V_f - V_{\text{remb}} \quad \text{(VIII.9)}$$

- $V_{\text{exc}}$  : Volume du sol excédentaire en (m<sup>3</sup>).
- $V_f$  : Volume du sol foisonné en (m<sup>3</sup>).

$$\text{Tel que } V_f = V_{\text{deb}} \cdot K_f \quad \text{(VIII.10)}$$

$K_f$  : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a :  
 $K_f = 1,24$ .

Les volumes est représenté dans le tableau VIII.1:

**Tableau VIII.2: Volumes des travaux en m<sup>3</sup>**

<b>Vdeb (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Vls (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Vc.t (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Vcondt (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Vremb (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Vexcé (m<sup>3</sup>)</b>
53764,19	3225,85	2150,57	20027,82	28359,95	38307,64

## Organisation de chantier

**Tableau VIII.3:** Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
<b>A</b>	<b>Travaux de terrassement</b>				
1	Décapage de la tranchée	M <sup>3</sup>	2150,57	200	430114,00
2	Déblai	M <sup>3</sup>	53764,19	300	16129257,00
3	Pose du lit de sable	M <sup>3</sup>	3225,85	1500	4838775,00
4	Remblai de la tranchée	M <sup>3</sup>	28359,95	350	9925982,50
5	Evacuation des déblaies excédentaires	M <sup>3</sup>	38307,64	180	6895375,20
<b>B</b>	<b>Canalisation Fourniture, transport et pose de canalisation</b>				
	<b>Canalisation en PVC PN 10 à joint</b>				
	DN 400	Ml	13,67	4900,00	66983
	DN 500	Ml	89,7	5500,00	493350
	DN 600	Ml	767,36	6800,00	5218048
	<b>Canalisation en Béton Armé</b>				
	800	M <sup>3</sup>	196,5	40000,00	7860000,00
	1000	M <sup>3</sup>	246,12	40000,00	9844699,00
	1200	M <sup>3</sup>	360,84	40000,00	14433723,33
	1500	M <sup>3</sup>	622,69	40000,00	24907490,00
	1800	M <sup>3</sup>	182,35	40000,00	7294132,46
	2000	M <sup>3</sup>	823,29	40000,00	32931747,00
	2200	M <sup>3</sup>	88,62	40000,00	3544718,35
	2500	M <sup>3</sup>	890,33	40000,00	35613389,24
	2800	M <sup>3</sup>	271,85	40000,00	10874109,4
	3000	M <sup>3</sup>	47,93	40000,00	1917239,8
<b>C</b>	<b>Construction</b>				
1	des regards de visite	U	62	30000,00	1860000,00
	des regards de chute		324	35000,00	11340000,00
2	Exécution des déversoirs d'orage	U	3	78000,00	234000,00
	<b>THT</b>				<b>206653133,00</b>
	<b>TVA 17%</b>				<b>35131032,61</b>
	<b>TTC</b>				<b>241784166,00</b>

# Organisation de chantier

---

## Conclusion

D'après ce chapitre, nous pouvons conclure que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux, car elle nous permet de définir tout les volumes des travaux nécessaires pour l'élaboration du chantier. D'autre part on peut avoir une information sur le coût total de projet ainsi que leur temps de réalisation. L'organisation de chantier définit aussi tous les engins que l'on peut utiliser dans le chantier et le choix final des engins seront basés sur une étude économique détaillée.



***CONCLUSION***  
***GENERALE***

## Conclusion générale

---

### Conclusion générale :

En effet, qui dit assainissement dit hygiène, santé, protection d'environnement, organisation de la ville et, somme toute, paisible vie de l'homme.

Les données relatives à la confection de ce mémoire sont extraites des différents documents mis à notre disposition par les différents organismes.

L'exploitation de ces informations s'est faite en tenant compte de l'objectif qui est diagnostic du réseau d'assainissement et des fosses septique des centres concernés (rodha et ikherebane).

La suppression des rejets dans le milieu naturel a nécessité l'implantation d'un réseau unitaire et gravitaire avec déplacement latéral les diamètres des collecteurs varie entre 400mm et 3000 mm , on a aussi trois déversoirs d'orage et un seul point de rejet qui déverse dans un bassin de dessablement (collecteur élargie) situé a l'amont de station d'épuration, et tous cela pour améliorer les conditions d'hygiène de notre agglomération.

La reconnaissance du site d'après les plans d'occupation du sol (plans d'aménagement...) à long terme de notre agglomération et avec une étude hydrologique profonde, nous ont permis de déterminer les débits des eaux usées et les débits des eaux pluviales par la méthode rationnelle pour une période de retour de dix ans.

Créer un réseau d'assainissement est une dépense d'investissement relativement ; importante ce qui nécessite l'entretien, l'exploitation et la gestion qui restent indispensables pour que le réseau soit fonctionnel et durable.

Enfin, nous espérons que cette étude pourra faire l'objet d'un avant projet détaillé pour l'élaboration d'un réseau d'assainissement plus fiable et plus rigoureux.



**REFERENCES**  
**BIBLIOGRAPHIQUES**

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

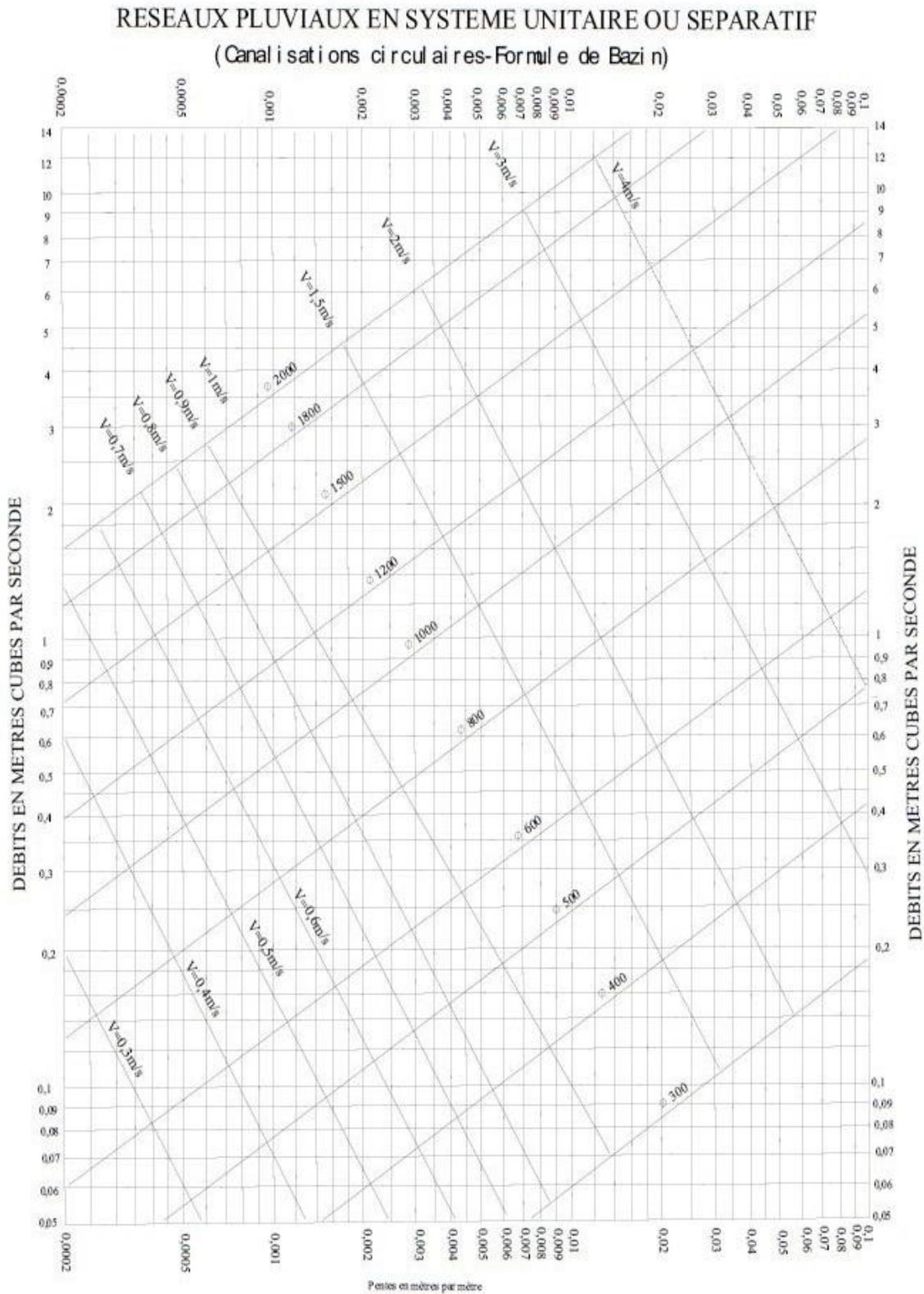
- [01] **SALAH. B. 2014** ASSAINISSEMENT DES EAUX USEE ET PLUVIAUX DES AGGLOMERATION, ENSH. Blida.
- [02] **TOUAIBIA. B. 2004** « Manuel pratique d'hydrologie». Presses Madani Frères. Guerrouaou. Blida.166p.
- [03] **GOMELLA.C ET GUERREE.H. 1986** «Guide technique de l'assainissement dans les Agglomérations urbaines et rurales». 61, Boulevard Saint-Germain. 75005 Paris. France.
- [04] **MARC. S ET BECHIR. S 1999** « Guide technique de l'assainissement 3<sup>eme</sup> édition ». Le Moniteur Editions ; Paris. France.
- [05] **François. G, Brière,** 1997, distribution et collecte des eaux, édition de l'école polytechnique de Montréal.
- [06] **BOURIER. 1997** GUIDE DE CONCEPTION ET DE GESTION DES RESEAUX D'ASSAINISSEMENT UNITAIRES.11, rue Lavoisier f 75384 Paris Cedex 08. France.374P.
- [08] **Zaibak.I. 2013,** (Cours organisation de chantier 3<sup>eme</sup> année), école nationale supérieure de l'hydraulique, BLIDA.
- [09] **BELAOUAKLI, B. 2015,** (Cours organisation de chantier2), école nationale supérieure de l'hydraulique, BLIDA.
- [10] **Monchy, H.** Mémento d'assainissement: mise en service, entretien et exploitation des ouvrages d'assainissement, Paris: Eyrolles, 1974.- 125p.



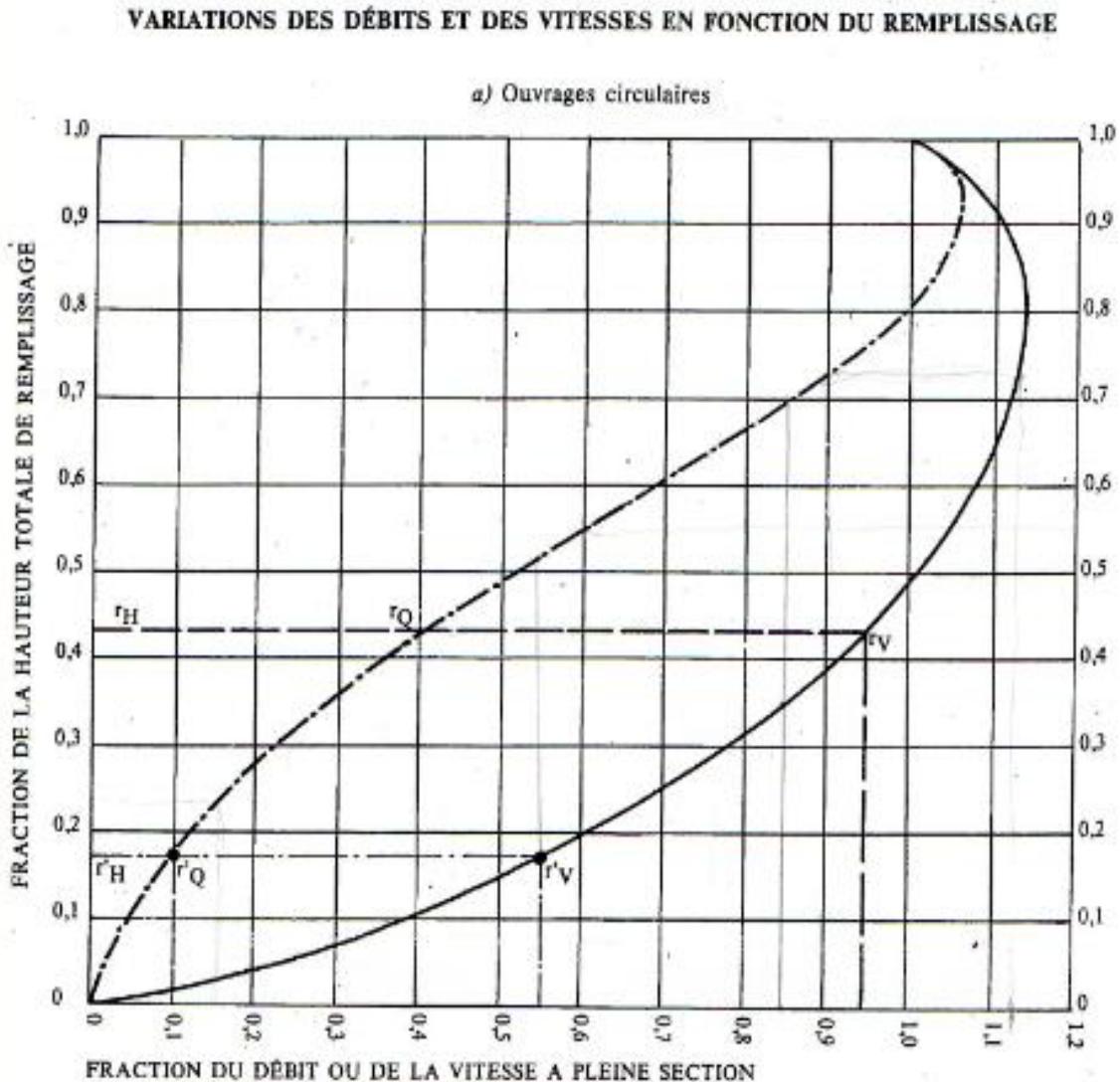
# ***ANNEXES I***

# Annexes

## Abaque N°1 : Dimensionnement des canalisations circulaires d'après la formule de Bazin.



Abaque N°2 : Les rapports  $r_H$ ,  $r_V$ ,  $r_Q$



**MODE D'EMPLOI.**

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

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

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

*Exemples :*

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

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

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

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

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

## Annexes

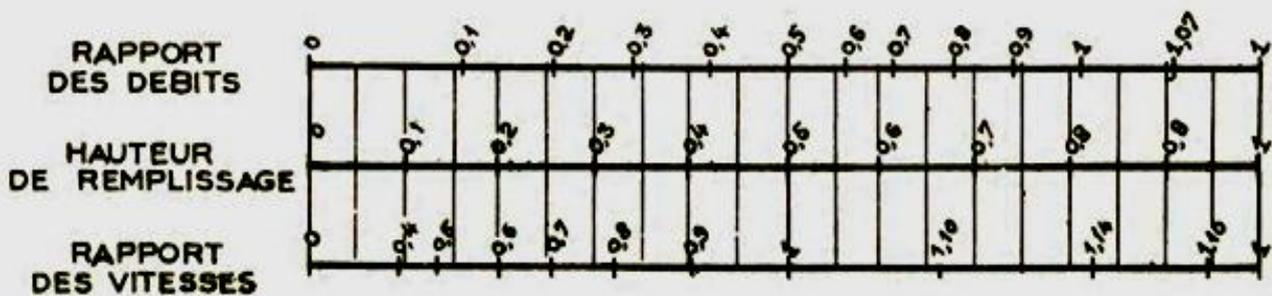
**Abaque N°3** : Les variations des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage.

### ANNEXE X

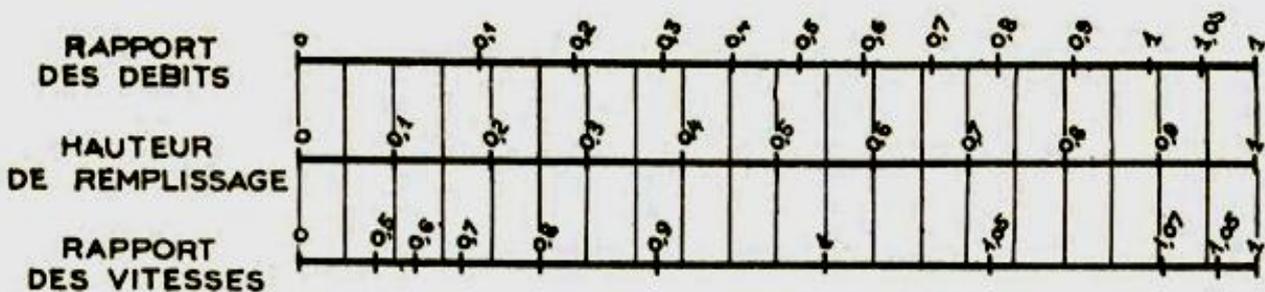
#### VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

##### a) Ouvrages circulaires



##### b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux  $\frac{3}{10}$ , le débit est les  $\frac{2}{10}$  du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les  $\frac{78}{100}$  de la vitesse correspondant au débit à pleine section



## ***ANNEXES II***

# Annexes

**Tableau : calcul hydraulique du collecteur principal pour le sous bassin 1**

N° S.b assin	Regard	CT (amont)" m"	CT (aval)" m"	CP (amont)" m"	CP (aval)" m"	Long ueur" m"	Q tota le (m <sup>3</sup> / s)	pent e "m/ m"	Dca l "m"	Dno rm "m" m"	Vps (m/ s)	Qps (m <sup>3</sup> / s)	Rq	Rv	Rh	Véc (m/s)	Hremp l (mm)	Rq min	Rv min	Rh min	Vmin (m/s)	Hmin (mm)
1	A1-A2	463,3	465,93	462,1	462,03	18,01	0,603	0,0039	0,72	800	1,60	0,80	0,750	1,097	0,64	1,75	512,93	0,019	0,347	0,085	0,55	67,85
	A2-A3	465,93	465,83	462,03	461,98	12	0,603	0,0042	0,71	800	1,66	0,83	0,724	1,092	0,63	1,81	501,66	0,018	0,343	0,083	0,57	66,62
	A3-A4	465,83	464,83	461,98	461,88	22,2	0,603	0,0045	0,70	800	1,72	0,87	0,696	1,087	0,61	1,87	489,93	0,017	0,339	0,082	0,58	65,28
	A4-A5	464,83	464,76	461,88	461,76	24	0,603	0,0050	0,68	800	1,81	0,91	0,661	1,078	0,59	1,95	475,16	0,017	0,333	0,079	0,60	63,56
	A5-A6	464,76	462,34	461,76	461,14	29,17	0,603	0,0213	0,52	600	3,09	0,87	0,690	1,086	0,61	3,35	365,57	0,017	0,338	0,081	1,04	48,75
	A6-A7	462,34	459,56	459	458,36	30	0,603	0,0213	0,52	600	3,09	0,87	0,689	1,085	0,61	3,36	365,18	0,017	0,338	0,081	1,04	48,70
	A7-A8	459,56	459,55	458,36	458,25	24	0,603	0,0046	0,70	800	1,74	0,87	0,690	1,086	0,61	1,89	487,41	0,017	0,338	0,081	0,59	64,99
	A8-A9	459,55	458,34	458,25	458	13,43	0,603	0,0186	0,54	600	2,89	0,82	0,738	1,095	0,63	3,16	380,71	0,018	0,345	0,084	1,00	50,46
	A9-A10	458,34	456,35	455,94	455,4	13,67	0,603	0,0395	0,46	500	3,73	0,73	0,823	1,105	0,69	4,12	343,52	0,021	0,357	0,089	1,33	44,60
	A10-A11	456,35	455,98	455,35	454,89	10,14	0,603	0,0454	0,45	500	3,99	0,78	0,768	1,099	0,65	4,39	325,98	0,019	0,349	0,086	1,39	42,97
	A11-A12	455,98	455,49	449,06	448,9	10,025	0,603	0,0160	0,55	600	2,67	0,76	0,797	1,102	0,67	2,95	401,54	0,020	0,353	0,088	0,95	52,57
	A12-A13	455,49	454,52	444,34	442,32	41,9	0,603	0,0482	0,45	500	4,12	0,81	0,745	1,096	0,64	4,51	319,39	0,019	0,346	0,085	1,42	42,28
	A13-A14	454,52	438,52	440,32	435,32	24	0,603	0,2083	0,34	400	7,38	0,93	0,650	1,074	0,59	7,92	235,33	0,016	0,332	0,079	2,45	31,52
	A14-A15	438,52	435,38	435,32	434,85	36	0,603	0,0131	0,57	600	2,42	0,68	0,881	1,112	0,73	2,69	438,73	0,022	0,365	0,093	0,88	55,53
	A15-A16	435,38	431,57	432	431	23,99	0,603	0,0417	0,46	500	3,83	0,75	0,802	1,103	0,67	4,22	336,20	0,020	0,354	0,088	1,36	43,95
A16-A17	431,57	427,24	426,9	426,6	25,01	0,603	0,0120	0,58	600	2,32	0,66	0,919	1,117	0,77	2,59	459,46	0,023	0,371	0,095	0,86	56,85	

Tableau : calcul hydraulique du collecteur principal pour le sous bassin 2

N° S.bassin	Regard	CT (amont)"m"	CT (aval)"m"	CP (amont)"m"	CP (aval)"m"	Longueur"m"	Q totale (m <sup>3</sup> /s)	pende "m/m"	Dcal "m"	Dnorm "mm"	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rv	Rh	Véc (m/s)	Hrepl (mm)	Rq min	Rv min	Rh min	Vmin (m/s)	Hmin (mm)
2	h1-H2	450,56	449,46	448,56	448,07	9,785	0,862	0,0501	0,51	600	4,74	1,34	0,643	1,072	0,58	5	350,78	0,011	0,301	0,066	1,43	39,75
	H2-H3	449,46	448,24	447,66	447,06	12	0,862	0,0500	0,51	600	4,73	1,34	0,644	1,072	0,58	5	350,93	0,011	0,301	0,066	1,43	39,76
	H3-H4	448,24	447,4	446,74	446,14	12	0,862	0,0500	0,51	600	4,73	1,34	0,644	1,072	0,58	5	350,93	0,011	0,301	0,066	1,43	39,76
	H4-H5	447,4	445,36	444,5	444,16	18	0,862	0,0189	0,61	800	3,53	1,77	0,486	0,990	0,49	3,49	395,18	0,009	0,284	0,059	1,00	47,30
	H5-H6	445,36	445,37	444,16	444,07	12	0,862	0,0075	0,73	800	2,22	1,12	0,772	1,099	0,65	2,44	523,08	0,013	0,315	0,072	0,70	57,55
	H6-H7	445,37	444,84	444,07	443,64	12	0,862	0,0358	0,54	600	4,01	1,13	0,760	1,098	0,65	4,40	388,33	0,013	0,314	0,071	1,26	42,87
	H7-H8	444,84	445,27	443,64	443,56	24	0,862	0,0033	0,84	1000	1,72	1,35	0,638	1,070	0,58	1,84	582,12	0,011	0,301	0,066	0,52	66,03
	H8-H9	445,27	447,15	443,56	443,5	18	0,862	0,0033	0,84	1000	1,72	1,35	0,638	1,070	0,58	1,84	582,12	0,011	0,301	0,066	0,52	66,03
	H9-H10	447,15	449,65	443,5	443,43	18	0,862	0,0039	0,82	1000	1,86	1,46	0,591	1,051	0,56	1,95	556,52	0,010	0,295	0,064	0,55	63,90
	H10-H11	449,65	448,92	443,43	443,37	9,88	0,862	0,0061	0,75	800	2,00	1,00	0,858	1,109	0,71	2,22	569,73	0,015	0,324	0,076	0,65	60,55
	H11-H12	448,92	445,43	443,37	442,47	18	0,862	0,0500	0,51	600	4,73	1,34	0,644	1,072	0,58	5,08	350,93	0,011	0,301	0,066	1,43	39,76
	H12-H13	445,43	436,14	437	435,5	48	0,862	0,0313	0,56	600	3,74	1,06	0,814	1,104	0,68	4,13	408,38	0,014	0,320	0,074	1,20	44,28
	H13-H14	436,14	431,57	432	430,37	48	0,862	0,0340	0,55	600	3,90	1,10	0,781	1,101	0,66	4,29	395,67	0,014	0,316	0,072	1,23	43,41
	H14-A27,4	431,57	426,75	426	424,35	48	0,862	0,0344	0,55	600	3,93	1,11	0,776	1,100	0,66	4,32	393,95	0,014	0,316	0,072	1,24	43,29
	A274-A275	426,75	424,68	423	422,5	12	0,862	0,0417	0,53	600	4,32	1,22	0,705	1,089	0,62	4,71	370,19	0,012	0,308	0,069	1,33	41,40
	A275-A276	424,68	422	420	419,38	18	0,862	0,0344	0,55	600	3,93	1,11	0,775	1,100	0,66	4,32	393,67	0,014	0,316	0,072	1,24	43,27
	A276-A277	422	418,43	417	416,03	21	0,862	0,0462	0,52	600	4,55	1,29	0,670	1,080	0,60	4,92	359,09	0,012	0,304	0,067	1,38	40,46
	A277-A278	418,43	415,01	414	413,9	18	0,862	0,0056	0,77	800	1,91	0,96	0,897	1,114	0,74	2,13	595,93	0,016	0,328	0,077	0,63	61,90
	A278-A279	415,01	412,13	411	410,13	24	0,862	0,0363	0,54	600	4,03	1,14	0,756	1,097	0,64	4,42	386,82	0,013	0,313	0,071	1,26	42,75
A279-A2710	412,13	409,75	409	408,55	18	0,862	0,0250	0,58	600	3,35	0,95	0,910	1,116	0,76	3,74	454,46	0,016	0,330	0,078	1,10	46,78	
A2710-A28	409,75	409,62	408,55	408,27	20,87	0,862	0,0134	0,65	800	2,97	1,49	0,577	1,044	0,55	3,10	438,89	0,010	0,294	0,063	0,87	50,61	

Tableau : calcul hydraulique du collecteur principal pour le sous bassin 3

N° S.bassin	Regard	CT (amont)"m"	CT (aval)"m"	CP (amont)"m"	CP (aval)"m"	Longueur"m"	Q totale (m <sup>3</sup> /s)	pent e "m/m"	Dcal "m"	Dnorm "mm"	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rv	Rh	Véc (m/s)	Hrepl (mm)	Rq min	Rv min	Rh min	Vmin (m/s)	Hmin (m)
3	A171-A172	431,17	430,99	429,97	429,79	36	0,792	0,0050	0,76	800	1,81	0,91	0,868	1,111	0,72	2,01	576,70	0,017	0,333	0,079	0,60	63,56
	A172-A173	430,99	433,34	429,79	429,59	48	0,792	0,0042	0,78	800	1,66	0,83	0,951	1,121	0,80	1,86	638,72	0,018	0,343	0,083	0,57	66,62
	A173-A174	433,34	430,7	429,59	429,5	30	0,792	0,0030	0,83	1000	1,63	1,28	0,618	1,063	0,57	1,73	571,46	0,012	0,304	0,068	0,50	67,57
	A174-A175	430,7	428,24	429	427,04	48	0,792	0,0408	0,51	600	4,28	1,21	0,654	1,076	0,59	4,60	354,35	0,012	0,309	0,069	1,32	41,59
	A175-A17	428,24	427,24	426	424,74	32,94	0,792	0,0383	0,52	600	4,14	1,17	0,676	1,082	0,60	4,48	361,14	0,013	0,311	0,070	1,29	42,22
	A17-A17A	427,24	424,37	424	423,17	17,99	1,394	0,0461	0,62	800	5,51	2,77	0,503	1,001	0,50	5,51	403,87	0,005	0,264	0,051	1,45	40,77
	A17A-A18	424,37	422,08	422	420,88	30	1,394	0,0373	0,64	800	4,96	2,49	0,560	1,035	0,54	5,13	430,98	0,006	0,268	0,053	1,33	42,08
	A18-A18A	422,08	420,44	420	419,24	24	1,394	0,0317	0,66	800	4,56	2,29	0,608	1,058	0,57	4,83	452,56	0,007	0,271	0,054	1,24	43,19
	A18A-A19	420,44	419,07	419	417,87	24	1,394	0,0471	0,62	800	5,57	2,80	0,498	0,998	0,50	5,55	401,32	0,005	0,263	0,051	1,46	40,65
	A19-A20	419,07	417,23	417	416,03	30	1,394	0,0323	0,66	800	4,61	2,32	0,601	1,056	0,56	4,87	449,81	0,007	0,271	0,054	1,25	43,05
	A20-A21	417,23	414,43	415	413,23	36	1,394	0,0492	0,61	800	5,69	2,86	0,488	0,991	0,49	5,63	395,93	0,005	0,262	0,051	1,49	40,40
	A21-A22	414,43	412,79	412,5	411,59	24	1,394	0,0379	0,64	800	4,99	2,51	0,555	1,032	0,54	5,16	428,97	0,006	0,267	0,052	1,34	41,98
	A22-A23	412,79	413,33	411,59	410,13	42	1,394	0,0348	0,65	800	4,78	2,40	0,580	1,045	0,55	5,00	440,29	0,006	0,269	0,053	1,29	42,55
	A23-A24	411,33	411,1	410,13	409,9	30	1,394	0,0077	0,87	1000	2,61	2,05	0,681	1,083	0,60	2,82	604,50	0,007	0,276	0,056	0,72	56,11
	A24-A25	411,1	411,04	409,9	409,84	24	1,394	0,0025	1,07	1200	1,68	1,90	0,734	1,094	0,63	1,84	758,72	0,008	0,280	0,058	0,47	69,13
	A25-A26	411,04	411,57	409,84	409,37	18	1,394	0,0261	0,69	800	4,14	2,08	0,669	1,080	0,60	4,48	478,63	0,007	0,275	0,056	1,14	44,61
	A26-A27	410,57	410,6	409,37	408,45	22	1,394	0,0418	0,63	800	5,25	2,64	0,529	1,017	0,52	5,33	416,34	0,006	0,265	0,052	1,39	41,36
A27-A28	410,6	409,62	408,45	408,27	24	1,394	0,0075	0,87	1000	2,58	2,02	0,689	1,085	0,61	2,80	608,42	0,007	0,277	0,056	0,71	56,32	

Tableau : calcul hydraulique du collecteur principal pour le sous bassin 4

N° S.b assin	Regard	CT (amont) "m"	CT (aval)" m"	CP (amont) "m"	CP (aval)" m"	Long ueur" m"	Q totale (m <sup>3</sup> /s)	pent e "m/ m"	Dcal "m"	Dnor m "mm "	Vps (m/ s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rv	Rh	Vé c (m /s)	Hre mpl (mm )	Rq min	Rv min	Rh min	Vmi n (m/s )	Hmi n (mm )
4	G1-G2	429,66	427,51	427	426,96	30	1,670	0,0013	1,29	1500	1,42	2,52	0,663	1,078	0,60	1,54	892,92	0,006	0,267	0,052	0,38	78,66
	G2-G3	427,51	425,52	425	424,71	30	1,670	0,0097	0,89	1000	2,93	2,30	0,727	1,093	0,63	3,20	628,42	0,007	0,271	0,054	0,79	53,96
	G3-G4	425,52	424,4	423	422,5	18,01	1,670	0,0278	0,73	800	4,27	2,15	0,777	1,100	0,66	4,70	525,77	0,007	0,274	0,055	1,17	44,15
	G4-G5	424,4	423,18	422,4	422,08	18	1,670	0,0178	0,79	800	3,42	1,72	0,971	1,122	0,82	3,84	655,94	0,009	0,285	0,060	0,98	47,85
	G5-G6	423,18	421,69	421	420,66	18	1,670	0,0189	0,78	800	3,53	1,77	0,942	1,120	0,79	3,95	631,22	0,009	0,284	0,059	1,00	47,30
	G6-G7	421,69	419,28	419	418,5	36	1,670	0,0139	0,83	800	3,02	1,52	1,099	1,062	0,96	3,21	769,65	0,010	0,293	0,063	0,88	50,25
	G7-G8	419,28	416,84	417	416	36	1,670	0,0278	0,73	800	4,27	2,15	0,777	1,100	0,66	4,70	525,67	0,007	0,274	0,055	1,17	44,14
	G8-G9	416,84	414,39	414	413,84	36	1,670	0,0044	1,03	1200	2,24	2,53	0,659	1,077	0,59	2,41	711,47	0,006	0,267	0,052	0,60	62,79
	G9-G10	414,39	413,13	412,5	412	30	1,670	0,0167	0,80	800	3,31	1,66	1,003	1,121	0,86	3,71	684,69	0,009	0,287	0,061	0,95	48,45
	G10-G11	413,13	411,65	411	410,45	36	1,670	0,0153	0,81	1000	3,68	2,89	0,578	1,044	0,55	3,84	549,16	0,005	0,262	0,050	0,96	50,35
	G11-G12	411,65	409,78	409	408,58	42	1,670	0,0100	0,88	1000	2,98	2,34	0,714	1,091	0,62	3,25	621,88	0,006	0,270	0,054	0,80	53,67
	G12-G13	409,78	408,39	408	407,19	32	1,670	0,0253	0,74	800	4,08	2,05	0,814	1,104	0,68	4,51	544,46	0,007	0,276	0,056	1,13	44,85
	G13-G14	408,39	407,46	407	406,26	24	1,670	0,0308	0,71	800	4,50	2,26	0,738	1,095	0,63	4,93	507,55	0,007	0,272	0,054	1,22	43,38
	G14-G15	407,46	406,05	406	404,85	36	1,670	0,0319	0,71	800	4,58	2,30	0,725	1,093	0,63	5,01	501,92	0,007	0,271	0,054	1,24	43,13
	G15-G16	406,05	405,04	404	403,84	24	1,670	0,0067	0,95	1000	2,43	1,91	0,875	1,112	0,73	2,70	726,13	0,008	0,280	0,058	0,68	57,52
	G16-G17	405,04	403,63	403	402,88	24	1,670	0,0050	1,00	1000	2,10	1,65	1,010	1,121	0,86	2,36	863,93	0,009	0,288	0,061	0,61	60,73
	G17-G18	403,63	402,32	402	401,46	24,01	1,670	0,0225	0,76	800	3,85	1,93	0,864	1,110	0,72	4,27	573,56	0,008	0,279	0,057	1,07	45,80
	G18-G19	402,32	400,3	400	399,1	48	1,670	0,0187	0,78	800	3,51	1,77	0,946	1,120	0,79	3,94	634,10	0,009	0,284	0,059	1,00	47,36
	G19-G20	400,3	398,27	398	397,07	42	1,670	0,0221	0,76	800	3,82	1,92	0,870	1,111	0,72	4,24	577,94	0,008	0,279	0,057	1,07	45,93
	G20-A35	398,27	396,8	396	395,6	30	1,670	0,0133	0,83	1000	3,44	2,70	0,619	1,063	0,57	3,65	571,59	0,006	0,265	0,051	0,91	51,35

**Tableau:** calcul hydraulique du collecteur principal pour le sous bassin 5

N° S.bassin	Regard	CT (amont)"m"	CT (aval)"m"	CP (amont)"m"	CP (aval)"m"	Longueur"m"	Q totale (m <sup>3</sup> /s)	pen <sup>e</sup> "m/m"	Dcal "m"	Dnorm "mm"	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rv	Rh	Véc (m/s)	Hrempl (mm)	Rq min	Rv min	Rh min	Vmin (m/s)	Hmin (mm)
5	A27-A28	410,6	409,62	408,45	408,27	24	0,805	0,0075	0,71	800	2,22	1,12	0,721	1,092	0,63	2,43	500,47	0,013	0,315	0,072	0,70	57,55
	A28-A29	409,62	407,11	407	405,91	48	2,198	0,0227	0,84	1000	4,49	3,52	0,624	1,065	0,57	4,78	574,47	0,004	0,256	0,048	1,15	47,81
	A29-A30	407,11	404,36	404	403,91	40	2,198	0,0022	1,29	1200	1,59	1,80	1,219	0,626	0,99	1,00	1186,11	0,008	0,283	0,059	0,45	70,48
	A30-A31	404,63	402,39	402	401,19	47,74	2,198	0,0170	0,88	1000	3,88	3,04	0,722	1,092	0,63	4,23	625,91	0,005	0,260	0,050	1,01	49,63
	A31-A32	402,39	400,35	400	399,15	47,99	2,198	0,0177	0,88	1000	3,96	3,11	0,707	1,089	0,62	4,31	617,75	0,005	0,260	0,049	1,03	49,35
	A32-A33	400,35	398,53	398	397,33	48	2,198	0,0140	0,92	1000	3,52	2,76	0,796	1,102	0,67	3,88	668,69	0,005	0,264	0,051	0,93	51,01
	A33-A34	398,53	397,53	397	396,33	28	2,198	0,0239	0,83	1000	4,60	3,62	0,608	1,058	0,57	4,87	565,77	0,004	0,255	0,048	1,17	47,50
	A34-A35	397,53	396,8	396	395,6	21,86	2,198	0,0183	0,87	1000	4,03	3,16	0,695	1,087	0,61	4,38	611,76	0,005	0,259	0,049	1,04	49,13

**Tableau : calcul hydraulique du collecteur principal pour le sous bassin 6**

N° S.bassin	Regard	CT (amont)"m"	CT (aval)"m"	CP (amont)"m"	CP (aval)"m"	Longueur"m"	Q totale (m <sup>3</sup> /s)	pentee "m/m"	Dcal "m"	Dnorm "mm"	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rv	Rh	Véc (m/s)	Hrempl (mm)	Rq min	Rv min	Rh min	Vmin (m/s)	Hmin (m)
6	A35-A36	396,8	395,36	393,4	393	30	5,719	0,0133	1,32	1500	4,50	7,96	0,719	1,092	0,62	4,92	936,30	0,002	0,240	0,041	1,08	61,84
	A36-A37	395,36	394,17	392,4	392	29,99	5,719	0,0133	1,32	1500	4,50	7,96	0,719	1,091	0,62	4,92	936,20	0,002	0,240	0,041	1,08	61,84
	A37-A38	394,17	392,89	390,3	390	22	5,719	0,0136	1,32	1500	4,55	8,05	0,711	1,090	0,62	4,96	929,89	0,002	0,239	0,041	1,09	61,75
	A38-A39	392,89	391,41	389,4	389	42	5,719	0,0095	1,41	1500	3,81	6,73	0,850	1,109	0,71	4,22	1059,88	0,002	0,242	0,042	0,92	63,29
	A39-A40	391,41	390,54	389	388,5	35,99	5,719	0,0139	1,31	1500	4,60	8,12	0,704	1,089	0,62	5,00	924,67	0,002	0,239	0,041	1,10	61,68
	A40-A41	390,54	389,67	387,4	387	30,01	5,719	0,0133	1,32	1500	4,50	7,96	0,719	1,092	0,62	4,91	936,39	0,002	0,240	0,041	1,08	61,84
	A41-A42	389,67	388,42	386	385,5	42	5,719	0,0119	1,35	1500	4,26	7,52	0,761	1,098	0,65	4,67	971,05	0,002	0,240	0,042	1,02	62,30
	A42-A43	388,42	387,34	385,5	385	36	5,719	0,0139	1,31	1500	4,60	8,12	0,704	1,089	0,62	5,00	924,75	0,002	0,239	0,041	1,10	61,68
	A43-A44	387,34	385,95	383,3	383	30	5,719	0,0100	1,40	1500	3,90	6,89	0,830	1,106	0,69	4,31	1037,25	0,002	0,242	0,042	0,94	63,06
	A44-A45	385,95	384,6	382,2	382	21	5,719	0,0095	1,41	1500	3,81	6,73	0,850	1,109	0,71	4,22	1059,88	0,002	0,242	0,042	0,92	63,29
	A45-A46	384,6	382,36	380,9	380,5	36	5,719	0,0111	1,37	1500	4,11	7,26	0,787	1,101	0,66	4,53	994,94	0,002	0,241	0,042	0,99	62,60
	A46-A47	382,36	380,52	378,4	378	36	5,719	0,0111	1,37	1500	4,11	7,26	0,787	1,101	0,66	4,53	994,94	0,002	0,241	0,042	0,99	62,60
	A47-A48	380,52	378,56	376,3	376	36	5,719	0,0083	1,45	1500	3,56	6,29	0,909	1,116	0,76	3,97	1134,48	0,002	0,243	0,043	0,87	63,93
	A48-A49	378,56	376,99	374,3	374	30	5,719	0,0100	1,40	1500	3,90	6,89	0,830	1,106	0,69	4,31	1037,25	0,002	0,242	0,042	0,94	63,06
	A49-A50	376,99	375,66	373,3	373	30	5,719	0,0100	1,40	1300	3,55	4,71	1,215	0,650	0,99	2,30	1289,18	0,001	0,232	0,038	0,82	49,87
	A50-A51	375,66	374,38	372,4	372	30	5,719	0,0133	1,32	1500	4,50	7,96	0,719	1,092	0,62	4,92	4,97	3,53	5,42	2,21	26,65	10,95
	A51-A52	374,38	372,28	370,4	370	48	5,719	0,0083	1,45	1500	3,56	6,29	0,909	1,116	0,76	3,97	4,76	3,61	5,31	2,73	21,10	13,00
	A52-A53	372,28	369,68	367,4	367	48	5,719	0,0083	1,45	1500	3,56	6,29	0,909	1,116	0,76	3,97	4,76	3,61	5,31	2,73	21,10	13,00
A53-A54	369,68	369,06	367	366,8	18	5,719	0,0111	1,37	1500	4,11	7,26	0,787	1,101	0,66	4,53	4,82	3,56	5,31	2,36	24,03	11,39	
A54-A55	369,06	368,27	366,4	366	29,99	5,719	0,0133	1,32	1500	4,50	7,96	0,719	1,091	0,62	4,92	4,97	3,53	5,42	2,20	26,66	10,95	
A55-A56	368,27	366,87	364,5	364	36	5,719	0,0139	1,31	1500	4,60	8,12	0,704	1,089	0,62	5,00	5,01	3,52	5,45	2,17	27,28	10,88	

Tableau : calcul hydraulique du collecteur principal pour le sous bassin 7

N° S. bassin	Regard	CT (amont)"m"	CT (aval)"m"	CP (amont)"m"	CP (aval)"m"	Longueur"m"	Q totale (m <sup>3</sup> /s)	pende "m/m"	Dcal "m"	Dnorm "mm"	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rv	Rh	Véc (m/s)	Hremp l (mm)	Rq min	Rv min	Rh min	Vmin (m/s)	Hmin (mm)
7	A56(12-11)	379,63	378,11	376,15	376	24	2,843	0,0062	1,17	1200	2,66	0,62	7,49	1,86	0,35	4,93	1,18	0,197	0,22	0,12	0,03	0,01
	A56(11-10)	378,11	376,27	374,3	374	30	2,843	0,0100	1,08	1200	3,36	3,80	0,748	1,096	0,62	3,68	740,37	0,001	0,2339	0,0389	0,79	46,734
	A56(10-9)	376,27	374,76	373,5	373	30	2,843	0,0167	0,98	1000	3,84	3,02	0,94	1,12	0,56	4,30	557,65	0,001	0,24	0,04	0,91	39,73
	A56(9-8)	374,76	372,92	371,3	371	47	2,843	0,0064	1,17	1200	2,69	3,04	0,94	1,12	0,56	3,01	671,03	0,001	0,24	0,04	0,63	47,65
	A56(8-7)	372,97	372	371	370,5	42	2,843	0,0119	1,04	1200	3,67	4,15	0,69	1,08	0,64	3,98	767,75	0,001	0,23	0,04	0,86	46,43
	A56(7-6)	372	371,23	370,8	370	42	2,843	0,0190	0,95	1000	4,11	3,23	0,88	1,11	0,57	4,57	573,95	0,001	0,24	0,04	0,97	39,49
	A56(6-5)	371,23	370,7	369,6	369	30	2,843	0,0200	0,94	1000	4,21	3,31	0,86	1,11	0,58	4,67	580,07	0,001	0,23	0,04	0,99	39,40
	A56(5-4)	370,7	370,27	369	368,7	30	2,843	0,0100	1,08	1200	3,36	3,80	0,75	1,10	0,62	3,68	740,37	0,001	0,23	0,04	0,79	46,73
	A56(4-3)	370,27	369,69	367,9	367,5	27	2,843	0,0148	1,00	1000	3,62	2,85	1,00	1,12	0,54	4,06	542,06	0,001	0,24	0,04	0,86	39,96
	A56(3-2)	369,69	368,97	367,3	366,5	42	2,843	0,0190	0,95	1000	4,11	3,23	0,88	1,11	0,57	4,57	573,95	0,001	0,24	0,04	0,97	39,49
	A56(2-1)	368,97	368,33	366,5	366	42	2,843	0,0119	1,04	1200	3,67	4,15	0,69	1,08	0,64	3,98	767,75	0,001	0,23	0,04	0,86	46,43
A56(1-56)	368,33	366,87	364,5	364	44	2,843	0,0114	1,05	1200	3,58	4,05	0,70	1,09	0,63	3,90	760,60	0,001	0,23	0,04	0,84	46,51	

Tableau : calcul hydraulique du collecteur principal pour le sous bassin 8

N° S. bassin	Regard	CT (amont)"m"	CT (aval)"m"	CP (amont)"m"	CP (aval)"m"	Longueur"m"	Q totale (m <sup>3</sup> /s)	pente "m/m"	Dcal "m"	Dnorm "mm"	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rv	Rh	Véc (m/s)	Hrepl (mm)	Rq min	Rv min	Rh min	Vmin (m/s)	Hmin (mm)
8	A60(7-6)	369,58	369,32	368,38	368	42	0,917	0,009	0,72	800	2,44	1,23	0,75	1,10	0,35	2,67	280,35	0,01	0,31	0,07	0,75	55,11
	A60(6-5)	369,32	368,93	368,12	367,73	48	0,917	0,008	0,73	800	2,31	1,16	0,79	1,10	0,34	2,55	273,79	0,01	0,31	0,07	0,72	56,49
	A60(5-4)	368,93	368,43	367,73	367	42	0,917	0,017	0,63	800	3,38	1,70	0,54	1,02	0,39	3,46	315,21	0,01	0,29	0,06	0,97	48,06
	A60(4-3)	368,43	365,72	364,5	364	41,13	0,917	0,012	0,68	800	2,83	1,42	0,64	1,07	0,37	3,03	297,47	0,01	0,30	0,06	0,84	51,66
	A60(3-2)	365,72	365,08	364	363,88	12	0,917	0,010	0,70	800	2,565	1,29	0,71	1,09	0,36	2,80	286,36	0,01	0,30	0,07	0,78	53,89
	A60(2-1)	365,08	364,28	363,88	363,08	26	0,917	0,031	0,57	600	3,714	1,05	0,87	1,11	0,33	4,13	196,35	0,01	0,32	0,07	1,19	44,45
	A60(1-0)	364,28	364,02	363,08	362,82	18	0,917	0,014	0,66	800	3,083	1,55	0,59	1,05	0,38	3,24	306,40	0,01	0,29	0,06	0,90	49,85
	A60(0-1)	364,02	363,59	361,7	361,5	30	10,888	0,007	1,92	2000	3,858	12,12	0,90	1,11	1,11	4,30	2227,83	0,00	0,23	0,04	0,91	78,82

**Tableau : calcul hydraulique du collecteur principal pour le sous bassin 9**

N° S.bassin	Regard	CT (amont)"m"	CT (aval)"m"	CP (amont)"m"	CP (aval)"m"	Longueur"m"	Q totale (m <sup>3</sup> /s)	pente "m/m"	Dcal "m"	Dnorm "mm"	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rv	Rh	Véc (m/s)	Hrempl (mm)	Rq min	Rv min	Rh min	Vmin (m/s)	Hmin (mm)
9	A57(2-3)	367,08	367,1	364,3	364	30	9,97	0,0100	1,72	1800	4,40	11,21	0,890	1,114	0,74	4,90	1329,88	0,001	0,236	0,040	1,04	71,45
	A57(3-4)	367,1	367,02	364	363,9	30	9,97	0,0033	2,12	2200	2,91	11,05	0,902	1,115	0,75	3,24	1650,43	0,001	0,236	0,040	0,69	87,44
	A57(4-5)	367,02	366,95	363,7	363,5	30	9,97	0,0067	1,86	2000	3,86	12,12	0,823	1,105	0,69	4,26	1373,05	0,001	0,235	0,039	0,91	78,82
	A57(5-6)	366,95	366,87	363,5	363,4	30	9,97	0,0033	2,12	2200	2,91	11,05	0,902	1,115	0,75	3,24	1650,43	0,001	0,236	0,040	0,69	87,44
	A57(6-7)	366,87	366,62	363,4	363,2	24	9,97	0,0083	1,78	1800	4,02	10,23	0,975	1,122	0,82	4,51	1482,38	0,001	0,237	0,040	0,95	72,09
	A57-7-A57	366,62	366,52	363,19	363	18,16	9,97	0,0105	1,71	1800	4,50	11,46	0,870	1,111	0,72	5,00	1299,56	0,001	0,235	0,040	1,06	71,29
	A56-A57	366,87	366,52	362,8	362,7	16	9,97	0,0063	1,88	2000	3,74	11,73	0,850	1,109	0,71	4,14	1412,27	0,001	0,235	0,040	0,88	79,05

**Tableau : calcul hydraulique du collecteur principal pour le sous bassin 10**

N°	S.ba	CT	CT	CP	CP	Lon	Q	pen	Dcal	Dnor	Vps	Qps	Rq	Rv	Rh	Véc	Hrem	Rq	Rv	Rh	Vmi	Hmi
	Regard	(amont	(aval)"	(amont	(aval)"	ur"	(m^3	"m/m	"m"	"mm	(m/s	(m^				(m/s	pl	min	min	min	(m/s	(mm
		)"m"	m"	)"m"	m"	m"	/s)	"	"m"	"	)	3/s)				)	(mm)				)	)
	A61-A62	363,59	362,47	360,74	360,5	24	11,27	0,010	1,80	1800	4,40	11,21	1,005	1,121	0,86	4,94	1544,82	0,001	0,236	0,040	1,04	71,45
	A62-A63	362,47	359,75	357,3	357	48	11,27	0,006	1,97	2000	3,74	11,73	0,960	1,122	0,81	4,19	1615,41	0,001	0,235	0,040	0,88	79,05
10	A63-A64	359,75	358,39	356,9	356,5	48	11,27	0,008	1,87	2000	4,31	13,55	0,831	1,106	0,69	4,77	1385,32	0,001	0,234	0,039	1,01	78,08
	A64-A65	358,39	356,88	354,8	354,5	36	11,27	0,008	1,87	2000	4,31	13,55	0,831	1,106	0,69	4,77	1385,32	0,001	0,234	0,039	1,01	78,08
	A65-A66	356,88	354,98	352,3	352	38	11,27	0,008	1,88	2000	4,20	13,19	0,854	1,109	0,71	4,66	1419,21	0,001	0,234	0,039	0,98	78,25

**Tableau : calcul hydraulique du collecteur principal pour le sous bassin 11**

N° S.bassin	Regard	CT (amont)"m"	CT (aval)"m"	CP (amont)"m"	CP (aval)"m"	Longueur"m"	Q totale (m <sup>3</sup> /s)	pente "m/m"	Dcal "m"	Dnorm "mm"	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rv	Rh	Véc (m/s)	Hre mpl (mm)	Rq min	Rv min	Rh min	Vmin (m/s)	Hmin (m)
	A66-A67	354,98	352,93	350,9	350,5	48	2,02	0,0083	0,98	1000	2,72	2,13	0,945	1,120	0,79	3,04	791,84	0,007	0,274	0,055	0,75	55,31
	A67-A68	352,93	351,82	349,4	349	48	2,02	0,0083	0,98	1000	2,72	2,13	0,945	1,120	0,79	3,04	791,84	0,007	0,274	0,055	0,75	55,31
11	A68-A69	351,82	350,27	348,4	348	42	2,02	0,0095	0,95	1000	2,90	2,28	0,884	1,113	0,73	3,23	733,90	0,007	0,271	0,054	0,79	54,09
	A68-A70	350,27	348,69	346,37	346	42	2,02	0,0088	0,97	1000	2,79	2,19	0,919	1,117	0,77	3,12	765,93	0,007	0,273	0,055	0,76	54,79
	A70-A71	348,69	347,42	345,39	345	48	2,02	0,0081	0,98	1000	2,68	2,11	0,957	1,121	0,80	3,01	804,50	0,007	0,275	0,056	0,74	55,55
	A71-A72	347,42	346,18	343,89	343,5	48	2,02	0,0081	0,98	1000	2,68	2,11	0,957	1,121	0,80	3,01	804,50	0,007	0,275	0,056	0,74	55,55
	A72-A73	346,18	344,97	342,39	342	48	2,02	0,0081	0,98	1000	2,68	2,11	0,957	1,121	0,80	3,01	804,50	0,007	0,275	0,056	0,74	55,55
	A73-A74	344,97	343,92	341,39	341	48	2,02	0,0081	0,98	1000	2,68	2,11	0,957	1,121	0,80	3,01	804,50	0,007	0,275	0,056	0,74	55,55
	A74-A75	343,92	342,81	339,25	339	30	2,02	0,0083	0,98	1000	2,72	2,13	0,945	1,120	0,79	3,04	791,84	0,007	0,274	0,055	0,75	55,31

**Tableau : calcul hydraulique du collecteur principal pour le sous bassin 12**

N° S.bassin	Regard	CT (amont)"m"	CT (aval)"m"	CP (amont)"m"	CP (aval)"m"	Longueur"m"	Q totale (m <sup>3</sup> /s)	pende "m/m"	Dca l "m"	Dnorm "mm"	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rv	Rh	Véc (m/s)	Hre mpl (mm)	Rq min	Rv min	Rh min	Vmin (m/s)	Hmin (m)
12	E112(8-7)	423,89	420,67	420	419,47	25,802	0,902	0,0205	0,61	800	3,68	1,85	0,488	0,991	0,50	3,64	396,25	0,008	0,281	0,058	1,03	46,56
	E112(7-6)	420,67	417,55	418	416,35	48	0,902	0,0344	0,55	600	3,93	1,11	0,813	1,104	0,68	4,34	407,92	0,014	0,316	0,072	1,24	43,29
	E112(6-5)	417,55	414,83	415	414	30	0,902	0,0333	0,56	600	3,87	1,09	0,826	1,106	0,69	4,27	413,10	0,014	0,317	0,073	1,23	43,60
	E112(5-4)	414,83	415,43	414	413,48	36	0,902	0,0144	0,65	800	3,08	1,55	0,582	1,047	0,55	3,23	441,34	0,010	0,292	0,062	0,90	49,85
	E112(4-3)	415,43	415,62	413,48	413,37	24	0,902	0,0046	0,81	1000	2,02	1,58	0,570	1,040	0,54	2,10	544,77	0,010	0,290	0,062	0,58	61,78
	E112(3-2)	415,62	415,68	413	412	36	0,902	0,0278	0,58	600	3,53	1,00	0,904	1,115	0,75	3,94	451,21	0,015	0,325	0,076	1,15	45,57
	E112(2-1)	415,68	411,89	411,5	411	30	0,902	0,0167	0,64	800	3,31	1,66	0,542	1,025	0,53	3,39	422,73	0,009	0,287	0,061	0,95	48,45
	E112(1-e112)	411,89	406,38	408	405,9	48	0,902	0,0438	0,53	600	4,43	1,25	0,721	1,092	0,63	4,84	375,15	0,012	0,306	0,068	1,36	40,95

**Tableau : calcul hydraulique du collecteur principal pour le sous bassin 13**

N° S.bassin	Regard	CT (amont)"m"	CT (aval)"m"	CP (amont)"m"	CP (aval)"m"	Longueur"m"	Q totale (m <sup>3</sup> /s)	pende "m/m"	Dca l "m"	Dnorm "mm"	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rv	Rh	Véc (m/s)	Hrempl (mm)	Rq min	Rv min	Rh min	Vmin (m/s)	Hmin (m)
	E11-1-E112	408,89	406,38	406	405,18	42	2,13	0,0195	0,85	1000	4,16	3,27	0,653	1,075	0,59	4,47	589,84	0,005	0,258	0,049	1,07	48,72
	E112-E113	406,38	405,76	405,18	404,56	48	3,03	0,0129	1,05	1200	3,82	4,32	0,702	1,088	0,62	4,16	738,64	0,003	0,250	0,046	0,96	54,77
	E113-E114	405,76	405,18	404,56	403,98	48	3,03	0,0121	1,06	1200	3,69	4,18	0,726	1,093	0,63	4,04	753,84	0,004	0,251	0,046	0,93	55,16
	E114-E115	405,18	403,74	403	402,54	48	3,03	0,0096	1,11	1200	3,29	3,72	0,815	1,105	0,68	3,63	817,75	0,004	0,254	0,047	0,84	56,62
13	E115-E116	403,74	402,8	402	401,6	40	3,03	0,0100	1,10	1200	3,36	3,80	0,798	1,103	0,67	3,71	804,20	0,004	0,254	0,047	0,85	56,34
	E116-E117	402,8	400,11	399	398,91	36	3,03	0,0025	1,43	1500	1,95	3,45	0,880	1,112	0,73	2,17	1096,26	0,004	0,256	0,048	0,50	72,10
	E117-E118	400,11	396,66	396,5	395,46	48	3,03	0,0217	0,95	1000	4,38	3,44	0,882	1,112	0,73	4,87	731,97	0,004	0,256	0,048	1,12	48,08
	E118-E119	396,66	394,95	394	393,75	48	3,03	0,0052	1,25	1500	2,81	4,97	0,610	1,059	0,57	2,98	850,41	0,003	0,247	0,044	0,70	66,57
	E119-E1110	394,95	392,71	392	391,51	48	3,03	0,0102	1,10	1200	3,40	3,84	0,790	1,102	0,66	3,74	798,00	0,004	0,253	0,047	0,86	56,20
	E(1110-1111)	392,71	390,57	390	389,37	48	3,03	0,0131	1,05	1200	3,85	4,35	0,697	1,087	0,61	4,19	735,11	0,003	0,250	0,046	0,96	54,68
	E(1111-1112)	390,57	389,96	389,37	388,76	48	3,03	0,0127	1,05	1200	3,79	4,29	0,708	1,089	0,62	4,13	742,26	0,004	0,251	0,046	0,95	54,86
	E(1112-1113)	389,96	389,32	388,76	388,12	42	3,03	0,0152	1,02	1200	4,15	4,69	0,647	1,073	0,59	4,45	703,74	0,003	0,249	0,045	1,03	53,86
	E(1113-1114)	389,32	388,14	387,5	386,94	42	3,03	0,0133	1,04	1200	3,88	4,39	0,691	1,086	0,61	4,21	731,68	0,003	0,250	0,045	0,97	54,59
	E(1114-1115)	388,14	386,52	386	385,32	42	3,03	0,0162	1,01	1200	4,28	4,84	0,627	1,066	0,58	4,56	691,49	0,003	0,248	0,045	1,06	53,54
	E(1115-1116)	386,52	386,13	385,32	384,93	48	3,03	0,0081	1,15	1200	3,03	3,43	0,885	1,113	0,74	3,37	882,20	0,004	0,257	0,048	0,78	57,76
	E(1116-1117)	386,13	385,96	384,93	384,76	30	3,03	0,0057	1,23	1500	2,94	5,19	0,585	1,048	0,55	3,08	829,57	0,003	0,246	0,044	0,72	66,05
		E1117-E11	385,96	385,6	384,76	384,4	24	3,03	0,0150	1,02	1200	4,12	4,66	0,652	1,075	0,59	4,42	706,95	0,003	0,249	0,045	1,02

Tableau : calcul hydraulique du collecteur principal pour le sous bassin 14

N° S.bassin	Regard	CT (amont) "m"	CT (aval) "m"	CP (amont) "m"	CP (aval) "m"	Longueur "m"	Q totale (m <sup>3</sup> /s)	pende "m/m"	Dcal "m"	Dnorm "m"	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rv	Rh	Véc (m/s)	Hre mpl (mm)	Rq min	Rv min	Rh min	Vmin (m/s)	Hmin (mm)
	E1-E2	400,88	400,41	399	398,48	24	1,25	0,0217	0,68	800	3,78	1,90	0,659	1,077	0,59	4,07	474,39	0,008	0,280	0,058	1,06	46,11
	E2-E3	400,41	396,48	396,5	395	30	1,25	0,0500	0,58	600	4,73	1,34	0,934	1,119	0,78	5,30	468,57	0,011	0,301	0,066	1,43	39,76
	E3-E4	396,48	394,11	394	393	30	1,25	0,0333	0,63	800	4,68	2,35	0,531	1,018	0,52	4,77	417,57	0,006	0,270	0,054	1,26	42,84
14	E4-E5	394,11	391,93	391	390,5	32,99	1,25	0,0152	0,73	800	3,16	1,59	0,788	1,101	0,66	3,48	531,03	0,009	0,290	0,062	0,92	49,37
	E5-E6	391,93	391	390	389,8	32,99	1,25	0,0061	0,87	800	2,00	1,00	1,246	0,413	0,95	0,82	761,34	0,015	0,324	0,076	0,65	60,58
	E6-E7	391	389,76	387,5	387	18	1,25	0,0278	0,65	800	4,27	2,15	0,582	1,046	0,55	4,47	441,22	0,007	0,274	0,055	1,17	44,14
	E7-E8	389,76	388,36	388,56	387,36	24	1,25	0,0500	0,58	600	4,73	1,34	0,934	1,119	0,78	5,30	468,57	0,011	0,301	0,066	1,43	39,76
	E8-E9	387,18	386,34	385,96	385,14	24	1,25	0,0342	0,63	800	4,74	2,38	0,525	1,014	0,52	4,81	414,41	0,006	0,269	0,053	1,28	42,67
	E9-E10	387,18	386,34	385,96	385,14	29,95	1,25	0,0274	0,65	800	4,24	2,13	0,586	1,048	0,55	4,45	443,12	0,007	0,274	0,055	1,16	44,25
	E10-E11	386,34	385,6	385,14	384,4	20	1,25	0,0370	0,62	800	4,93	2,48	0,504	1,002	0,51	4,94	404,31	0,006	0,268	0,053	1,32	42,14

**Tableau : calcul hydraulique du collecteur principal pour le sous bassin 15**

N° S.bassin	Regard	CT (amont)"m"	CT (aval)"m"	CP (amont)"m"	CP (aval)"m"	Longueur"m"	Q totale (m <sup>3</sup> /s)	pende "m/m"	Dcal "m"	Dnorm "mm"	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rv	Rh	Véc (m/s)	Hrempl (mm)	Rq min	Rv min	Rh min	Vmin (m/s)	Hmin (mm)
	E11-E12	385,6	384,5	381,5	381,4	20	6,29	0,0050	1,65	1800	3,11	7,92	0,793	1,102	0,67	3,43	1200,70	0,002	0,240	0,041	0,75	74,25
	E12-E13	384,5	381,19	379,5	379	30	6,29	0,0167	1,32	1500	5,04	8,90	0,707	1,089	0,62	5,48	926,64	0,002	0,238	0,041	1,20	61,00
	E13-E14	381,19	381,49	379,99	379,89	12	6,29	0,0083	1,50	1500	3,56	6,29	0,999	1,122	0,85	3,99	1276,90	0,002	0,243	0,043	0,87	63,93
	E14-E15	381,49	379,89	378,2	378	18	6,29	0,0111	1,42	1500	4,11	7,26	0,865	1,110	0,72	4,56	1077,51	0,002	0,241	0,042	0,99	62,60
15	E15-E16	379,94	378,71	377,3	377	30	6,29	0,0100	1,45	1500	3,90	6,89	0,912	1,116	0,76	4,35	1138,83	0,002	0,242	0,042	0,94	63,06
	E16-E17	378,71	377,74	375,4	375	30	6,29	0,0133	1,37	1500	4,50	7,96	0,790	1,102	0,66	4,96	997,44	0,002	0,240	0,041	1,08	61,84
	E17-E18	377,74	376,16	373,8	373,5	30	6,29	0,0100	1,45	1500	3,90	6,89	0,912	1,116	0,76	4,35	1138,83	0,002	0,242	0,042	0,94	63,06
	E18-E19	376,16	375,5	374,6	374,3	30	6,29	0,0100	1,45	1500	3,90	6,89	0,912	1,116	0,76	4,35	1138,83	0,002	0,242	0,042	0,94	63,06
	E19-E20	375,5	372,98	371,5	371,08	30	6,29	0,0140	1,36	1500	4,61	8,15	0,771	1,099	0,65	5,07	980,10	0,002	0,239	0,041	1,10	61,65
	E20-E21	372,98	371,83	370,5	370	30	6,29	0,0167	1,32	1500	5,04	8,90	0,707	1,089	0,62	5,48	926,64	0,002	0,238	0,041	1,20	61,00
	E21-E22	371,83	370,7	369,8	369,5	30	6,29	0,0100	1,45	1500	3,90	6,89	0,912	1,116	0,76	4,35	1138,83	0,002	0,242	0,042	0,94	63,06
	E22-E23	370,7	369,19	367,4	367	30	6,29	0,0133	1,37	1500	4,50	7,96	0,790	1,102	0,66	4,96	997,44	0,002	0,240	0,041	1,08	61,84
	E23-E24	369,19	367,83	366,4	366	30	6,29	0,0133	1,37	1500	4,50	7,96	0,790	1,102	0,66	4,96	997,44	0,002	0,240	0,041	1,08	61,84
	E24-E25	367,83	366,48	365,3	365	28	6,29	0,0107	1,43	1500	4,04	7,13	0,881	1,112	0,73	4,49	1097,23	0,002	0,241	0,042	0,97	62,75

# Annexes

**Tableau : calcul hydraulique du collecteur principal pour le sous bassin 16**

N° S.bassin	Regard	CT (amont)"m"	CT (aval)"m"	CP (amont)"m"	CP (aval)"m"	Longueur"m"	Q totale (m <sup>3</sup> /s)	pente "m/m"	Dca l "m"	Dnom "mm"	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rv	Rh	Véc (m/s)	Hre mpl (mm)	Rq min	Rv min	Rh min	Vmin (m/s)	Hmin (m)
16	B1-B2	400,01	399,15	396,6	396	22,03	1,79	0,0272	0,75	800	4,23	2,13	0,842	1,108	0,70	4,69	560,11	0,007	0,274	0,055	1,16	44,29
	B2-B3	399,15	398	396	395,5	30	1,79	0,0167	0,82	1000	3,84	3,02	0,593	1,052	0,56	4,04	557,88	0,005	0,261	0,050	1,00	49,75
	B3-B4	398	395,93	394,7	394,5	30,34	1,79	0,0066	0,98	1000	2,42	1,90	0,944	1,120	0,79	2,71	790,40	0,008	0,280	0,058	0,68	57,64
	B4-B5	395,93	393,7	392,5	392	36	1,79	0,0139	0,85	1000	3,51	2,75	0,650	1,074	0,59	3,77	588,30	0,005	0,264	0,051	0,93	51,04
	B5-B6	393,7	390,58	389,5	389	48	1,79	0,0104	0,90	1000	3,04	2,39	0,751	1,097	0,64	3,33	641,75	0,006	0,269	0,053	0,82	53,32
	B6-B7	390,58	386,08	385,7	384,5	47,99	1,79	0,0250	0,76	800	4,06	2,04	0,878	1,112	0,73	4,51	583,35	0,007	0,276	0,056	1,12	44,95
	B7-B8	386,08	381,09	380	379	48	1,79	0,0208	0,79	800	3,70	1,86	0,962	1,122	0,81	4,15	648,19	0,008	0,281	0,058	1,04	46,44
	B8-B9	381,09	379,86	379	378	48	1,79	0,0208	0,79	800	3,70	1,86	0,962	1,122	0,81	4,15	648,19	0,008	0,281	0,058	1,04	46,44
	B9-B10	379,86	376,97	376	375	41,98	1,79	0,0238	0,77	800	3,96	1,99	0,900	1,115	0,75	4,41	598,45	0,008	0,278	0,057	1,10	45,33
	B10-B11	376,97	373,39	373	372	36	1,79	0,0278	0,75	800	4,27	2,15	0,833	1,107	0,69	4,73	555,29	0,007	0,274	0,055	1,17	44,14
	B11-B12	373,39	370,54	370	369	48	1,79	0,0208	0,79	800	3,70	1,86	0,962	1,122	0,81	4,15	648,19	0,008	0,281	0,058	1,04	46,44
B12-B13	370,54	368,78	368	367	42	1,79	0,0238	0,77	800	3,96	1,99	0,900	1,115	0,75	4,41	598,61	0,008	0,278	0,057	1,10	45,34	
B13-B14	368,78	367,58	367	365,88	42	1,79	0,0267	0,75	800	4,19	2,11	0,851	1,109	0,71	4,64	565,49	0,007	0,275	0,056	1,15	44,45	
B14-B15	367,08	365,84	365	364	48	1,79	0,0208	0,79	800	3,70	1,86	0,962	1,122	0,81	4,15	648,19	0,008	0,281	0,058	1,04	46,44	
B15-B16	365,84	364,6	364	363	42	1,79	0,0238	0,77	800	3,96	1,99	0,900	1,115	0,75	4,41	598,61	0,008	0,278	0,057	1,10	45,34	

**Tableau : calcul hydraulique du collecteur principal pour le sous bassin 17**

N° S.bassin	Regard	CT (amont) "m"	CT (aval) "m"	CP (amont) "m"	CP (aval) "m"	Longueur "m"	Q totale (m <sup>3</sup> /s)	pende "m/m"	Dcal "	Dnorm "mm"	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rv	Rh	Vé (m/s)	Hrempl (mm)	Rq min	Rv min	Rh min	Vmin (m/s)	Hmin (m)
	E25-E26	366,48	365,81	363,65	363,5	12	7,78	0,0125	1,50	1500	4,36	7,71	1,009	1,121	0,86	4,89	1294,25	0,002	0,240	0,041	1,05	62,10
	E26-E27	365,81	364,78	361,95	361,5	36	7,78	0,0125	1,50	1500	4,36	7,71	1,009	1,121	0,86	4,89	1294,25	0,002	0,240	0,041	1,05	62,10
	E27-E27'	364,78	363,78	361,5	361	48	7,78	0,0104	1,56	1800	4,50	11,44	0,680	1,083	0,60	4,87	1086,86	0,001	0,236	0,040	1,06	71,31
	E27-E28	363,78	363,55	361	360,7	42	7,78	0,0071	1,67	1800	3,72	9,47	0,821	1,105	0,69	4,11	1233,61	0,002	0,237	0,040	0,88	72,69
17	E28-E29	362,55	361,24	359,45	359	36	7,78	0,0125	1,50	1500	4,36	7,71	1,009	1,121	0,86	4,89	1294,25	0,002	0,240	0,041	1,05	62,10
	E29-E30	361,24	360,16	358,39	358	30	7,78	0,0130	1,49	1500	4,45	7,86	0,990	1,122	0,84	4,99	1260,56	0,002	0,240	0,041	1,07	61,94
	E30-E31	360,16	357,76	355,9	355,5	48	7,78	0,0083	1,62	1800	4,02	10,23	0,760	1,098	0,65	4,41	1164,82	0,001	0,237	0,040	0,95	72,09
	E31-E32	357,76	355,76	353,5	353	48	7,78	0,0104	1,56	1800	4,50	11,44	0,680	1,083	0,60	4,87	1086,86	0,001	0,236	0,040	1,06	71,31
	E32-E33	355,76	353,05	351,9	351,5	48	7,78	0,0083	1,62	1800	4,02	10,23	0,760	1,098	0,65	4,41	1164,82	0,001	0,237	0,040	0,95	72,09
	E33-E34	353,05	351,38	350,6	350	48	7,78	0,0125	1,50	1500	4,36	7,71	1,009	1,121	0,86	4,89	1294,25	0,002	0,240	0,041	1,05	62,10
	E34-E35	351,38	349,61	347,8	347,5	48	7,78	0,0063	1,71	1800	3,48	8,86	0,878	1,112	0,73	3,87	1311,38	0,002	0,238	0,041	0,83	73,24
	E35-E36	349,61	348,12	346,45	346	36	7,78	0,0125	1,50	1500	4,36	7,71	1,009	1,121	0,86	4,89	1294,25	0,002	0,240	0,041	1,05	62,10
	E36-E37	348,12	346,31	344,95	344,5	36	7,78	0,0125	1,50	1500	4,36	7,71	1,009	1,121	0,86	4,89	1294,25	0,002	0,240	0,041	1,05	62,10
	E37-B32	346,31	345,85	343,39	343	30	7,78	0,0130	1,49	1500	4,45	7,86	0,990	1,122	0,84	4,99	1260,56	0,002	0,240	0,041	1,07	61,94

Tableau : calcul hydraulique du collecteur principal pour le sous bassin 18

N° S.bassin	Regard	CT (amont)"m"	CT (aval)"m"	CP (amont)"m"	CP (aval)"m"	Longueur"m"	Qt (m <sup>3</sup> /s)	pen te "m/m"	Dc "m"	Dnor "mm"	Vp s (m/s)	Qp s (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rv	Rh	Vé c (m/s)	Hre (mm)	Rq min	Rv min	Rh min	Vm in (m/s)	Hmi n (m)
	B16-B17	364,6	363,29	361,5	361	30	4,73	0,0167	1,18	1200	4,34	4,91	0,964	1,12	0,81	4,87	974,75	0,003	0,248	0,044	1,07	53,39
	B167-B18	363,29	361,17	359,82	359	48,01	4,73	0,0171	1,18	1200	4,39	4,97	0,953	1,12	0,80	4,92	959,68	0,003	0,247	0,044	1,09	53,27
	B18-B19	361,17	358,39	357	356,5	36,01	4,73	0,0139	1,22	1500	4,60	8,12	0,583	1,05	0,55	4,81	827,81	0,002	0,239	0,041	1,10	61,68
	B19-B20	358,39	356,71	354,3	354	18	4,73	0,0167	1,18	1200	4,34	4,91	0,964	1,12	0,81	4,87	974,75	0,003	0,248	0,044	1,07	53,39
	B20-B21	356,71	355,43	353,5	353	42	4,73	0,0119	1,26	1500	4,26	7,52	0,629	1,07	0,58	4,54	865,98	0,002	0,240	0,042	1,02	62,30
	B21-B22	355,43	353,58	351,6	351	48	4,73	0,0125	1,25	1500	4,36	7,71	0,614	1,06	0,57	4,63	853,79	0,002	0,240	0,041	1,05	62,10
	B22-B23	353,58	352,1	350,6	350	48	4,73	0,0125	1,25	1500	4,36	7,71	0,614	1,06	0,57	4,63	853,79	0,002	0,240	0,041	1,05	62,10
18	B23-B24	352,1	350,94	348,5	348	36	4,73	0,0139	1,22	1500	4,60	8,12	0,583	1,05	0,55	4,81	827,74	0,002	0,239	0,041	1,10	61,68
	B24-B25	350,94	350,1	348	347,5	35,99	4,73	0,0139	1,22	1500	4,60	8,12	0,583	1,05	0,55	4,81	827,68	0,002	0,239	0,041	1,10	61,68
	B25-B26	350,1	349,26	347,5	347	36	4,73	0,0139	1,22	1500	4,60	8,12	0,583	1,05	0,55	4,81	827,74	0,002	0,239	0,041	1,10	61,68
	B26-B27	349,26	348,51	347	346,5	30	4,73	0,0167	1,18	1200	4,34	4,91	0,964	1,12	0,81	4,87	974,75	0,003	0,248	0,044	1,07	53,39
	B27-B28	348,51	346,87	344,5	344	30,01	4,73	0,0167	1,18	1200	4,34	4,91	0,965	1,12	0,81	4,87	974,96	0,003	0,248	0,044	1,07	53,39
	B28-B29	347,87	347,23	344	343,7	30,01	4,73	0,0100	1,30	1500	3,90	6,89	0,687	1,09	0,61	4,23	911,09	0,002	0,242	0,042	0,94	63,07
	B29-B30	347,23	346,83	343,4	343	23,99	4,73	0,0167	1,18	1200	4,34	4,91	0,964	1,12	0,81	4,87	974,49	0,003	0,248	0,044	1,07	53,39
	B30-B31	346,83	346,25	343	342,5	30	4,73	0,0167	1,18	1200	4,34	4,91	0,964	1,12	0,81	4,87	974,75	0,003	0,248	0,044	1,07	53,39
	B31-B32	346,25	345,85	342,5	342	30	4,73	0,0167	1,18	1200	4,34	4,91	0,964	1,12	0,81	4,87	974,75	0,003	0,248	0,044	1,07	53,39

# Annexes

**Tableau:** calcul hydraulique du collecteur principal pour le sous bassin 19

N° S.bassin	Regard	CT (amont)"m"	CT (aval)"m"	CP (amont)"m"	CP (aval)"m"	Longueur"m"	Q totale (m <sup>3</sup> /s)	pent e "m/m"	Dcal "m"	Dnorm "mm"	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rv	Rh	Véc (m/s)	Hrempl (mm)	Rq min	Rv min	Rh min	Vmin (m/s)	Hmin (m)
19	B32-B33	345,85	345,34	342	341,8	40	18,40	0,0050	2,47	2500	3,88	19,03	0,967	1,122	0,82	4,35	2038,03	0,001	0,232	0,038	0,90	95,35
	B33-B34	345,34	344,46	341,2	341	40	18,40	0,0050	2,47	2500	3,88	19,03	0,967	1,122	0,82	4,35	2038,03	0,001	0,232	0,038	0,90	95,35
	B34-B35	344,46	343,75	340,2	340	40	18,40	0,0050	2,47	2500	3,88	19,03	0,967	1,122	0,82	4,35	2038,03	0,001	0,232	0,038	0,90	95,35
	B35-B36	343,75	343,27	339,8	339,5	40	18,40	0,0075	2,29	2500	4,75	23,31	0,790	1,102	0,66	5,23	1661,85	0,001	0,231	0,038	1,10	94,32
	B36-B37	343,27	342,99	339,4	339,2	36	18,40	0,0056	2,42	2500	4,09	20,06	0,917	1,117	0,76	4,57	1910,59	0,001	0,232	0,038	0,95	95,06
	B37-B38	342,99	343,38	339,2	339	39,99	18,40	0,0050	2,47	2500	3,88	19,03	0,967	1,122	0,82	4,35	2037,70	0,001	0,232	0,038	0,90	95,35
	B38-B39	343,38	343,66	339	338,7	48	18,40	0,0063	2,37	2500	4,33	21,28	0,865	1,110	0,72	4,81	1795,08	0,001	0,231	0,038	1,00	94,76
	B39-B40	343,66	344,03	338,7	338,4	48	18,40	0,0063	2,37	2500	4,33	21,28	0,865	1,110	0,72	4,81	1795,08	0,001	0,231	0,038	1,00	94,76
	B40-B41	344,03	344,08	338,4	338,1	47,99	18,40	0,0063	2,37	2500	4,33	21,28	0,865	1,110	0,72	4,81	1794,90	0,001	0,231	0,038	1,00	94,76
	B41-B42	344,08	343,84	338,1	337,8	48,01	18,40	0,0062	2,37	2500	4,33	21,27	0,865	1,110	0,72	4,81	1795,26	0,001	0,231	0,038	1,00	94,76
	B42-B43	343,84	343,35	337,8	337,6	30	18,40	0,0067	2,34	2500	4,48	21,97	0,837	1,107	0,70	4,96	1742,49	0,001	0,231	0,038	1,03	94,60
	B43-B44	343,35	343,24	337,6	337,4	36	18,40	0,0056	2,42	2500	4,09	20,06	0,917	1,117	0,76	4,57	1910,59	0,001	0,232	0,038	0,95	95,06
	B44-B45	343,24	343,33	337,4	337,25	30	18,40	0,0050	2,47	2500	3,88	19,03	0,967	1,122	0,82	4,35	2038,03	0,001	0,232	0,038	0,90	95,35
	B45-B46	343,33	343,37	337,25	337,05	36	18,40	0,0056	2,42	2500	4,09	20,06	0,917	1,117	0,76	4,57	1910,59	0,001	0,232	0,038	0,95	95,06
	B46-B47	343,37	342,77	340	339,7	42	18,40	0,0060	2,39	2500	4,23	20,76	0,886	1,113	0,74	4,71	1839,65	0,001	0,231	0,038	0,98	94,88

## Annexes

**Tableau : calcul hydraulique du collecteur principal pour le sous bassin 20**

N° S.bassin	Regard	CT (amont) "m"	CT (aval)"m"	CP (amont) "m"	CP (aval)"m"	Longueur" m"	Q totale (m <sup>3</sup> /s)	pente "m/m"	Dcal "m"	Dnor m "mm"	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rv	Rh	Véc (m/s)	Hrem pl (mm)	Rq min	Rv min	Rh min	Vmin (m/s)	Hmin (mm)
	B47-B48	342,77	342,51	339,2	339	36	21,47	0,0056	2,56	2800	4,41	27,14	0,791	1,102	0,67	4,86	1864,30	0,001	0,230	0,037	1,01	104,92
	B48-B49	342,51	342,21	338,73	338,5	36	21,47	0,0064	2,50	2500	4,38	21,51	0,998	1,122	0,85	4,92	2125,50	0,001	0,231	0,038	1,01	94,70
	B49-B50	342,21	341,98	338,23	338	36	21,47	0,0064	2,50	2500	4,38	21,51	0,998	1,122	0,85	4,92	2125,50	0,001	0,231	0,038	1,01	94,70
	B50-B51	341,98	341,86	337,66	337,5	24	21,47	0,0067	2,48	2500	4,48	21,97	0,977	1,122	0,83	5,02	2066,14	0,001	0,231	0,038	1,03	94,60
	B51-B52	341,86	341,63	336,929	336,7	36	21,47	0,0064	2,50	2500	4,37	21,46	1,000	1,122	0,85	4,91	2131,74	0,001	0,231	0,038	1,01	94,71
	B52-B53	341,63	341,11	335,98	335,7	44	21,47	0,0064	2,50	2500	4,37	21,47	1,000	1,122	0,85	4,91	2131,17	0,001	0,231	0,038	1,01	94,71
	B53-B54	341,11	340,76	334,956	334,8	24	21,47	0,0065	2,49	2500	4,42	21,70	0,990	1,122	0,84	4,96	2101,09	0,001	0,231	0,038	1,02	94,66
	B54-B55	340,76	340,37	333,958	333,8	24	21,47	0,0066	2,48	2500	4,45	21,84	0,983	1,123	0,83	4,99	2083,36	0,001	0,231	0,038	1,03	94,63
	B55-B56	340,37	339,63	332,19	332	30	21,47	0,0063	2,50	2500	4,36	21,42	1,003	1,122	0,86	4,89	2138,04	0,001	0,231	0,038	1,01	94,73
	B56-B57	339,63	339,24	332	331,9	24	21,47	0,0042	2,71	2800	3,82	23,50	0,914	1,117	0,76	4,26	2130,03	0,001	0,231	0,038	0,88	105,60
	B57-B58	339,24	338,27	331	330,9	36	21,47	0,0028	2,92	3000	3,26	23,06	0,931	1,119	0,78	3,65	2332,65	0,001	0,231	0,038	0,75	113,25
20	B58-B59	338,27	337,36	330,9	330,7	48	21,47	0,0042	2,71	2800	3,82	23,50	0,914	1,117	0,76	4,26	2130,03	0,001	0,231	0,038	0,88	105,60
	B59-B60	337,36	336,11	330,7	330,5	48	21,47	0,0042	2,71	2800	3,82	23,50	0,914	1,117	0,76	4,26	2130,03	0,001	0,231	0,038	0,88	105,60
	B60-B61	335,49	336,11	330,4	330,2	36	21,47	0,0056	2,56	2800	4,41	27,14	0,791	1,102	0,67	4,86	1864,30	0,001	0,230	0,037	1,01	104,92
	B61-B62	335,49	335,06	330,1	330	24	21,47	0,0042	2,71	2800	3,82	23,50	0,914	1,117	0,76	4,26	2130,03	0,001	0,231	0,038	0,88	105,60
	B62-A84	335,06	334,38	329,9	329,8	21,95	21,47	0,0046	2,66	2800	3,99	24,57	0,874	1,111	0,73	4,44	2030,81	0,001	0,231	0,038	0,92	105,38
	A75-A76	342,81	342,14	340,2	340	30	2,02	0,0067	1,02	1200	2,74	3,10	0,650	1,074	0,59	2,95	705,74	0,005	0,260	0,049	0,71	59,25
	A76-A77	342,14	341,59	339,2	339	28	2,02	0,0071	1,01	1200	2,84	3,21	0,628	1,066	0,58	3,03	691,78	0,005	0,259	0,049	0,73	58,72
	A77-A78	341,59	340,76	338,2	338	36	2,02	0,0056	1,06	1200	2,51	2,83	0,712	1,090	0,62	2,73	744,65	0,005	0,263	0,051	0,66	60,76
	A78-A79	340,76	339,86	337,2	337	48	2,02	0,0042	1,11	1200	2,17	2,45	0,822	1,105	0,69	2,40	823,14	0,006	0,268	0,053	0,58	63,42
	A79-A80	339,86	338,79	335,7	335,5	48	2,02	0,0042	1,11	1200	2,17	2,45	0,822	1,105	0,69	2,40	823,14	0,006	0,268	0,053	0,58	63,42
	A80-A81	338,79	337,66	334,7	334,5	48,1	2,02	0,0042	1,11	1200	2,17	2,45	0,823	1,105	0,69	2,40	823,85	0,006	0,268	0,053	0,58	63,44
	A81-A82	337,66	336,21	333,8	333,6	48	2,02	0,0042	1,11	1200	2,17	2,45	0,822	1,105	0,69	2,40	823,14	0,006	0,268	0,053	0,58	63,42
	A82-A83	336,21	335,18	333,6	333,4	30	2,02	0,0067	1,02	1200	2,74	3,10	0,650	1,074	0,59	2,95	705,74	0,005	0,260	0,049	0,71	59,25
A83-A84	335,18	335,38	333,4	333,2	30	2,02	0,0067	1,02	1200	2,74	3,10	0,650	1,074	0,59	2,95	705,74	0,005	0,260	0,049	0,71	59,25	

## Annexes

**Tableau : calcul hydraulique du collecteur principal pour le sous bassin 21**

N° S.B	Regard	CT (amont)"m"	CT (aval)"m"	CP (amont)"m"	CP (aval)"m"	L"m"	Qt (m <sup>3</sup> /s)	pente "m/m"	Dcal "m"	Dnor m "mm"	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rv	Rh	Véc (m/s)	Hrem pl (mm)	Rq min	Rv min	Rh min	Vm in (m/s)	Hmi n (m)
	A84-A85	334,38	332,97	333,18	331,77	48	11,8	0,0294	1,50	1500	6,68	11,81	0,999	1,122	0,85	7,50	1276,47	0,001	0,235	0,039	1,57	59,25
	A85-A86	332,97	331,8	331,77	330,6	48	11,8	0,0244	1,55	1800	6,88	17,50	0,674	1,082	0,60	7,44	1081,71	0,001	0,232	0,038	1,60	69,00
	A86-A87	331,8	330,4	330,6	329,2	48	11,8	0,0292	1,50	1500	6,66	11,77	1,003	1,122	0,86	7,47	1282,61	0,001	0,235	0,040	1,57	59,27
	A87-A88	330,4	328,46	329,2	327,26	48	11,8	0,0404	1,41	1500	7,84	13,86	0,852	1,109	0,71	8,69	1061,37	0,001	0,234	0,039	1,83	58,46
	A88-A89	328,46	326,99	327,26	325,79	48	11,8	0,0306	1,49	1500	6,83	12,06	0,978	1,123	0,83	7,66	1241,52	0,001	0,235	0,039	1,60	59,14
	A89-A90	326,99	325,33	325,79	324,13	48	11,8	0,0346	1,45	1500	7,25	12,82	0,921	1,118	0,77	8,11	1151,05	0,001	0,235	0,039	1,70	58,83
	A90-A91	325,33	323,67	324,13	322,47	36	11,8	0,0461	1,38	1500	8,38	14,80	0,797	1,103	0,67	9,23	1004,42	0,001	0,233	0,039	1,95	58,16
	A91-A92	323,67	322,1	322,47	320,9	36	11,8	0,0436	1,39	1500	8,14	14,39	0,820	1,105	0,68	9,00	1026,78	0,001	0,234	0,039	1,90	58,29
	A92-A93	322,1	318,1	320,47	316,9	48	11,8	0,0744	1,26	1500	10,64	18,80	0,628	1,066	0,58	11,34	864,76	0,001	0,232	0,038	2,47	57,25
	A93-A94	318,1	316,54	316,9	315,34	48	11,8	0,0325	1,47	1500	7,03	12,42	0,950	1,121	0,80	7,88	1195,01	0,001	0,235	0,039	1,65	58,98
	A94-A95	316,54	314,94	315,34	313,74	48	11,8	0,0333	1,46	1500	7,12	12,58	0,938	1,120	0,78	7,97	1176,51	0,001	0,235	0,039	1,67	58,92
	A95-A96	314,94	313,59	313,74	312,39	42	11,8	0,0321	1,47	1500	6,99	12,36	0,955	1,121	0,80	7,84	1203,34	0,001	0,235	0,039	1,64	59,01
	A96-A97	313,59	312,33	312,39	311,13	42	11,8	0,0300	1,49	1500	6,76	11,94	0,988	1,122	0,84	7,58	1258,60	0,001	0,235	0,039	1,59	59,19
	A97-A98	312,33	311,49	311,13	310,29	32,74	11,8	0,0257	1,54	1800	7,05	17,95	0,657	1,077	0,59	7,60	1065,72	0,001	0,232	0,038	1,64	68,89
	A98-A99	311,49	311,91	308,95	308,6	38,52	11,8	0,0091	1,87	2000	4,50	14,15	0,834	1,107	0,69	4,98	1388,96	0,001	0,234	0,039	1,05	77,82
21	A99-A100	311,91	312,29	308,3	308	36,51	11,8	0,0082	1,90	2000	4,28	13,45	0,877	1,112	0,73	4,76	1455,89	0,001	0,234	0,039	1,00	78,12
	A100-A101	312,29	312,62	307,9	307,61	36	11,8	0,0083	1,90	2000	4,31	13,55	0,871	1,111	0,72	4,79	1445,69	0,001	0,234	0,039	1,01	78,08
	A101-A102	312,62	312,24	306,66	306,5	35,98	11,8	0,0042	2,16	2200	3,25	12,36	0,955	1,121	0,80	3,64	1764,78	0,001	0,235	0,039	0,76	86,55
	A102-A103	312,24	311,85	306,5	306,4	30,12	11,8	0,0033	2,26	2500	3,16	15,50	0,761	1,098	0,65	3,47	1619,18	0,001	0,233	0,039	0,74	96,61
	A103-A104	311,85	311,18	306,4	306,2	47,86	11,8	0,0042	2,16	2200	3,25	12,37	0,954	1,121	0,80	3,65	1762,14	0,001	0,235	0,039	0,76	86,54
	A104-A105	311,18	310,05	306,2	306	30,01	11,8	0,0067	1,98	2000	3,86	12,12	0,974	1,122	0,82	4,33	1645,32	0,001	0,235	0,039	0,91	78,82
	A105-A106	310,05	309,7	304,9	304,5	48	11,8	0,0083	1,90	2000	4,31	13,55	0,871	1,111	0,72	4,79	1445,54	0,001	0,234	0,039	1,01	78,08

## Annexes

**Suite tableau : calcul hydraulique du collecteur principal pour le sous bassin 21**

A106-A107	309,7	308,5	304,4	304,01	30,01	11,8	0,0133	1,74	1800	5,08	12,94	0,912	1,116	0,76	5,68	1366,33	0,001	0,234	0,039	1,19	70,54
A107-A108	308,5	308,19	304,01	303,91	35,77	11,8	0,0028	2,33	2500	2,90	14,23	0,829	1,106	0,69	3,21	1727,73	0,001	0,234	0,039	0,68	97,23
A108-A109	308,19	307,63	303,71	303,51	30,22	11,8	0,0066	1,98	2000	3,84	12,08	0,977	1,122	0,83	4,31	1652,86	0,001	0,235	0,039	0,90	78,84
A109-A110	307,63	306,43	303,51	303,22	42	11,8	0,0071	1,95	2000	3,99	12,54	0,941	1,120	0,79	4,47	1574,56	0,001	0,235	0,039	0,94	78,58
A110-A111	306,7	306,62	303,22	303,01	35,99	11,8	0,0056	2,05	2200	3,75	14,26	0,827	1,106	0,69	4,15	1517,21	0,001	0,234	0,039	0,88	85,54
A111-A112	306,62	306,55	303,01	302,81	36	11,8	0,0056	2,05	2200	3,75	14,26	0,827	1,106	0,69	4,15	1517,21	0,001	0,234	0,039	0,88	85,54
A112-A113	306,5	305,91	302,81	302,51	36	11,8	0,0083	1,90	2000	4,31	13,55	0,871	1,111	0,72	4,79	1445,69	0,001	0,234	0,039	1,01	78,08
A113-A114	305,91	305,88	302,51	302,31	30	11,8	0,0067	1,98	2000	3,86	12,12	0,974	1,122	0,82	4,33	1644,96	0,001	0,235	0,039	0,91	78,82
A114-A115	305,88	305,65	302,01	301,96	24,01	11,8	0,0022	2,43	2500	2,58	12,67	0,932	1,119	0,78	2,89	1945,24	0,001	0,235	0,039	0,61	98,14
A115-A116	305,65	305,22	300,76	300,46	45,13	11,8	0,0066	1,98	2000	3,84	12,07	0,977	1,122	0,83	4,31	1653,34	0,001	0,235	0,039	0,90	78,84
A116-A117	305,22	304,36	299,96	299,8	47,35	11,8	0,0034	2,24	2500	3,20	15,73	0,750	1,097	0,64	3,51	1603,95	0,001	0,233	0,039	0,75	96,52
A117-A118	304,36	303,61	299,8	299,56	29,3	11,8	0,0083	1,90	2000	4,31	13,55	0,871	1,111	0,72	4,79	1445,89	0,001	0,234	0,039	1,01	78,08
A118-A119	303,61	303,87	299,56	299,33	36	11,8	0,0063	2,00	2000	3,74	11,73	1,006	1,121	0,86	4,19	1717,24	0,001	0,235	0,040	0,88	79,05
A119-A120	303,87	304,38	299,33	299,03	48	11,8	0,0063	2,00	2000	3,75	11,79	1,001	1,122	0,85	4,21	1705,89	0,001	0,235	0,040	0,88	79,01
A120-A121	304,38	304,38	299,03	298,73	47,54	11,8	0,0063	1,90	2000	4,31	13,55	0,871	1,111	0,72	4,79	1445,69	0,001	0,234	0,039	1,01	78,08
A121-DO3	304,38	304,41	298,73	298,53	24	11,8	0,0050	2,08	2200	3,58	13,60	0,868	1,111	0,72	3,97	1584,70	0,001	0,234	0,039	0,84	85,86
DO3-123	304,35	304,41	299,9	299,7	24	1,26	0,0083	0,82	1000	2,72	2,13	0,590	1,050	0,56	2,85	555,68	0,007	0,274	0,055	0,75	55,31
A123-A124	304,41	304,67	299,7	299,4	42	1,26	0,0071	0,84	1000	2,52	1,98	0,637	1,070	0,58	2,69	581,26	0,008	0,278	0,057	0,70	56,81
A124-A125	304,62	304,71	299,25	299	32,56	1,26	0,0077	0,83	1000	2,61	2,05	0,614	1,061	0,57	2,77	569,19	0,007	0,276	0,056	0,72	56,09
D03-A126	304,35	302,4	299,9	299,7	66,88	10,54	0,0030	2,20	2500	3,00	14,72	0,716	1,091	0,62	3,27	1557,19	0,001	0,233	0,039	0,70	96,98

## Annexes

---



# ***ANNEXES III***

**Tableau : calcul du coefficient de retardement pour le 1<sup>er</sup> déversoir**

Tronçon	Distance (m)	V(m/s)	Tc(mn)	Cumulé (mn)
A61-A62	24	4,94	0,08	0,08
A62-A63	48	4,19	0,19	0,27
A63-A64	48	4,77	0,17	0,44
A64-A65	36	4,77	0,13	0,57
A65-A66	38	4,66	0,14	0,70
A57(2-3)	30	4,90	0,10	0,80
A57(3-4)	30	3,24	0,15	0,96
A57(4-5)	30	4,26	0,12	1,07
A57(5-6)	30	3,24	0,15	1,23
A57(6-7)	24	4,51	0,09	1,32
A57-7-A57	18,16	5,00	0,06	1,38
A56-A57	16	4,14	0,06	1,44
A35-A36	30	4,92	0,10	1,54
A36-A37	29,99	4,92	0,10	1,65
A37-A38	22	4,96	0,07	1,72
A38-A39	42	4,22	0,17	1,89
A39-A40	35,99	5,00	0,12	2,01
A40-A41	30,01	4,91	0,10	2,11

**Suite tableau : calcul du coefficient de retardement pour le 1<sup>er</sup> déversoir**

A41-A42	42	4,67	0,15	2,26
A42-A43	36	5,00	0,12	2,38
A43-A44	30	4,31	0,12	2,49
A44-A45	21	4,22	0,08	2,58
A45-A46	36	4,53	0,13	2,71
A46-A47	36	4,53	0,13	2,84
A47-A48	36	3,97	0,15	2,99
A48-A49	30	4,31	0,12	3,11
A49-A50	30	2,30	0,22	3,32
A50-A51	30	4,92	0,10	3,43
A51-A52	48	3,97	0,20	3,63
A52-A53	48	3,97	0,20	3,83
A53-A54	18	4,53	0,07	3,90
A54-A55	29,99	4,92	0,10	4,00
A55-A56	36	5,00	0,12	4,12
A27-A28	24	2,43	0,16	4,28
A28-A29	48	4,78	0,17	4,45
A29-A30	40	1,00	0,67	5,12

**Suite tableau** : calcul du coefficient de retardement pour le 1<sup>er</sup> déversoir

A30-A31	47,74	4,23	0,19	5,31
A31-A32	47,99	4,31	0,19	5,49
A32-A33	48	3,88	0,21	5,70
A33-A34	28	4,87	0,10	5,79
A34-A35	21,86	4,38	0,08	5,88

**Suite du tableau** : calcul du coefficient de retardement pour le 1<sup>er</sup> déversoir

A17A-A18	30	5,13	0,10	5,97
A18-A18A	24	4,83	0,08	6,06
A18A-A19	24	5,55	0,07	6,13
A19-A20	30	4,87	0,10	6,23
A20-A21	36	5,63	0,11	6,34
A21-A22	24	5,16	0,08	6,42
A22-A23	42	5,00	0,14	6,56
A23-A24	30	2,82	0,18	6,73
A24-A25	24	1,84	0,22	6,95
A25-A26	18	4,48	0,07	7,02
A26-A27	22	5,33	0,07	7,09
A27-A28	24	2,80	0,14	7,23
A1-A2	18,01	1,75	0,17	7,40
A2-A3	12	1,81	0,11	7,51
A3-A4	22,2	1,87	0,20	7,71
A4-A5	24	1,95	0,20	7,91
A5-A6	29,17	3,35	0,15	8,06
A6-A7	30	3,36	0,15	8,21

**Suite tableau** : calcul du coefficient de retardement pour le 1<sup>er</sup> déversoir

A7-A8	24	1,89	0,21	8,42
A8-A9	13,43	3,16	0,07	8,49
A9-A10	13,67	4,12	0,06	8,55
A10-A11	10,14	4,39	0,04	8,58
A11-A12	10,025	2,95	0,06	8,64
A12-A13	41,9	4,51	0,15	8,80
A13-A14	24	7,92	0,05	8,85
A14-A15	36	2,69	0,22	9,07
A15-A16	23,99	4,22	0,09	9,16
A16-A17	25,01	2,59	0,16	9,32

**Suite du tableau** : calcul du coefficient de retardement pour le 2<sup>ème</sup> déversoir :

Tronçon	Distance (m)	V(m/s)	Tc(mn)	Cumulé (mn)
B47-B48	36	4,86	0,12	0,12
B48-B49	36	4,92	0,12	0,25
B49-B50	36	4,92	0,12	0,37
B50-B51	24	5,02	0,08	0,45
B51-B52	36	4,91	0,12	0,57
B52-B53	44	4,91	0,15	0,72
B53-B54	24	4,96	0,08	0,80
B54-B55	24	4,99	0,08	0,88
B55-B56	30	4,89	0,10	0,98
B56-B57	24	4,26	0,09	1,08
B57-B58	36	3,65	0,16	1,24
B58-B59	48	4,26	0,19	1,43
B59-B60	48	4,26	0,19	1,62
B60-B61	36	4,86	0,12	1,74
B61-B62	24	4,26	0,09	1,83
B62-A84	21,95	4,44	0,08	1,92

**Suite du tableau :** calcul du coefficient de retardement pour le 2<sup>ème</sup> déversoir :

B32-B33	40	4,35	0,15	2,07
B33-B34	40	4,35	0,15	2,22
B34-B35	40	4,35	0,15	2,38
B35-B36	40	5,23	0,13	2,50
B36-B37	36	4,57	0,13	2,63
B37-B38	39,99	4,35	0,15	2,79
B38-B39	48	4,81	0,17	2,95
B39-B40	48	4,81	0,17	3,12
B40-B41	47,99	4,81	0,17	3,29
B41-B42	48,01	4,81	0,17	3,45
B42-B43	30	4,96	0,10	3,55
B43-B44	36	4,57	0,13	3,68
B44-B45	30	4,35	0,11	3,80
B45-B46	36	4,57	0,13	3,93
B46-B47	42	4,71	0,15	4,08
E25-E26	12	4,89	0,04	4,12
E26-E27	36	4,89	0,12	4,24
E27-E27'	48	4,87	0,16	4,41

**Suite du tableau** : calcul du coefficient de retardement pour le 2<sup>ème</sup> déversoir :

E27-E28	42	4,11	0,17	4,58
E28-E29	36	4,89	0,12	4,70
E29-E30	30	4,99	0,10	4,80
E30-E31	48	4,41	0,18	4,98
E31-E32	48	4,87	0,16	5,15
E32-E33	48	4,41	0,18	5,33

## Annexes

**Suite du tableau** : calcul du coefficient de retardement pour le 2<sup>ème</sup> déversoir :

E33-E34	48	4,89	0,16	5,49
E34-E35	48	3,87	0,21	5,70
E35-E36	36	4,89	0,12	5,82
E36-E37	36	4,89	0,12	5,94
E37-B32	30	4,99	0,10	6,04
E11-E12	20	3,43	0,10	6,14
E12-E13	30	5,48	0,09	6,23
E13-E14	12	3,99	0,05	6,28
E14-E15	18	4,56	0,07	6,35
E15-E16	30	4,35	0,11	6,46
E16-E17	30	4,96	0,10	6,56
E17-E18	30	4,35	0,11	6,68
E18-E19	30	4,35	0,11	6,79
E19-E20	30	5,07	0,10	6,89
E20-E21	30	5,48	0,09	6,98
E21-E22	30	4,35	0,11	7,10
E22-E23	30	4,96	0,10	7,20
E23-E24	30	4,96	0,10	7,30
E24-E25	28	4,49	0,10	7,40

**Suite du tableau VII.4:** calcul du coefficient de retardement pour le 2<sup>ème</sup> déversoir :

E11-1-E112	42	4,47	0,16	7,56
E112-E113	48	4,16	0,19	7,75
E113-E114	48	4,04	0,20	7,95
E114-E115	48	3,63	0,22	8,17
E115-E116	40	3,71	0,18	8,35
E116-E117	36	2,17	0,28	8,63
E117-E118	48	4,87	0,16	8,79
E118-E119	48	2,98	0,27	9,06
E119-E1110	48	3,74	0,21	9,27
E1110-E1111	48	4,19	0,19	9,46
E1111-E1112	48	4,13	0,19	9,66
E1112-E1113	42	4,45	0,16	9,82
E1113-E1114	42	4,21	0,17	9,98
E1114-E1115	42	4,56	0,15	10,13
E1115-E1116	48	3,37	0,24	10,37
E1116-E1117	30	3,08	0,16	10,53
E1117-E11	24	4,42	0,09	10,62

## Annexes

**Tableau** : calcul du coefficient de retardement pour le 3<sup>ème</sup> déversoir

Tronçon	Distance (m)	V(m/s)	Tc(mn)	Cumulé (mn)
A84-A85	48	4,31	0,19	0,19
A85-A86	48	3,64	0,22	0,41
A86-A87	48	4,19	0,19	0,60
A87-A88	48	3,64	0,22	0,82
A88-A89	48	4,79	0,17	0,98
A89-A90	48	4,79	0,17	1,15
A90-A91	36	4,79	0,13	1,27
A91-A92	36	4,15	0,14	1,42
A92-A93	48	4,19	0,19	1,61
A93-A94	48	4,19	0,19	1,80
A94-A95	48	4,19	0,19	1,99
A95-A96	42	4,47	0,16	2,15
A96-A97	42	4,47	0,16	2,31
A97-A98	32,74	5,00	0,11	2,41
A98-A99	38,52	4,96	0,13	2,54
A99-A100	36,51	4,79	0,13	2,67
A100-A101	36	4,79	0,13	2,80
A101-A102	35,98	4,79	0,13	2,92
A102-A103	30,12	4,79	0,10	3,03
A103-A104	47,86	3,48	0,23	3,26
A104-A105	30,01	3,64	0,14	3,39
A105-A106	48	4,33	0,18	3,58
A106-A107	30,01	4,79	0,10	3,68
A107-A108	35,77	5,68	0,11	3,79

## Annexes

---

**Suite tableau** : calcul du coefficient de retardement pour le 3<sup>eme</sup> déversoir

A108-A109	30,22	3,20	0,16	3,94
A109-A110	42	4,33	0,16	4,11
A110-A111	35,99	4,47	0,13	4,24
A111-A112	36	4,15	0,14	4,38
A112-A113	36	4,15	0,14	4,53
A113-A114	30	4,79	0,10	4,63
A114-A115	24,01	4,33	0,09	4,73
A115-A116	45,13	4,79	0,16	4,88
A116-A117	47,35	2,89	0,27	5,16
A117-A118	29,3	4,22	0,12	5,27
A118-A119	36	3,51	0,17	5,44
A119-A120	48	4,79	0,17	5,61
A120-A121	47,54	4,19	0,19	5,80
A121-DO3	24	4,21	0,10	5,89