

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 :**

**Diagnostic et réhabilitation du système d'assainissement du  
Chef-lieu de la commune de Ouacif (w. Tizi Ouzou)**

**Présenté Par :**

**M<sup>lle</sup> ACHOUR Melissa**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>me</sup> MEDDI Hind	MCA	Présidente
M <sup>r</sup> HACHEMI Abdelkader	MCB	Examineur
M <sup>me</sup> HOULI Samia	MAA	Examinatrice
M <sup>me</sup> SALHI Chahrazed	MAA	Examinatrice
M <sup>r</sup> BOUKHELIFA Mustapha	MAA	Promoteur

**Session septembre 2018**

# Remerciement

Ce mémoire est l'aboutissement d'un parcours accompli en cinq années que je n'aurais pas pu réaliser seule.

Je tiens à remercier chaleureusement toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à l'accomplissement de ce cheminement.

Je remercie Monsieur BOUKHELIFA Mustapha, mon promoteur, pour sa disponibilité et ses nombreux encouragements. Son regard de formateur et ses connaissances furent très précieux.

Je remercie également les membres du jury, qui m'ont fait l'honneur de bien vouloir étudier avec attention mon travail

Je suis reconnaissante à tous les enseignants et aux directeurs rencontrés. Ils m'ont ouvert les portes de leur univers avec chaleur, enthousiasme et humilité. Grâce à eux, les échanges formels tant qu'informels furent d'une grande richesse humaine et professionnelle.

Je remercie le groupe FRIMM. Notre devise « Seul on va plus vite, ensemble on va plus loin avec de grands fou rires » a pris tout son sens durant ce parcours.

Je lance d'ailleurs aussi un merci rempli d'affection pour tous les gens que j'ai croisés sur mon chemin durant ces cinq années.

Je remercie mes parents pour leurs soutiens sans cesse mais sur tous leurs encouragements.

Merci à mon mari qui a géré toutes mes absences d'une main de maître ajustant l'horaire familial à celui de l'école. Il m'a toujours soutenue et supportée dans mes moments de doute et d'angoisse.

Merci à mes frères, sœurs et amis

Je remercie les quelques proches qui, grâce à un petit sms, un mail ou une parole m'ont apporté soutien et force.

# Dédicaces

A l'homme de ma vie, mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir, à toi PAPA.

A la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur ; MAMA que j'aime et j'adore.

A tous mes frères et mes sœurs (Tesse, Ferhat, Tahar, Daya et Ouarda), mes nièces Inès, Anya, Léna, Méline et ma future, et mes neveux Aksil et Samy, je dédie ce travail dont le grand plaisir leur revient en premier lieu pour leurs conseils, aides, et encouragements.

A MA GRAND MERE qui m'a accompagné par ses prières, sa douceur, puisse Dieu lui prêter longue vie et bcp de santé et de bonheur.

A LA MEMOIRE DE MES GRAND-PERES ET MA GRANDE MERE, j'aurais tant aimé que vous soyez présents. Que Dieu ait vos âmes dans sa sainte miséricorde

A mon tendre et aimant époux

A mes beaux-parents et à mes beaux-frères ainsi qu'à Lila, Lydia et Talia

A toutes personnes que j'aime et qui m'aiment.

A la FRIMM que j'aime énormément.

A Imène, Nesrine et sayssi 🌞

## ملخص

في مشروعنا تم استخراج النقصان الموجودة التي تطرحها بلدية واسيف بولاية تيزي وزو من ناحية التطهير وهذا أدى إلى إجراء عملية التشخيص عن طريق إعادة التهيئة وتوسيع شبكة التطهير

بعد زيارة الموقع، تبين لنا أن بلدية واسيف بولاية تيزي وزو تعاني من مشاكل فيما يتعلق بشبكة صرف المياه الحالية حيث أن هذه الأخيرة لم تتم وفقا للمعايير المطلوبة، كذلك من تدهور الشبكة الحالية بسبب قدمها

لتحقيق الأهداف المحددة مسبقا، اقترحنا خطة شبكة مناسبة لأفق 2043، مع الأخذ بعين الاعتبار تعرض المنطقة للفيضانات، لهذا الأمر قمنا في مشروعنا بتهيئة واد واسيف على شكل مستطيل لحماية المدينة من الفيضانات القادمة.

## Résumé

Dans notre projet nous avons relevé les anomalies que pose l'agglomération de Ouacif wilaya de Tizi-Ouzou en matière d'assainissement et puis nous avons mis en place des travaux de réhabilitation et d'extension du réseau existant.

Après avoir visité le site, la ville de Ouacif génère actuellement une situation alarmante dans le domaine d'assainissement notamment en matière de système d'évacuation des eaux usées vue que ce dernier n'a pas été entretenu selon les normes requises, ainsi que la dégradation du réseau existant à cause de son vieillissement.

Afin d'atteindre les objectifs tracés au préalable, Nous avons proposé un plan de réseau approprié pour Horizon 2043 en tenant compte de l'exposition de la région aux inondations, pour cela nous avons aménagé l'oued de Ouacif en canal rectangulaire pour protéger la ville contre les crues venant des bassins versants

## Abstract

In our project, we identify the anomalies in the agglomeration of Ouacif city of Tizi-Ouzou in terms of sanitation, we have set up a plan for the rehabilitation and extension of the existing network.

After visiting the site, the agglomeration of Ouacif is currently generating an alarming situation in the field of sanitation, particularly with regard to the sewage system, as the latter is not maintained according to the required standards, as well as than the degradation of the existing network because of its aging.

In order to achieve the objectives laid down in advance, we have proposed an appropriate network plan for Horizon 2043 considering the region's exposure to the floods, for this we have laid in rectangular channel to protect the city against floods coming from watersheds

# Table des matières

Remerciement .....	I
Dédicace .....	II
Résumé .....	III
Table de matière.....	IV
Liste des figures .....	X
Liste des tableaux .....	XII
Liste des planches .....	XIV
Introduction générale .....	XV

## Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction:.....	2
I.1 situation géographique de la zone d'étude.....	2
I.2 Situation topographique .....	3
I.3 Situation géologique.....	3
I.4 Situation géotechnique .....	3
I.4.1 Problèmes des pentes .....	3
I.4.2 Problème géologique .....	3
I.5 Situation climatologique :.....	3
I.5.1 Climat.....	3
I.5.2 Pluviométrie .....	4
I.5.3 Température.....	4
I.5.4 Vent .....	4
I.6 Sismicité.....	4
I.7 Situation hydraulique .....	4
I.7.1. Ressources en eau.....	4
I.7.2. Assainissement des eaux usées.....	4
Conclusion .....	5

## Chapitre II : Etude hydrologique

Introduction.....	6
II.1 Caractéristiques du bassin versant.....	6
II.1.1. Définition du bassin versant.....	6
II.1.2. Caractéristiques morphométriques : .....	6
II.1.2.1. Superficie (S).....	8

II.1.2.2. Périmètre (P) .....	8
II.1.3. Caractéristiques de formes : .....	8
II.1.3.1. Indice de compacité de Gravelius $K_c$ .....	8
II.1.3.2. Coefficient d'allongement .....	8
II.1.3.3. Rectangle équivalent .....	8
II.1.4. Caractéristiques de relief .....	9
II.1.4.1 : Courbes hypsométriques.....	9
II.1.4.2. Altitudes caractéristiques.....	12
II.1.4.3. Indice de pente globale « $I_g$ » .....	14
II.1.4.4. Indice de pente de roche « $I_p$ ».....	15
II.1.4.5. Pente moyenne des bassins versants « $I_{moy}$ » .....	16
II.1.5 : Le réseau hydrographique.....	18
II.1.5.1. Densité de drainage.....	19
II.1.5.2. Pente moyenne du cours d'eau principal « $I_c$ » .....	20
II.1.5.3. Temps de concentration.....	20
II.1.5.4. Vitesse moyenne de l'écoulement (vitesse de ruissellement).....	20
II.2. Analyse des données pluviométriques et calcul des différents paramètres de la série .....	21
II.2.1. Les précipitations maximales journalières .....	21
II.2.2. Paramètres statistiques de la série des pluies maximales journalières.....	23
II.2.3. Ajustement des séries pluviométriques.....	24
II.2.3.1 ajustement à la loi de Gumbel .....	24
II.2.3.2 Ajustements à la loi de GALTON (log-normale).....	26
II.2.3.3 Ajustement à la loi GEV (extrême généralisée).....	27
II.2.3.4. Test de validité des ajustements .....	28
II.3. Pluies de courte durée .....	29
II.4. Calcul de l'intensité de pluie de courte durée .....	31
II.5. Evaluation des débits de crues.....	32
II.5.1. Formule de TURAZZA.....	32
II.5.2. Formule de SOKOLOVSKY .....	32
II.6. Hydrogrammes de crues .....	33
Conclusion .....	36

### **Chapitre III : Estimation des débits d'eaux usées et pluviales**

Introduction.....	34
III.1. Réseau d'assainissement.....	34
III.2 systèmes d'évacuation du réseau d'assainissement.....	34
III.2.1. Système unitaire.....	34
III.2.2. Système séparatif.....	34

III.2.3. Système pseudo séparatif .....	34
III.3. Schéma d'évacuation .....	34
III.3.1. Schéma perpendiculaire.....	34
III.3.2. Schéma par déplacement latéral .....	35
III.3.3. Schéma à collecteur transversal ou oblique .....	35
III.3.4. Schéma à collecteur étagé .....	35
III.3.5. Schéma type radial .....	35
III.4. Choix du système d'évacuation.....	35
III.5. Estimation de la population .....	35
III.6. Evaluation du coefficient de ruissellement de chaque surface élémentaire.....	36
III.6.1. Coefficient de ruissellement.....	36
III.6.2. Calcul de la densité partielle .....	38
III.6.3. Calcul du nombre d'habitant de chaque surface drainée .....	38
III.7. Evaluation des débits d'eaux usées.....	39
III.7.1. Généralité.....	39
III.7.2. Origine des eaux usées.....	39
III.7.3. Consommation en eau potable .....	40
III.7.4. Estimation de la quantité d'eaux usées à évacuer .....	40
III.7.5. Estimation des débits d'eaux usées domestiques.....	40
III.7.6. Estimation des débits des équipements pour chaque sous bassin.....	41
III.7.7. Estimation des débits de pointe pour chaque sous bassin .....	42
III.8. Evaluation des débits d'eaux pluviales.....	43
III.8.1. La méthode rationnelle .....	43
III.8.2.1. Hypothèses de la méthode rationnelle.....	44
III.8.2.2. Validité de la méthode rationnelle.....	44
III.8.2.3: Démarche de la méthode rationnelle .....	44
III.8.2. La méthode superficielle (méthode de Caquot) .....	45
III.8.2.1. Hypothèse et base de calcul du modèle .....	45
III.8.2.2. Validité de la méthode superficielle.....	46
III.9. Choix de la méthode.....	46
III.10. Calcul des débits pluviaux .....	46
Conclusion .....	47

## **Chapitre IV : Diagnostic hydraulique du réseau d'assainissement existant**

Introduction.....	49
IV.1. Généralités .....	49
IV.1.1. Les types du diagnostic .....	49

IV.1.1.1. Diagnostic fonctionnel .....	49
IV.1.1.2. Diagnostic structurel .....	49
IV.1.2. Méthodologie d'une étude de diagnostic.....	49
IV.2. Diagnostic structurel .....	50
IV.2.1. État du système d'évacuation existant de la ville de OUACIF.....	50
IV.2.2. Etat des regards .....	50
IV.2.3. Synthèse du diagnostic des regards.....	51
IV.2.4. Etat des avaloirs .....	52
IV.2.5. Etat des déversoirs d'orages .....	53
IV.2.6. Etat de la protection contre les inondations.....	53
IV.2.7. Interprétations .....	57
IV.3. Diagnostic fonctionnel .....	57
IV.3.1. Constatations .....	61
IV.3.2. Interprétations .....	61
IV.3.3. Recommandations .....	61
IV.3.3.1. A court terme .....	61
IV.3.3.2. A long terme.....	62
Conclusion .....	62

## **Chapitre V : Conception du nouveau système d'assainissement**

Introduction :.....	64
V.1. Conception du réseau d'assainissement.....	64
V.2. Dimensionnement du réseau d'assainissement .....	64
V.2.1. Conditions d'écoulement et de dimensionnement .....	64
V.2.2. Détermination des diamètres des collecteurs .....	65
V.2.2.1. La formule de Chézy.....	65
V.2.2.2. Formule de Manning-Strickler .....	65
V.2.3. Mode de calcul.....	65
V.3. Présentation de variante du schéma directeur projeté :.....	67
V.3.1. Dimensionnement du réseau d'assainissement à horizon 2043 : .....	67
V.3.2. Dimensionnement du cours d'eau (oued OUACIF) : .....	75
V.4. Dimensionnement du déversoir d'orage .....	78
V.4.1. Composition des organes d'un déversoir d'orage .....	78
V.4.2. Emplacement des déversoirs d'orage .....	78
V.4.3. Dimensionnement du déversoir d'orage de type latéral a seuil doubles .....	78
V.4.3.1. Les données de base sont les suivantes.....	78
V.4.3.2. Calcul du coefficient de retardement .....	79
V.4.3.3. Calcul de la hauteur d'eau critique .....	79

V.4.3.4. Calcul de la hauteur d'eau allant vers la station d'épuration .....	79
V.4.3.5. Hauteur de la lame déversée .....	79
V.4.3.6. Détermination de seuil déversant.....	79
V.5. Le système de relevage des eaux usées vers la station d'épuration projetée.....	80
V.5.1. Choix de nombre et de type de pompes.....	80
V.5.2. Dimensionnement de la bache d'aspiration .....	81
V.5.2.2. Choix de la pompe.....	81
Conclusion .....	81

## Chapitre VI : Estimation quantitative et financière du nouveau système d'assainissement

Introduction : .....	83
VI.1. Les étapes de réalisation de projet : .....	83
VI.1.1. Vérification, manutention des canalisations : .....	83
VI.1.2. Décapage de la couche de végétation ou du goudron .....	83
VI.1.3. Emplacement des jalons des piquets (piquetage) : .....	84
VI.1.4. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards : .....	84
VI.1.4.1. Largeur du fond de la tranchée : .....	84
VI.1.4.2. Profondeur de la tranchée : .....	84
VI.1.4. Aménagement du lit de pose : .....	84
VI.1.5. La mise en place des canalisations : .....	84
VI.1.6. Assemblage des tuyaux : .....	85
VI.1.7. Construction des regards ; .....	85
VI.1.8. Remblai des tranchées : .....	85
VI.2. Détermination des différents volumes pour la pose de canalisation : .....	85
VI.2.1. Volume des déblais des tranchées : .....	85
VI.2.2. Volume occupé par le lit du sable : .....	85
VI.2.3. Volume occupé par les conduites : .....	86
VI.2.4. Volume du remblai : .....	86
VI.2.5. Volume excédentaire : .....	86
VI.3. Détermination des différents volumes pour l'aménagement de l'oued de Ouacif.....	87
VI.3.1. Volume de la couche de terre végétale .....	87
VI.3.2 Volume des déblais des tranchées : .....	87
VI.3.3 Volume du lit de propreté : .....	88
VI.3.4 Volume du béton armé .....	88
Conclusion : .....	88

Conclusion générale : .....	89
Références et bibliographies.....	90
Annexe .....	91

## **LISTE DES FIGURES**

### **Chapitre I : Description de la zone d'étude**

**Figure I.1** : limites administratives (carte map data Google)

### **Chapitre II : Etude hydrologique**

**Figure 01** : plan de situation du projet.

**Figure 02** : limites des bassins versants et leurs réseaux hydrographiques

**Figure 03** : carte hypsométrique des bassins versants

**Figure 04** : courbe hypsométrique du BV 1

**Figure 05** : courbe hypsométrique du BV 2

**Figure 06** : Réseaux hydrographique des bassins versants

**Figure 07** : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel

**Figure 08** : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de GALTON.

**Figure 09** : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de GEV.

**Figure 10** : comparaison des trois lois d'ajustement.

**Figure 11** : courbe pluies de courte durée en fonction de la durée

**Figure 13** : hydrogramme de crues du BV 01

**Figure 14** : hydrogramme de crues du BV 02

### **Chapitre IV : Diagnostic du système d'évacuation**

**Figure IV.1** : photo montrant l'inexistence des avaloirs 1

**Figure IV.2** : photo montrant l'inexistence des avaloirs 2

**Figure IV.3** : photo montrant l'inexistence des avaloirs 3

**Figure IV.4** : photo de l'oued de Ouacif 1

**Figure IV.5** : photo de l'oued de Ouacif 2

**Figure IV.6** : photo de l'oued de Ouacif 3

**Figure IV.7** : simulation de l'écoulement pour des différentes périodes de retours (zone 1)  
(section 1218.83)

**Figure IV.8** : simulation de l'écoulement pour des différentes périodes de retours (zone 2)  
(section 1109.47)

**Figure IV.9** : simulation de l'écoulement pour des différentes périodes de retours (zone 3)  
(section 1072.57)

**Figure IV.10** : simulation de l'écoulement

**Figure IV.11** : profil du tracé de l'oued de OUACIF

### **Chapitre V : Conception du nouveau système d'assainissement**

**Figure V.1** : simulation avec aménagement à l'étranglement 01

**Figure V.2** : simulation avec aménagement à l'étranglement 02

**Figure V.3** : simulation avec aménagement

**Figure V.4** : profile du tracé de l'oued de OUACIF après aménagement au niveau de l'étranglement

**Figure V.5** : schéma type d'un déversoir.

## **LISTE DES TABLEAUX**

### **Chapitre I : Description de la zone d'étude**

**Tableau I.1** : pluies maximales journalières (sept 2016 – aout 2017)

**Tableau I.2** : températures moyennes

### **Chapitre II : Etude hydrologique**

**Tableau II.1:** les paramètres morphométriques et paramètres de formes des bassins versants

**Tableau II.2:** Répartition hypsométrique du bassin versant 1

**Tableau II.3:** Répartition hypsométrique du bassin versant 2.

**Tableau II.4** : Répartition altimétrique des superficies du bassin versant 1.

**Tableau II.5** : Répartition altimétrique des superficies du bassin versant 1.

**Tableau II.6** : Les altitudes caractéristiques.

**Tableau. II.7** : Indice de pente globale (Ig)

**Tableau II.8** : Calcul de l'indice de pente de ROCHE du bassin versant 1

**Tableau II.9** : Calcul de l'indice de pente de ROCHE du bassin versant 2

**Tableau II.10** : récapitulatif des indices de pente de ROCHE

**Tableau II.11** : Calcul de la pente moyenne du bassin versant 1

**Tableau II.12** : Calcul de la pente moyenne du bassin versant 2

**Tableau II.13** : la pente moyenne des bassins versants

**Tableau II.14** : tableau récapitulatif

**Tableau II.15** : Caractéristiques géographiques du poste pluviométrique

**Tableau II.16** : précipitations maximales journalières

**Tableau II.17** : précipitations maximales annuel

**Tableau II.18** : récapitulatif des paramètres statistiques

**Tableau II.19** : Quantiles théoriques de Gumbel

**Tableau II.19** : Quantiles théoriques de Galton

**Tableau II.20** : Quantiles théoriques de GEV

**Tableau II.21** : résultats du test du khi<sup>2</sup>

**Tableau II.22** : Les précipitations et les intensités maximales pour différentes durées

**Tableau II.23** : Récapitulation des débits de crues du bassin versant 1

**Tableau II.24** : Récapitulation des débits de crues du bassin versant 2

**Tableau II.25** : Hydrogramme de crue (100 ans) du bassin versant 1

**Tableau II.24** : Hydrogramme de crue (100 ans) du bassin versant 2

### **Chapitre III : Estimation des débits d'eaux usées et pluviales**

**Tableau III.1** : Evolution de la population selon les RGPH de 2008 jusqu'à 2043

**Tableau III.2** : Différentes valeurs du coefficient de ruissellement (Bourrier, 2008)

**Tableau.III.2** : Détermination du coefficient de ruissellement pondéré pour chaque sous bassin :

**Tableau.III.3** : Calcul de la densité partielle et la détermination du nombre d'habitants pour chaque sous bassin

**Tableau III.4**: Evaluation des débits d'eaux usées des équipements

**Tableau III.5** : détermination des débits de pointe pour chaque sous bassin

**Tableau III.6** : Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassins par la méthode rationnelle

**Tableau III.7** : Evaluation des débits totaux (usées et pluviale) pour chaque Sous bassins.

### **Chapitre IV : Diagnostic du système d'évacuation**

**Tableau IV.1** : montrant les différents problèmes liés aux regards :

**Tableau IV.2** : collecteur N°1.

**Tableau IV.3** : collecteur N°2.

### **Chapitre V : Conception du nouveau système d'assainissement.**

**Tableau V.1** : dimensionnement des collecteurs principaux

**Tableau V.2** : dimensionnement de l'intercepteur

**Tableau V.3** : dimensionnement de l'émissaire

### **Chapitre V : Estimation quantitative et financière du nouveau système d'assainissement.**

**Tableau VI.1** : coefficient de foisonnement :

**Tableau VI.2** : estimation du dimensionnement du réseau d'assainissement : (SEAAL,2018)

**Tableau VI.3** : estimation de l'aménagement du tronçon de l'oued de Ouacif : (SEAAL.2018)

## **Liste des planches**

**Planche N°1** : Plan du tracé du réseau d'assainissement projeté de la ville de Ouacif willaya de Tizi-Ouzou

**Planche N°2** : profil en long de l'intercepteur

**Planche N°3** : Profil en long de l'émissaire

**Planche N°4** : profil en long de l'oued de Ouacif

**Planche N°5** : coupe type de l'aménagement de l'oued de Ouacif

**Planche N°6** : Plan des ouvrages hydrauliques annexes projetés

## **Introduction générale**

L'eau a toujours été la priorité dans la vie, mais une fois cette eau est usée on la chasse de nos esprits au même moment ou elle sort des domestique et pourtant pour assurer une meilleure protection de la santé publique, l'eau rejetée est collectée pour être évacuée loin de l'agglomération, L'assainissement des eaux est une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique au plus bas prix, le plus rapidement possible et sans stagnation, les eaux usées de diverses origines ; de telle façon que les produits évacués ne puissent souiller l'environnement.

Bien que la ville de Ouacif dans la wilaya de Tizi-Ouzou ait connu dernièrement une extension et un développement remarquable des habitations contrairement au domaine d'hydraulique urbaine, la zone de notre étude connaît actuellement une situation alarmante notamment en matière de système d'évacuation des eaux usées.

Nos multiples visites effectuées sur le site de cette zone ont révélé que le réseau d'évacuation est quasi en charge en cas de crues ce qui provoque des inondations, et il a été constaté qu'il y'avait plusieurs points de rejet dans des fausses septiques et le milieu naturel suite au sous dimensionnement du réseau d'assainissement.

Dans cet aspect ; notre étude est portée sur la ville de Ouacif dans la wilaya de Tizi-Ouzou où nous avons diagnostiqué le réseau d'assainissement dans cette ville et dimensionner un collecteur d'amenée vers la STEP, afin de protéger la santé humaine contre la propagation des maladies nocives qui peut résulter par les différents rejets, et éviter la pollution de l'Oued de Ouacif.

Tenant compte que la ville de Ouacif est une ville au pieds des montagnes de Djurdjura, elle subit des inondations au niveau des étranglements causé par des constructions sur les berges de l'oued de Ouacif, ainsi dans ce projet nous avons proposé une variante d'aménagement de ce dernier en canal rectangulaire.

Pour mener à bien ce plan d'aménagement, on est obligé de résoudre le problème de débordements et d'inondations et leurs conséquences souvent dramatiques, ce phénomène est dû à l'incapacité de l'oued à contenir les apports des crues exceptionnelles en raison de ces sections transversales étroites. Pour cela a l'aide du logiciel HEC-RAS on a pu simuler l'écoulement pour un débit centennal

C'est dans ce cadre que se situe notre projet, qui se traduit par une étude de diagnostic dont le but est de déceler toutes les anomalies relatives au système d'assainissement de la ville de Ouacif que ce soit au niveau des canalisations et leurs dimensions ou au niveau de l'oued qui traverse la ville.

## Introduction:

Afin de bien réaliser l'étude de notre projet d'assainissement de la commune d'OUACIF, nous présentons, dans ce premier chapitre la situation et les caractéristiques de la zone d'étude. Ces caractéristiques vont nous guider pour la mise en place de notre projet en cette ville à savoir : La situation géographique, topographie, géologique, géotechnique, climatique et enfin la situation hydraulique.

### I.1 situation géographique de la zone d'étude :

La commune d'Ouacif est située en coordonnée UTM Zone 31 nord comme indiqué

X= 608 000,00 m

Y= 4 042 500,00 m

Loin de 35 km au sud –est du chef-lieu de la wilaya de TIZI OUZOU et s'étend sur une superficie totale de 17,17 km<sup>2</sup>, elle est limitée :

- Au Nord par la commune de Beni-yenni ;
- Au Sud par la wilaya de Bouira ;
- A l'Est par la commune d'iboudrarene ;
- A l'Ouest par la commune d'Ait Toudert et la commune d'Ait Boumahdi ;



Figure I.1 : limites administratives (carte map data Google)

La commune se compose essentiellement de l'agglomération, chef-lieu qui est Ouacif et de neuf villages environnants proches du chef-lieu qui SONT : ZAKNOUN ; TIKICHOURT ; TIKIDOUNT ; BOUABDERAHMANE ; ZAHLOUN ; ZOUBGA ; AIT ABBAS ; AIT SIDI ATMANE ; TIGUEMOUNINE.

## **I.2 Situation topographique :**

La commune est située dans une zone de montagnes présentant un relief accidenté, boisé et située au pied du massif du Djurdjura. Cet emplacement est très enclavé par les flancs abrupts

## **I.3 Situation géologique :**

La géologie de la commune reflète clairement la complexité morphologique due à de forts mouvements orogéniques suivis d'une intense érosion et le transport des matériaux détritiques vers l'aval et des schistes remaniés ou intacts (charriés) ainsi que du marne formant le ciment de quelque mats graveleux.

Le lit de l'oued est jonché de conglomérats dont la taille est très variée. Les flancs de ce dernier sont composés d'un hétérogène de conglomérats avec une matrice de schistes remaniés. Un peu plus au nord nous avons de gros blocs calcaires qui marquent le début d'un talus tandis que sa partie haute devient nettement schisteuse. Ces schistes sont clivages partaient avec un pendage vertical orienté nord-est, sud-ouest, le versant Est de l'oued (haut de 40m) est essentiellement composé de limons rouges avec quelques émergences de blocs de calcaires et de cailloutis. Le piémont Ouest débute par un talus qui va de 5m à 60m environ et il se compose soit d'argile limoneuse et de limons avec des incrustations de cailloutis et parfois des conglomérats décimétriques à métriques (toujours du calcaire)

## **I.4 Situation géotechnique :**

Les problèmes des terrains d'Ouacif sont directement liés à la nature du sol, la présence de fortes pentes et les manifestations sismiques

### **I.4.1 Problèmes des pentes :**

Les pentes supérieures à 15% sont assez fréquentes et elles jouent un grand rôle quant à la stabilité du sol et en combinaison avec les autres paramètres, ce type de pentes nous amène à être très limités au choix des ouvrages à réaliser.

### **I.4.2 Problème géologique**

Comme on l'a déjà dit la présence des schistes qui présentent un matériau très instable et sujet à des glissements sous les conditions de fortes pentes

## **I.5 Situation climatologique :**

### **I.5.1 Climat :**

Le climat de la région d'étude est de type méditerranéen subhumide, caractérisé par ses étés chauds et ses hivers pluvieux et humides ainsi qu'une fréquente chute de neige en hiver à partir de 800 m d'altitude.

### I.5.2 Pluviométrie :

Les précipitations sont irrégulières et en général de courte durée, mais de forte intensité avec d'extrêmes variation. L'analyse du tableau ci-après montre que le maximum de pluie est atteint en hiver et en printemps.

**Tableau I.1: pluies maximales journalières (sept 2016 – aout 2017)**

	sept	Octobre	Novembre	décembre	janvier	février	mars	avril	mai	juin	juillet	aout
Pj max	20,33	25,53	32,76	39,11	9,57	30,05	38,06	30,62	23,26	9,43	2,85	5,15

Source : station météorologique BOUKHALFA TIZI-OUZOU

### I.5.3 Température :

La température moyenne mensuelle est d'environ 22°C. Les températures extrêmes enregistrées sont 1°C et 45,5°C localisées en janvier et en juillet atteintes avec des fréquences faibles au mois de janvier. La température moyenne mensuelle varie le plus souvent entre 6,4°C et 16,8°C en janvier alors qu'en juillet elle est située entre 26,5°C et 35,7°C.

**Tableau I.2: Températures moyennes (sept 2016 – aout 2017)**

	Janvier	février	mars	avril	mai	juin	juillet	aout	septembre	octobre	novembre	décembre
T° moyenne	10.1	11.3	13.1	15.3	18.9	22.9	26.8	27.4	24.6	19.4	14.6	10.8

Source : station météorologique BOUKHALFA TIZI-OUZOU

### I.5.4 Vent (station météorologique BOUKHALFA TIZI-OUZOU)

Les vents les plus dominants sont de direction nord et du Sud-ouest. Les vents des autres directions sont d'une faible fréquence.

### I.6 Sismicité (CRAAG)

La ville d'Ouacif est implantée dans l'une des régions de moyenne sismicité (II a) pour être considérée sérieusement. Il est donc indispensable, pour la construction à Ouacif et ses environs, d'appliquer la réglementation en vigueur qui prescrit les règles générales applicables à la construction parasismique ainsi que les procédés constructifs à la consolidation à résister aux effets dus aux séismes

### I.7 Situation hydraulique (DRE, Tizi-Ouzou)

#### I.7.1. Ressources en eau

La ville (chef-lieu) de Ouacif est alimenté par de deux forages débitant chacun 10 l/s et un troisième forage saisonnier débitant 7 l/s.

#### I.7.2. Assainissement des eaux usées

Les réseaux d'assainissement est de type unitaire de diamètre variable (de 300mm à 600mm). Les rejets des eaux usées sont canalisés vers des fosses septiques et des bassins de décantation. Les eaux pluviales sont drainées par des caniveaux vers l'oued de Ouacif

### **Conclusion**

Nous concluons que la commune d'OUACIF est caractérisée par un relief assez varié, avec des pentes comprises entre 0 à 15%. Le climat de la région est caractérisé par un été chaud et un hiver froid et humide avec quelques gelées matinales. La pluviométrie est assez importante et atteint en moyenne 800mm par an.

## Introduction :

Avant tout projet d'assainissement, l'estimation des paramètres hydrologiques est nécessaire afin de bien dimensionner le réseau d'assainissement mais sur tout de diminué les risque d'inondation causé par des crues, pour cela on fera l'étude hydrologique afin de bien dimensionner et bien estimer nos débits.

## II.1 Caractéristiques du bassin versant :

### II.1.1. Définition du bassin versant

Le bassin versant au droit d'une section de mesure est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval

### II.1.2. Caractéristiques morphométriques :

Les caractéristiques morphométriques et hydrographiques ont été calculées à partir des relevés topographiques des cartes : NJ-31-V-51 Est de M'CHEDALLAH et NJ-31-V-33 Est de TIZI-OUZOU au

1/ 25 000 °.

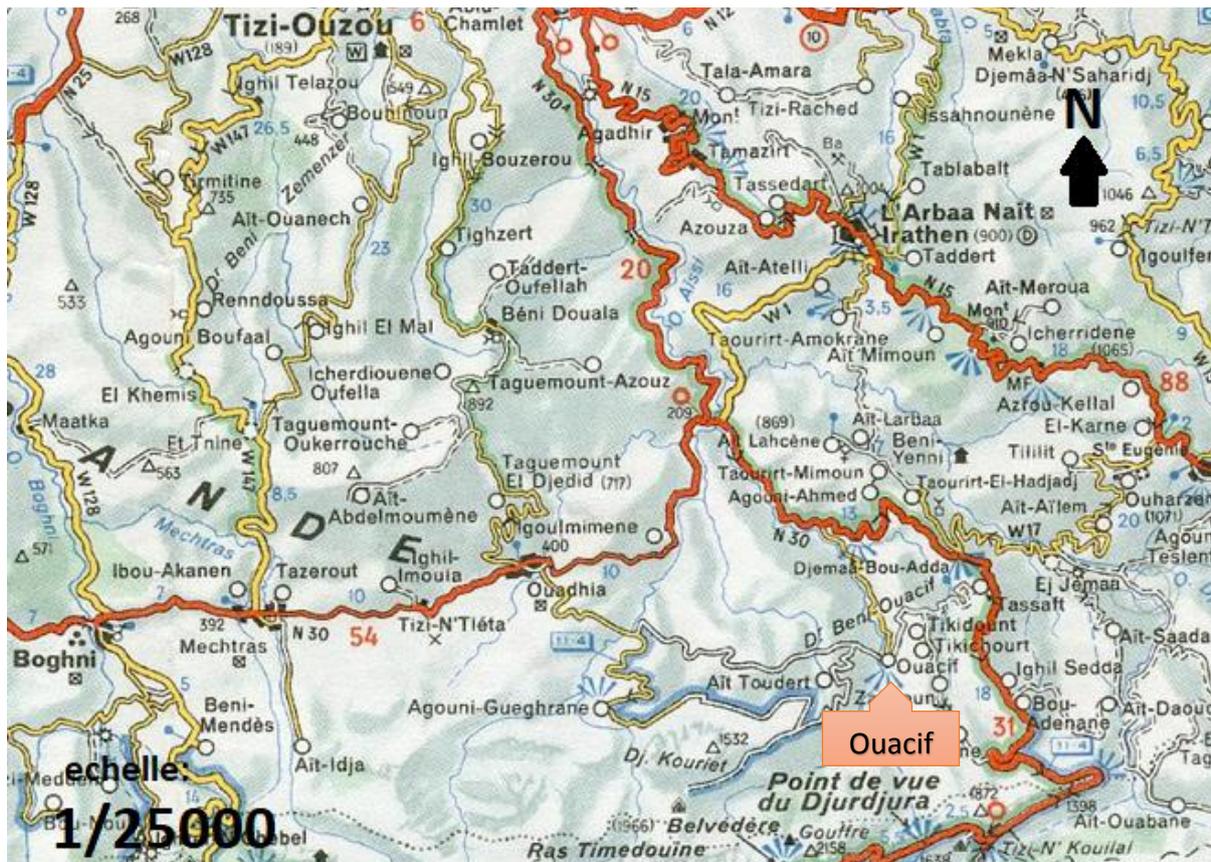


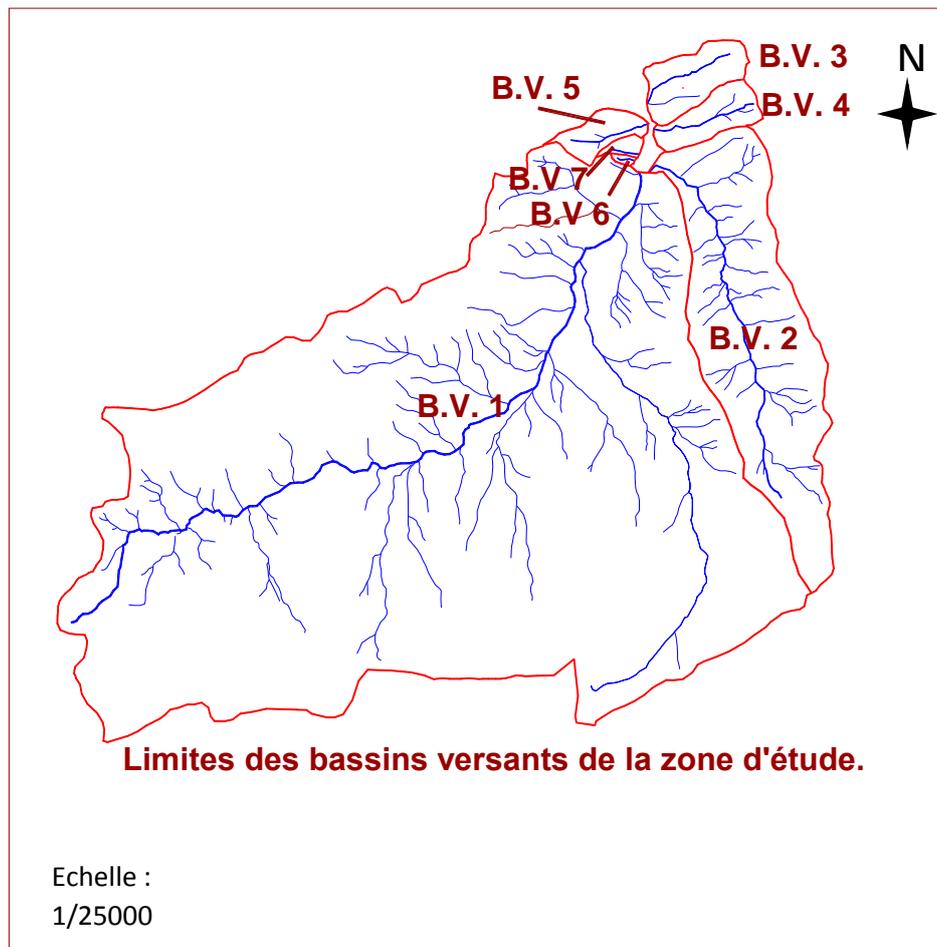
Figure 01 : plan de situation du projet.

Source : ANRH Tizi-Ouzou

L'étude morphométrique permet une étude complémentaire du relief et une meilleure définition des paramètres physiques du bassin versant. A cet effet, nous avons scanné et défini les différentes données et paramètres physiques des bassins versants de la zone d'Ouacif.

Nous avons utilisé les cartes topographiques comme fond cartographiques pour numériser les courbes de niveau et les points côtés, et ce afin d'obtenir un modèle numérique de terrain. L'intérêt d'un MNT est de limiter le bassin d'étude et l'extraction automatique des paramètres caractérisant le relief.

Dans ce cas, L'utilisation du logiciels MapInfo est très nécessaire pour développer cette démarche.



**Figure 02** : limites des bassins versants et leurs réseaux hydrographiques

Comme on le voit sur la carte des sous bassins versant (figure 02), celui-ci est composé de sept (07) sous bassins versants.

On remarque que les superficies des bassins versants 1 et 2 sont plus importantes que celles des cinq autres bassins versants

**II.1.2.1. Superficie (S)**

La surface du bassin versant est le paramètre le plus important des caractéristiques. Elle est obtenue par le logiciel MAPINFO sur la carte topographique surface « S » d'un bassin versant s'exprime généralement en « Km<sup>2</sup> ».

**II.1.2.2. Périmètre (P)**

Le périmètre est défini par la ligne des crêtes formant le contour du bassin versant il a été déterminé également par le logiciel cité précédemment. Le périmètre d'un bassin versant est exprimé en « Km ».

**II.1.3. Caractéristiques de formes :**

L'écoulement global et notamment le temps de réponse du bassin versant sont influencés par la forme du bassin versant, si la forme du bassin versant est allongée ou ramassée, il ne réagira pas de la même manière, même s'ils sont placés dans des conditions météorologiques identiques.

Pour permettre de caractériser le milieu mais aussi afin de comparer les bassins versants entre eux, Il existe différents indices morphologiques tel que :

**II.1.3.1. Indice de compacité de Gravelius K<sub>c</sub> :**

L'indice de compacité « K<sub>c</sub> » définit l'allure de l'écoulement général en relation avec la forme du bassin versant. Il est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi \cdot S}} \approx 0,28 \cdot \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{II.1})$$

P : Périmètre du bassin versant en (km).

S : Surface du bassin versant en (Km<sup>2</sup>).

Si K<sub>c</sub> = 1 => bassin ramassé.

Si K<sub>c</sub> > 1 => bassin allongé.

**II.1.3.2. Coefficient d'allongement :**

Le coefficient d'allongement est déterminé par la formule suivante :

$$K_p = \frac{P^2}{S} \quad (\text{II.2})$$

**II.1.3.3. Rectangle équivalent :**

Ce paramètre facilite la comparaison entre les bassins versants du point de vue de leur influence sur l'écoulement. Il s'agit d'une transformation purement géométrique dans laquelle, le contour du bassin versant devient un rectangle et les courbes de niveau sont des droites parallèles à la largeur du rectangle. Les caractéristiques du rectangle équivalent sont évaluées à l'aide des formules suivantes

- **La longueur du rectangle équivalent :**

$$L = \frac{K_c \cdot \sqrt{S}}{1,128} \left( 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right) \quad (\text{II.3})$$

- La largeur du rectangle équivalent :

$$l = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1,128} \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1,128}{Kc} \right)^2} \right) \quad (\text{II.4})$$

Le tableau suivant englobe les paramètres morphométriques et de formes du bassin versant calculés précédemment :

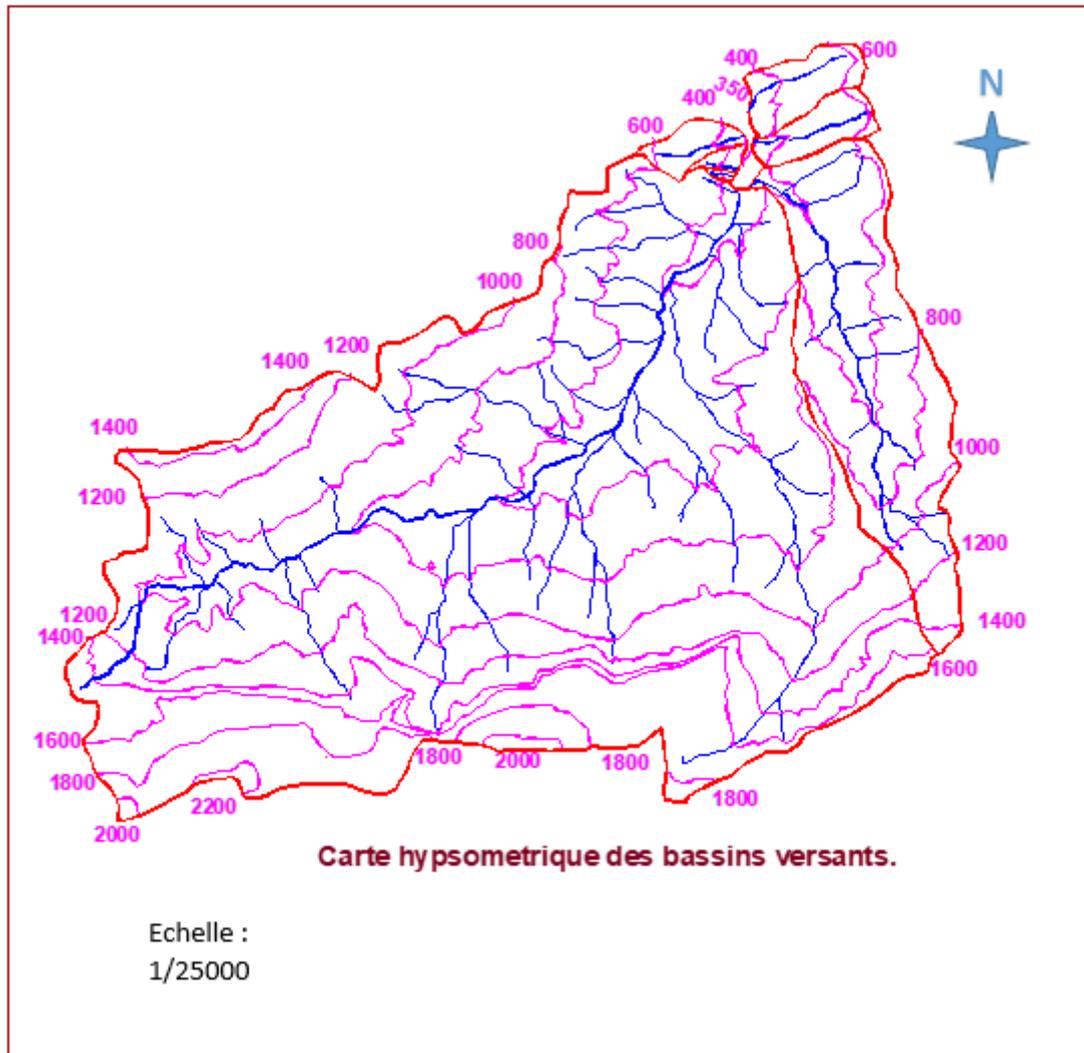
**Tableau II. 1 les paramètres morphométriques et paramètres de formes des bassins versants :**

BV	Surface (Km <sup>2</sup> )	Périmètre (Km)	Kc	Kp	L (km)	l (km)
1	34	28.3	1.36	23.56	11.09	3.07
2	5.01	12.34	1.54	30.39	5.21	0.96
3	0.66	3.50	1.21	18.56	1.20	0.55
4	0.5	3.20	1.27	20.48	1.17	0.43
5	0.34	2.94	1.41	25.42	1.18	0.29
6	0.024	0.72	1.29	21.6	0.26	0.09
7	0.08	1.37	1.36	23.46	0.54	0.15

#### II.1.4. Caractéristiques de relief :

##### II.1.4.1 : Courbes hypsométriques :

Le relief affecte l'écoulement, il est caractérisé par la répartition de la surface du bassin versant suivant l'altitude, courbe hypsométrique. Elle se construit en portant en ordonnées les altitudes  $H_i$  et en abscisse le cumul des surfaces partielles.



**Figure 03 :** carte hypsométrique des bassins versants

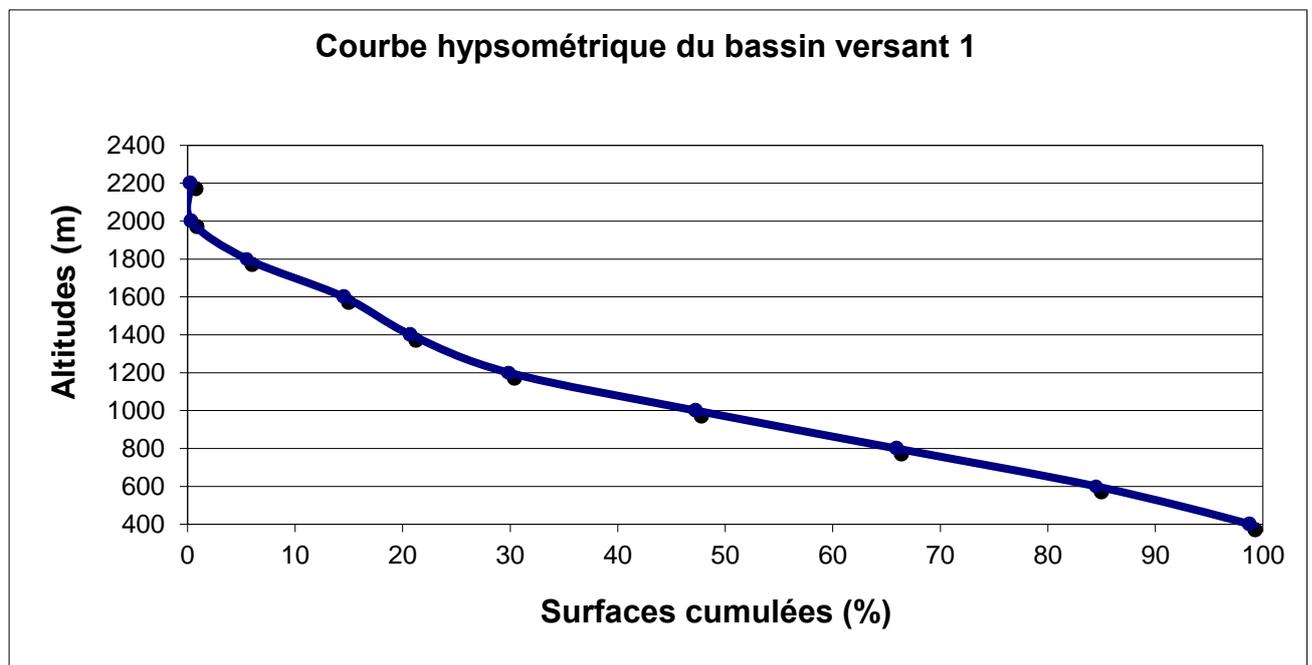
**Tableau II.2:** Répartition hypsométrique du bassin versant 1

N°	Courbes de niveau Hi (m)	Surfaces partielles Si Km2	Surfaces partielles Si %	Surfaces cumulées %
1	2312-2200	0.084	0.247	0.247
2	2200-2000	0.037	0.108	0.355
3	2000-1800	1.753	5.155	5.51
4	1800-1600	3.060	9.000	14.51
5	1600-1400	2.120	6.235	20.745

**Tableau II.2:** Répartition hypsométrique du bassin versant 1 (suite)

N°	Courbes de niveau Hi (m)	Surfaces partielles Si Km2	Surfaces partielles Si %	Surfaces cumulées %
6	1400-1200	3.108	9.141	29.886
7	1200-1000	5.910	17.380	47.266
8	1000-800	6.340	18.650	65.916
9	800-600	6.320	18.588	84.504
10	600-400	4.850	14.264	98.768
11	400-350	0.420	1.235	100
	<b>Total</b>	<b>34.0</b>	<b>100</b>	-

A partir des données du tableau II.2, nous avons établi la courbe hypsométrique du bassin versant 01 (figure n°4).

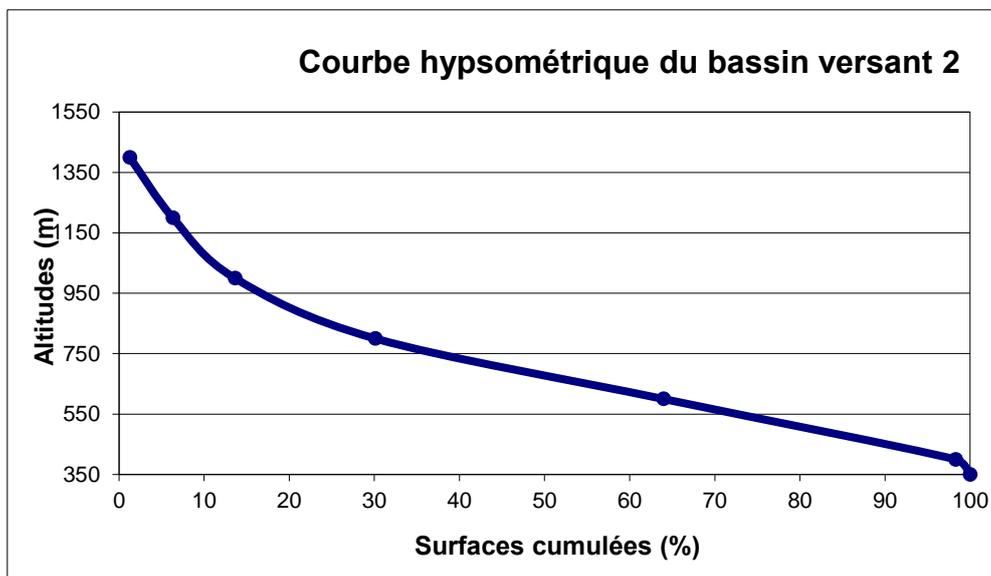


**Figure 04 :** courbe hypsométrique du BV 1

**Tableau II.3:** Répartition hypsométrique du bassin versant 2.

N°	Courbes de niveau Hi (m)	Surfaces partielles Si Km2	Surfaces partielles Si %	Surfaces cumulées %
1	1600-1400	0.0623	1.24	1.24
2	1400-1200	0.254	5.07	6.31
3	1200-1000	0.365	7.29	13.60
4	1000-800	0.827	16.51	30.11
5	800-600	1.696	33.85	63.96
6	600-400	1.72	34.33	98.29
7	400-350	0.085	1.70	100.00
	<b>Total</b>	<b>5.01</b>	<b>100</b>	

A partir des données du tableau II.3, nous avons établi la courbe hypsométrique du bassin versant 02 (figure n°5).

**Figure 05 :** courbe hypsométrique du BV 2

#### II.1.4.2. Altitudes caractéristiques :

La présence de barrières orographiques influe sur le parcours des masses d'air humides donc sur l'écoulement.

Les altitudes relevées de la courbe hypsométrique sont les suivantes :

Pour le bassin versant 1 :

Tableau II.4 : Répartition altimétrique des superficies du bassin versant 1.

N°	Courbes de niveau Hi (m)	Surfaces partielles Si Km2	Surfaces Si x Hi
1	2312-2200	0.084	189.504
2	2200-2000	0.037	77.7
3	2000-1800	1.753	3330.7
4	1800-1600	3.06	5202
5	1600-1400-	2.12	3180
6	1400-1200-	3.108	4040.4
7	1200-1000	5.91	6501
8	1000-800	6.34	5706
9	800-600	6.32	4424
10	600-400	4.85	2425
11	400-340	0.42	157.5
	Total	34.0	35234

-Altitude maximale  $H_{max} = 2312$  m

-Altitude minimale  $H_{min} = 350$  m

-Altitude fréquentielle 5%  $H_{5\%} = 1750$  m

-Altitude fréquentielle 50%  $H_{50\%} = 980$  m

-Altitude fréquentielle 95%  $H_{95\%} = 515$  m

-Altitude moyenne pondérée à partir de la relation  $H_{moy} = \sum Si Hi / S$   $H_{moy} = 1036.2$  m

Pour le bassin versant 2 :

Tableau II.5 : Répartition altimétrique des superficies du bassin versant 1.

N°	Courbes de niveau Hi (m)	Surfaces partielles Si Km2	Surfaces Si x Hi
1	1600-1400	0.0623	93.45
2	1400-1200	0.254	330.2
3	1200-1000	0.365	401.5

**Tableau II.5** : Répartition altimétrique des superficies du bassin versant 1. (Suite)

N°	Courbes de niveau Hi (m)	Surfaces partielles Si Km2	Surfaces Si x Hi
4	1000-800	0.827	744.3
5	800-600	1.696	1187.2
6	600-400	1.72	860
7	400-350	0.085	31.875
	<b>Total</b>	<b>5.01</b>	<b>3649</b>

-Altitude maximale  $H_{max} = 1600$  m

-Altitude minimale  $H_{min} = 350$  m

-Altitude fréquentielle 5%  $H_{5\%} = 1150$  m

-Altitude fréquentielle 50%  $H_{50\%} = 670$  m

-Altitude fréquentielle 95%  $H_{95\%} = 460$  m

-Altitude moyenne pondérée à partir de la relation  $H_{moy} = \sum Si Hi / S$   $H_{moy} = 728.35$ m

**Tableau II.6** : Les altitudes caractéristiques.

Altitude	BV1	BV2
H max (m)	2312	1600
H min (m)	350	350
H moy (m)	1036.2	728.35

### II.1.4.3. Indice de pente globale « Ig » :

Il est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalent. On prend deux points  $S1$  et  $S2$  sur l'axe des abscisses telles que 90% de la surface du bassin versant soit comprise entre ces deux valeurs et que 5% de la surface totale du bassin versant soit inférieure à  $S1$  et 5% soit supérieure à  $S2$ . Les altitudes correspondantes sont lues sur la courbe hypsométrique. L'indice de pente globale ( $Ig$ ) est donné par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \tag{II.5}$$

$D$  : Dénivelée entre  $H5\%$  et  $H95\%$  (m.)

$L$  : longueur du rectangle équivalent (Km).

$H5\%$  et  $H95\%$  : sont respectivement les altitudes correspondantes à  $S5\%$  et  $S95\%$ .

Les résultats de l'indice de pente globale ( $Ig$ ) calculé dans les deux bassins versants de la région d'études sont résumés dans le tableau suivant.

**Tableau. II.7 :** Indice de pente globale (Ig)

<i>Bassins</i>	<i>H<sub>5%</sub> (m)</i>	<i>H<sub>95%</sub> (m)</i>	<i>H<sub>5%</sub>- H<sub>95%</sub></i>	<i>L (km)</i>	<i>Ig (m/ km)</i>
<i>BV1</i>	1750	515	1235	11.09	111.36
<i>BV2</i>	1150	460	690	5.21	132.44

**II.1.4.4. Indice de pente de roche « Ip » :**

L'indice de pente de ROCHE tient compte de la répartition hypsométrique, il se calcule d'après la relation :

$$I = (1/\sqrt{Lr}) \sum \sqrt{Si(Hi - Hi-1)} \tag{II.6}$$

**Si :** surface entre deux courbes de niveaux compris entre H1 et H2 en pourcentages.

**Hi - Hi-1 :** Distance (largeur) qui sépare les deux courbes de niveau du bassin versant considéré comme rectangle égale au produit de Lr par le pourcentage de la surface intéressée.

**Lr :** la longueur du rectangle équivalent (en mètres).

Les données du tableau ci-dessous ont servi à calculer l'indice :

**Tableau II.8 :** Calcul de l'indice de pente de ROCHE du bassin versant 1 :

N°	Courbes de niveau Hi (m)	Dénivelée Hi-Hi-1	Surfaces partielles Si %	Largeur Hi-Hi-1 (m)	$\sqrt{Si(Hi - Hi-1)}$
1	2312-2200	112	0.247	27.39	2.60
2	2200-2000	200	0.108	11.98	1.14
3	2000-1800	200	5.155	571.69	54.29
4	1800-1600	200	9.00	998.10	94.78
5	1600-1400-	200	6.235	691.46	65.66
6	1400-1200-	200	9.141	1013.74	96.26
7	1200-1000	200	17.38	1927.44	183.03
8	1000-800	200	18.65	2068.29	196.40
9	800-600	200	18.588	2061.41	195.75
10	600-400	200	14.264	1581.88	150.21
11	400-350	50	1.235	136.96	13.01

**Tableau II.8** : Calcul de l'indice de pente de ROCHE du bassin versant 1 (suite) :

N°	Courbes de niveau Hi (m)	Dénivelée Hi-Hi-1	Surfaces partielles Si %	Largeur Hi-Hi-1 (m)	$\sqrt{Si(Hi - Hi - 1)}$
	Total	–	100	11090.33	1053.12

$$Ir = (1/\sqrt{11.09*1000}) * 1053.12$$

**Ir=10.0**

**Tableau II.9** : Calcul de l'indice de pente de ROCHE du bassin versant 2 :

N°	Courbes de niveau Hi (m)	Dénivelée Hi-Hi-1	Surfaces partielles Si %	Largeur Hi-Hi-1 (m)	$\sqrt{Si(Hi - Hi - 1)}$
1	1600-1400	200	1.24	64.60	8.95
2	1400-1200	200	5.07	264.15	36.60
3	1200-1000	200	7.29	379.81	52.62
4	1000-800	200	16.51	860.17	119.17
5	800-600	200	33.85	1763.59	244.33
6	600-400	200	34.33	1788.59	247.80
7	400-350	50	1.7	88.57	12.27
	Total	–	100	5209.48	721.73

$$Ir = (1/\sqrt{5.209*1000}) * 712.73$$

**Ir=9.99**

On remarque que les deux bassins versants de l'oued Ouacif présente des pentes relativement fortes.

**Tableau II.10** : récapitulatif des indices de pente de ROCHE :

Bassins versants	BV1	BV2
Indice de pente de roche	10	9.99

**II.1.4.5. Pente moyenne des bassins versants « Imoy » :**

La pente générale du bassin versant est reliée de façon complexe au phénomène de ruissellement étant donné son influence sur le temps de concentration.

La pente moyenne est définie par la relation :

$$I_{moy} = \frac{\Delta H (0.5 L_0 + L_1 + L_2 + \dots + 0.5 L_n)}{S} \quad (II.7)$$

$\Delta H$  : l'équidistance entre deux courbes de niveau consécutives (en mètres)

**L<sub>0</sub>, L<sub>1</sub>...** : longueur des lignes de niveaux de l'exutoire au point le plus culminant (En mètres).

**S** : superficie du bassin versant. (En km<sup>2</sup>)

Les résultats des mesures sont portés dans le tableau ci-dessous.

**Tableau II.11** : Calcul de la pente moyenne du bassin versant 1

N°	Courbes de niveau Hi (m)	Equidistance $\Delta H$ (m)	Longueur Li (km)	$\Delta H \times Li$ (m/km)
1	2312-2200	112	1.117	125.104
2	2200-2000	200	1.256	251.2
3	2000-1800	200	6.313	1262.6
4	1800-1600	200	11.586	2317.2
5	1600-1400	200	10.10	2020
6	1400-1200	200	13.01	2602
7	1200-1000	200	17.57	3514
8	1000-800	200	13.18	2636
9	800-600	200	16.17	3234
10	600-400	200	7.56	1512
11	400-350	50	0	0
	<b>Total</b>	-	-	<b>19411.552</b>

**Tableau II.12** : Calcul de la pente moyenne du bassin versant 2 :

N°	Courbes de niveau Hi (m)	Equidistance $\Delta H$ (m)	Longueur Li (km)	$\Delta H \times Li$ (m/km)
1	1600-1400	200	0.436	87.2 x 0.5
2	1400-1200	200	0.637	127.4

**Tableau II.12** : Calcul de la pente moyenne du bassin versant 2 (suite):

N°	Courbes de niveau Hi (m)	Equidistance $\Delta H$ (m)	Longueur Li (km)	$\Delta H \times Li$ (m/km)
3	1200-1000	200	1.527	305.4
4	1000-800	200	3.917	783.4
5	800-600	200	5.632	1126.4
6	600-400	200	1.516	303.2
7	400-350	50	0	0
	Total	–	–	<b>2689.4</b>

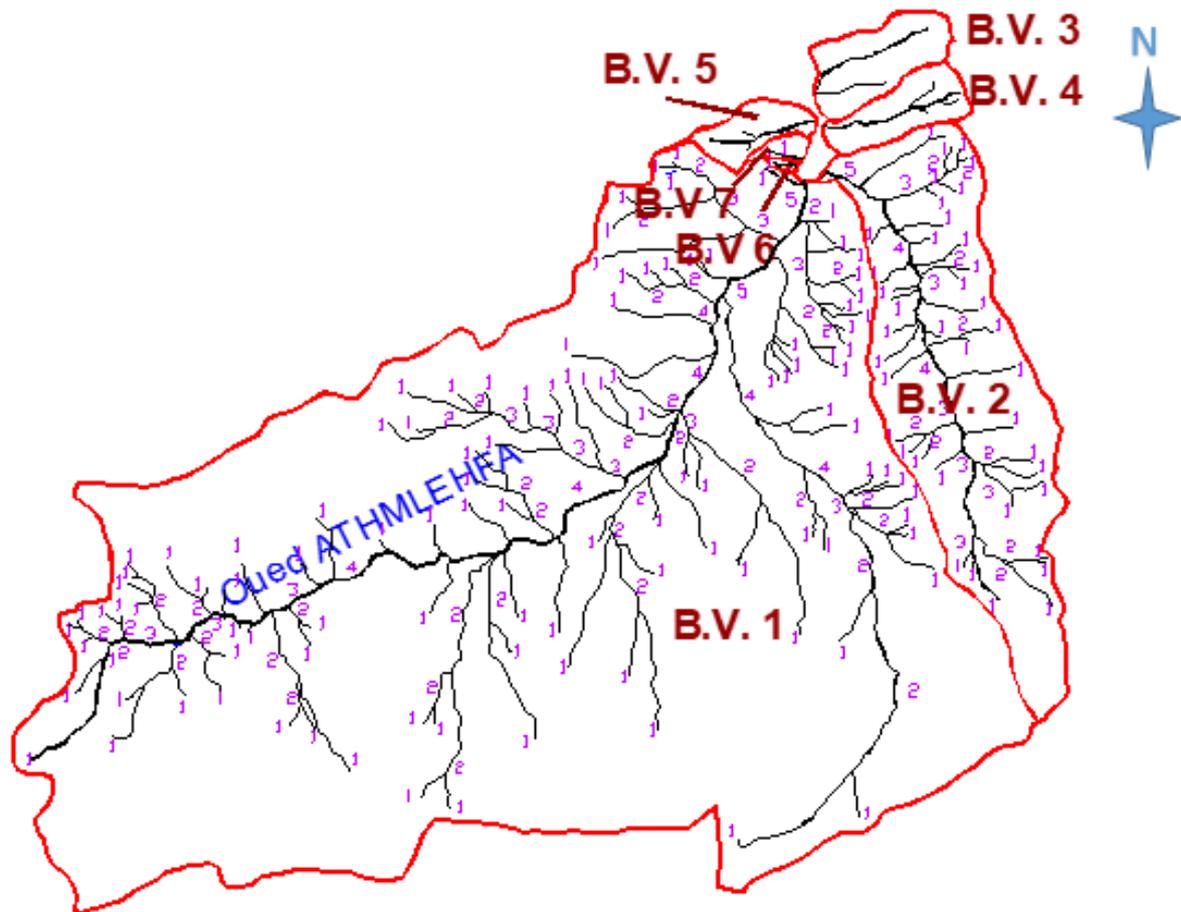
La pente moyenne pour chaque bassin versant est calculée dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II.13** : la pente moyenne des bassins versants :

Bassins versants	BV 1	BV2
I moy (m/km)	570.93	536.81

### II.1.5 : Le réseau hydrographique :

Le réseau hydrographique est l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent dans l'écoulement. Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes, et selon la classification de Schum, notre bassin versant est d'ordre 4. Selon la classification de SCHUM, le réseau hydrographique du bassin d'Oued Ouacif est classé comme suit :



Réseaux hydrographiques des Bassins Versants.

Echelle :  
1/25000

Figure 06 : Réseaux hydrographique des bassins versants

### II.1.5.1. Densité de drainage :

Elle est définie comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs « LI » du bassin versant, à la surface totale « S ». Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface. Elle est exprimée en Km/Km<sup>2</sup>.

$$Dd = \frac{\sum Li}{S} \quad (II.8)$$

$\sum Li$  : somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i en Km.

S : surface du bassin versant en Km<sup>2</sup>

**II.2.5.2. Pente moyenne du cours d'eau principal « Ic » :**

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et la longueur comprise entre 2 points suffisamment éloignés sur le cours d'eau principale. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Ic = \frac{\Delta H}{\Delta L}$$

(II.9)

$\Delta H$  : dénivelée entre 2 points suffisamment distants en m

$\Delta L$  : distance entre ces 2 points en Km

**II.1.5.3. Temps de concentration :**

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire. Il existe plusieurs formules. Dans le contexte algérien et pour les grands bassins versant, il peut être notamment calculé par l'ancienne formule de Giandotti (1937) soit :

$$tc = \frac{4\sqrt{S} + 1.5Lcp}{0.8\sqrt{(Hmoy - Hmin)}} \tag{II.9}$$

$S$  : surface du bassin versant ;

$Lcp$  : longueur du talweg principal ;

$Hmoy$  : altitude moyenne de bassin versant ;

$Hmin$  : altitude minimale du bassin versant ;

**II.1.5.4. Vitesse moyenne de l'écoulement (vitesse de ruissellement) :**

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$Vr = \frac{Lcp}{tc} \tag{II.10}$$

**Tableau II.14 :** tableau récapitulatif :

Les bassins versants	BV1	BV2
$\sum Li$ (Km)	84.2	12.1
Surface S (Km <sup>2</sup> )	34	5.01
Densité de drainage « Dd » (Km/Km <sup>2</sup> )	2.47	2.41
$\Delta H$ (m)	1450-375	1050-375
Longueur du cours d'eau « Lcp » (Km)	9.85	4.5
Pente moyenne du cours d'eau « Ic » (m/Km)	109.18	150

**Tableau II.14** : tableau récapitulatif (suite) :

Les bassins versants	BV1	BV2
H min (m)	350	350
Temps de concentration tc (heure)	1.81	1.01
Vitesse de ruissellement Vr (Km/h)	5.44	4.46

## II.2. Analyse des données pluviométriques et calcul des différents paramètres de la série :

La densité et la répartition du poste pluviométrique dans la région d'étude permet une étude des précipitations à l'échelle du bassin versant. Bien que l'ONM recommande un minimum de 30 années d'observations pour une estimation fiable des paramètres hydrologiques

Le poste pluviométrique de Beni-Yenni est plus proche du site (environ 20 Km), et situé à la limite du bassin versant et représente mieux le terrain montagneux avec une altitude de 760 m qui est très proche de l'altitude moyenne du bassin versant.

**Tableau II.15** : Caractéristiques géographiques du poste pluviométrique :

Postes	Code	Coordonnées Lambert		Altitude	Fonctionnement	Lacunes		Obs.
		X	Y	Z (m)		Période	Ans	Ans
Beni-Yenni	021712	635	365.2	760	1973-2016	-	-	44

### II.2.1. Les précipitations maximales journalières :

**Tableau II.16** : précipitations maximales journalières :

Année	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout
1973	110,7	15,3	7,8	77,1	16,1	37,4	117,1	25,7	2	5,2	0,5	3
1974	22,9	21,8	24,5	7,5	19,8	50,4	70,9	13,4	14,9	18,9	0	11,5
1975	26,3	4,2	47,3	19,2	19,2	59,1	57,7	25,7	32,9	12,2	16	9
1976	34,2	20,5	23	112	41,4	11,5	8	45	13,5	9,4	0	14
1977	1,7	21,7	34,8	8,3	18,9	10,4	34,5	41,7	30,8	1,8	1,4	0
1978	3,2	32	31,3	11,4	18,3	58,5	26,1	40,7	7,9	0	0	2,8
1979	24,9	23,6	35,7	17,1	43,9	34,8	66,7	38	15	2,5	0	0
1980	4,3	24	52,6	91,3	16,6	20,1	62,6	14,8	17,2	11,7	0	5,26
1981	18,1	23,4	11,4	57,5	95	30,6	15,7	8,2	19	12,1	1,4	0
1982	55,2	53,6	36,1	44,3	0,7	18,1	13,4	28,2	8,9	0,8	2,8	10,8
1983	2,9	22,5	35,2	18,5	29,4	56,3	37,7	14,9	24,9	13,9	4	0

1984	0	24	7,4	67,3	17,6	33,5	94	16,5	21,6	2	0	0,6
1985	37,7	16,5	40,5	16	16,1	37,7	173,9	11,4	3,6	24,6	1,7	0
1986	18,8	12,2	25,3	69,2	29,9	64,2	50,7	13,7	9,9	3,2	6,9	5,26
1987	14	30	45,2	14,4	24	25	25,8	36,3	14,4	9,2	8,7	0,2
1988	29,8	2,4	25,8	36,8	32,27	17,5	36,5	44	3,2	22,7	4	10,4
1989	17,3	21,6	31	20,2	30,5	0	11,5	44,9	30,5	16,4	29,3	0,5
1990	4,6	24,5	29,5	48	43	42	28,8	11,3	35,7	4	0,9	4,1
1991	7,3	43	17,8	9	54	18,7	51,9	97	25,6	24,2	3,3	0
1992	18,9	42,2	41,7	38,4	32,6	19,6	13,9	19	20	1,2	0,1	3,4
1993	23,5	25	22	32,8	29,3	29,8	0,4	22,1	2,3	3,5	0	0,6
1994	35	41,5	16	25,4	59	25,2	37,3	12,3	0,5	14,8	0	11,6
1995	6,1	14,5	11,9	31,3	44,5	34,8	16,4	48	12,6	8,2	4,8	10,5
1996	17,2	79,6	23	15,2	10	18	12,6	34,5	14,2	10	0,6	30,6
1997	41,5	28,9	84,5	47	26,1	52	12,4	90,5	64	3	0	2,2
1998	14	45,4	34,5	22,5	27,7	18,5	18,8	6,4	23,6	10,4	0,2	9,2
1999	16,3	7,8	29,8	88,7	5,2	5,8	9,6	12,2	38,4	0,7	0,2	0
2000	52,6	18	13,1	27,7	104,5	8,9	5,6	48	13	0	0,3	6,8
2001	8,2	1,8	8	14,6	24	29,4	33,6	10	15,5	1,1	7,2	14,6
2002	10,5	23,2	87,3	111,3	60,4	19,8	17,8	130	13,7	1,4	8,4	1,2
2003	9,5	33,2	24,3	55,3	23	19,3	15,5	27,5	52	3,6	5,3	11
2004	11,6	23,7	82,2	57,5	23,1	47,5	13,2	30,2	4,7	0,5	0,7	3,4
2005	13,7	26,7	13	47,5	18,1	39,6	12,7	12,2	94,7	2,5	1,2	2,5
2006	16,7	4,2	13	53,3	3,2	14,4	93,6	8,8	20,1	2,4	2,2	6,6
2007	22,7	89,4	52,1	25,9	6,4	15,3	39,9	37,3	27,8	11,3	1,8	0,8
2008	20,3	14,5	96,2	27,1	80	18,8	29,5	31	27,3	2,1	0,2	5,9
2009	32,4	26,8	37,2	44,2	29	16,8	30	42	34,5	35,4	0	15,4
2010	23	27,7	36,5	47,8	30,3	52,3	48,3	28,9	34,8	15,7	4,1	0,2
2011	8,5	9,3	44	19,8	40,3	52,7	26,9	44,3	22,8	0,2	0,2	5,3
2012	6,8	22,6	19	7,4	33,8	32	23,3	23,7	60,8	3,3	0,6	12,4
2013	17,8	24	21,4	26,4	17,9	36	63,5	7,9	12,3	55,6	0,7	0,6
2014	6,9	8,8	15,3	77,9	45,5	32,9	34,2	1,7	16,6	8,7	4,2	1,2
2015	10,3	38	33	0	44,2	36	59,8	26	62,5	1,1	0,7	0
2016	16,8	9,9	20,1	30,7	67,5	20,8	22,4	21,3	3,1	23,4	0,8	3,8

Tableau II.17 : précipitations maximales annuel :

Année	Max annuel	Année	Max annuel
1973	117,1	1995	48
1974	70,9	1996	79,6
1975	59,1	1997	90,5
1976	112	1998	45,4
1977	41,7	1999	88,7
1978	58,5	2000	104,5
1979	66,7	2001	33,6

1980	91,3	2002	130
1981	95	2003	55,3
1982	55,2	2004	82,2
1983	56,3	2005	94,7
1984	94	2006	93,6
1985	173,9	2007	89,4
1986	69,2	2008	96,2
1987	45,2	2009	44,2
1988	44	2010	52,3
1989	44,9	2011	52,7
1990	48	2012	60,8
1991	97	2013	63,5
1992	42,2	2014	77,9
1993	32,8	2015	62,5
1994	59	2016	67,5

### II.2.2. Paramètres statistiques de la série des pluies maximales journalières :

- La moyenne arithmétique :

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{45} x_i}{n} \quad (\text{II.11})$$

- La variance :

$$\sigma_X^2 = \frac{\sum_{i=1}^{45} (x_i - \bar{X})^2}{(n-1)} \quad (\text{II.12})$$

- L'écart type :

$$\sigma_X = \sqrt{\sigma_X^2} \quad (\text{II.13})$$

- Coefficient de variation :

$$Cv = \frac{\sigma_X}{\bar{X}} \quad (\text{II.14})$$

- Coefficient d'asymétrie :

$$Cs = \frac{\sum_{i=1}^{44} (x_i - \bar{x})^3}{(n-1)\tau^3} \quad (\text{II.15})$$

Tableau II.18 : récapitulatif des paramètres statistiques :

Nombre d'observations	44
Maximum	173
Minimum	32

**Tableau II.18** : récapitulatif des paramètres statistiques (suite):

Moyenne	72
Ecart-type	28.6
Médiane	64.5
Coefficient de variation $C_v$	0.398
Coefficient d'asymétrie $C_s$	1.19

### II.2.3. Ajustement des séries pluviométriques :

L'analyse fréquentielle d'une longue série de valeurs maximales permet d'estimer le temps de retour d'une valeur particulière. Cette prédiction repose sur la définition et la mise en œuvre d'un modèle fréquentiel qui est une équation décrivant le comportement statistique d'un processus. Ces modèles décrivent la probabilité d'apparition d'un événement de valeur donnée. La validité des résultats de l'analyse fréquentielle dépendra du choix du modèle fréquentiel.

À l'aide de logiciel Hyfran on a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de :

- Gumbel (doublement exponentielle),
- Galton (log normale),
- GEV ainsi que les tests d'adéquation

#### II.2.3.1 ajustement à la loi de Gumbel :

La fonction de répartition de la loi de Gumbel est :

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-x_0)}} \quad (\text{II.16})$$

$F(x)$  : Fréquence au dépassement de la valeur de  $x$ .

$\alpha, x_0$  : Coefficients d'ajustement ;

$x_0$  est le paramètre de position.

$\alpha$  est le paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « gradex » quand il se trouve sous forme  $1/\alpha$ .

Par un changement de variable  $y = \alpha (x-x_0)$  ; la loi de Gumbel s'écrit :

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

$y = \alpha (x-x_0)$  est la variable réduite de Gumbel. L'avantage d'utiliser la variable réduite est que l'expression d'un quantile est alors linéaire.

Et l'équation de la droite de Gumbel est  $x = (1/\alpha) y + x_0$ .

La fréquence expérimentale en utilisant la formule de <<Hazen>> qui s'applique pour les lois normales et quasi normales :

$$F(x) = \frac{m-0.5}{n} \times 100 \tag{II.18}$$

- **m** : le rang dans la série de données classée par valeurs croissantes ;

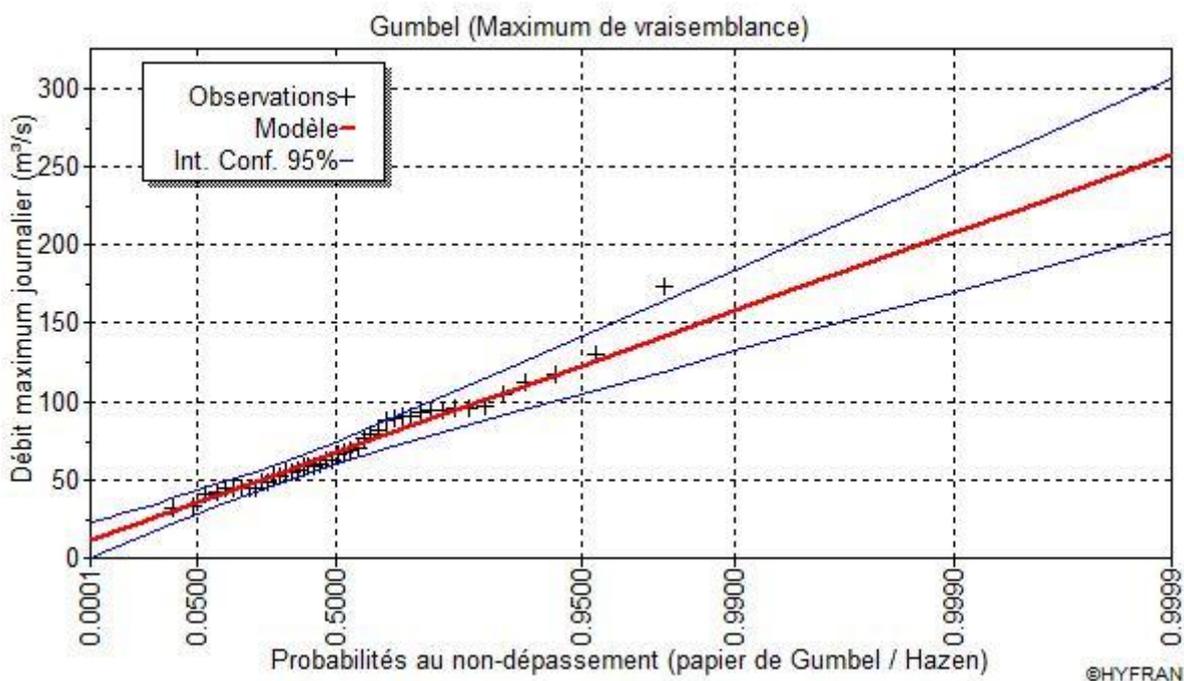
- **n** : la taille de l'échantillon ;

La variable de Gumbel pour chaque valeur observée ;

$$y = -[Ln(-LnF(x))] \tag{II.19}$$

**Tableau II.19** : Quantiles théoriques de Gumbel :

Périodes de retours	de	Fréquences	Valeurs théoriques	Ecart-type
T		Q	XT	$\delta$
100.0		0.9900	158	13.2
50.0		0.9800	143	11.5
20.0		0.9500	123	9.24
10.0		0.9000	108	7.54
5.0		0.8000	91.4	5.86



**Figure 07** : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel

### II.2.3.2 Ajustements à la loi de GALTON (log-normale) :

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de GALTON. Seule la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier *log-normale*. La loi de GALTON a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{II.20})$$

$$\text{Où : } u = \frac{X_i - \bar{X}}{\sigma_x} \quad (\text{variable réduite de GAUSS}) \quad (\text{II.21})$$

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

$$\text{Log } x(p\%) = \overline{\text{Log } x} + \sigma \text{Log } u(p\%) \quad (\text{II.22})$$

Avec

$\overline{\text{Log } x}$  : La moyenne de la série  $\text{Log } x_i$ ;

$\sigma \text{Log}$ : Ecart type de la série  $\text{Log } x_i$ ;

**Tableau II.19** : Quantiles théoriques de Galton :

Périodes de retours	Fréquences	Valeurs théoriques	Ecart-type
T	q	XT	$\delta$
100.0	0.9900	162	17.9
50.0	0.9800	146	14.8
20.0	0.9500	125	11.0
10.0	0.9000	109	8.43
5.0	0.8000	92.2	6.14

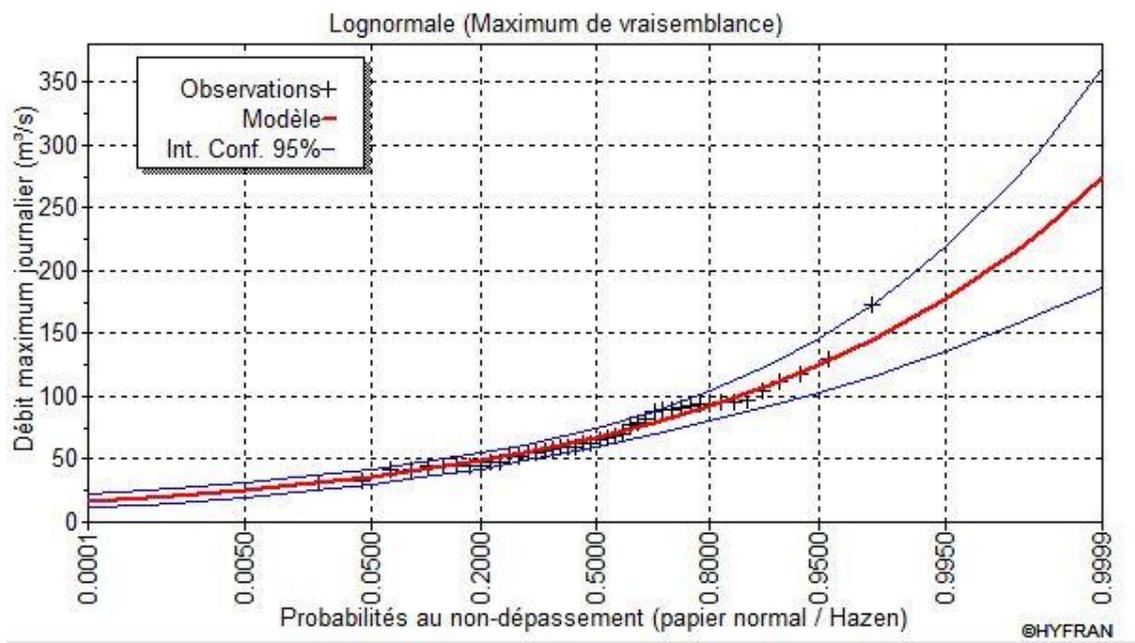


Figure 08 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de GALTON.

**II.2.3.3 Ajustement à la loi GEV (extrême généralisée) :**

La distribution des valeurs extrêmes généralisées est la synthèse de trois fonctions de distribution que l'on a souvent employées en hydrologie, cette distribution à trois paramètres fonction de distribution de la loi de GEV s'écrit :

$$F(x) = \exp \left[ - \left( 1 - c \frac{x-a}{b} \right)^{\frac{1}{c}} \right] \tag{II.23}$$

a: Paramètre de position.

b: Paramètre de dispersion.

c: Paramètre de forme.

On aura donc :

$$F(x) = e^{-e^{-y}}$$

Dans cet ajustement on utilise le logiciel HYFRAN pour avoir l'ajustement à la loi de GEV

Tableau II.20 : Quantiles théoriques de GEV :

Périodes de retours	Fréquences	Valeurs théoriques	Ecart-type
T	q	XT	δ
100.0	0.9900	176	33.5
50.0	0.9800	154	23.8
20.0	0.9500	128	14.4
10.0	0.9000	109	9.54
5.0	0.8000	90.9	6.37

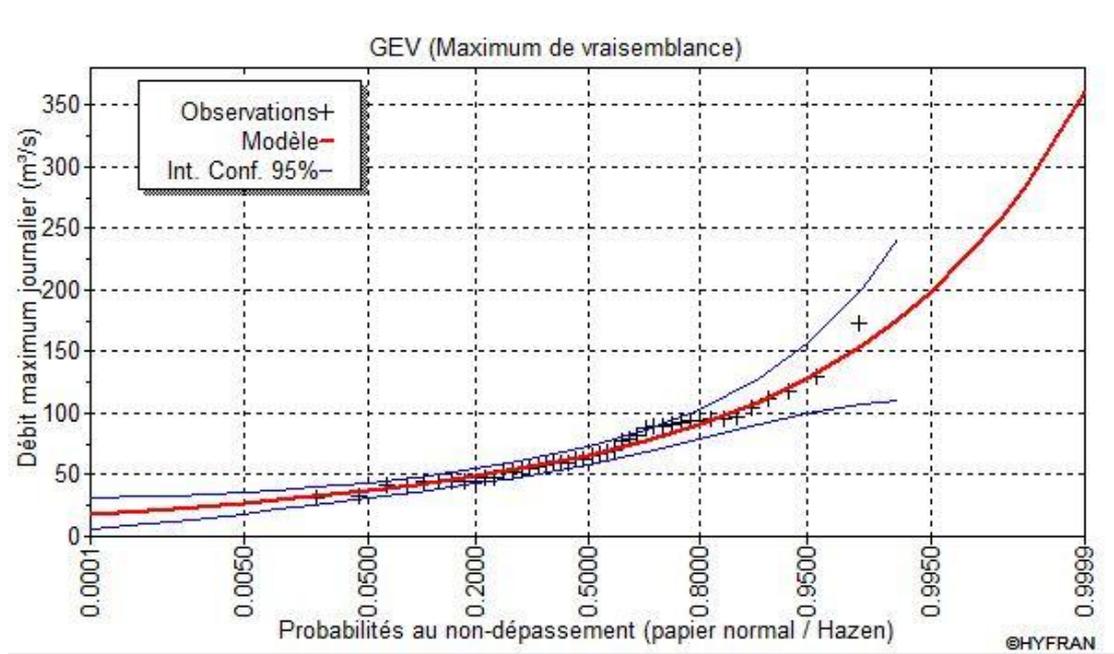


Figure 09 : Représentation graphique de l’ajustement à la loi de GEV.

**II.2.3.4. Test de validité des ajustements :**

**a) Test d'ajustement du khi² :**

Afin de choisir la loi la plus adéquate on va comparer les variables  $\chi^2_{\text{Théorique}}$  et  $\chi^2_{\text{calculé}}$  à un risque  $\alpha = 5\%$  autrement dit à un seuil de signification de 95% et un nombre degré de liberté  $\gamma$ .

**Tableau II.21 :** résultats du test du khi² :

Lois statistiques	Degré de liberté	$\chi^2_{\text{Calculé}}$	$\chi^2_{\text{Théorique}}$	Observations	Remarques
GUMBEL	6	10.82	12.01	$\chi^2_{\text{Calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$	Validé
GALTON	6	8.36	12.01	$\chi^2_{\text{Calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$	Validé
GEV	5	9.18	11.07	$\chi^2_{\text{Calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$	Validé

**Commentaire :**

$X^2_{\text{calculé}} < X^2_{\text{théorique}}$  donc l’ajustement des lois sont bon pour une probabilité soit 95 % pour les trois lois Gumbel, Galton et GEV

Pour comparer les trois méthodes, nous devons tracer sur le même graphe les trois courbes d’ajustement à l’aide du logiciel Hyfran

b) Graphique :

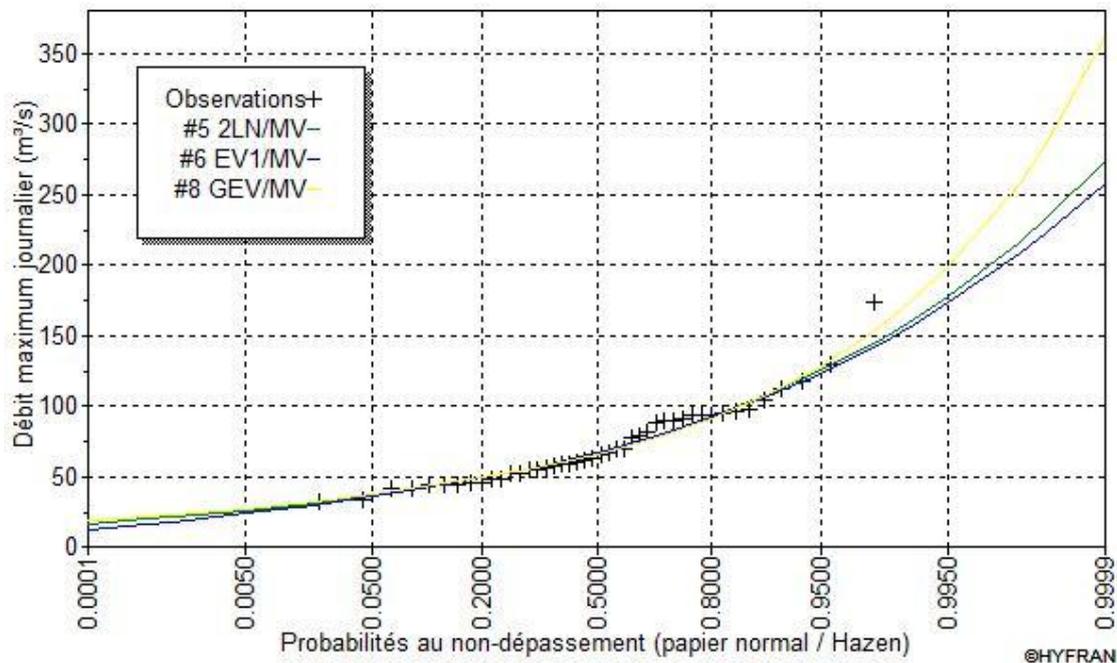


Figure 10 : comparaison des trois lois d'ajustement.

On constate que les droites d'ajustement sont bien ajustées par rapport aux nuages de points expérimentaux.

D'après la comparaison graphique qui a été faite avec le logiciel Hyfran On a opté pour **la loi de Galton** Car, vu que les trois méthodes sont validées on choisit celle qui a le moins de paramètre et la plus simple

**II.3. Pluies de courte durée :**

Pour une période donnée la quantité de pluie tombée dans un temps donnée "t" est donnée par la formule (Body, ANRH 1984) :

$$P_{ct} = P_{\max j} \left( \frac{t}{24} \right)^b \tag{II.24}$$

- Avec : **t** : durée de l'averse.
- b** : exposant climatique (**b = 0.47**, selon l'ANRH).

Ensuite on calcule les intensités maximales d'une durée t(h) et une période de retour T (ans) par la relation suivante

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \tag{II.25}$$

- Avec : **I** : l'intensité maximale de période t (h).
- P** : Pluies de courte durée (mm).

**Tableau II.22** : Les précipitations et les intensités maximales pour différentes durées :

Xt	162		146		125		109		92,2	
Périodes de retours	100 ans		50 ans		20 ans		10 ans		5 ans	
Durée (h)	Pct (mm)	I (mm/h)								
0,25	18,96	75,84	17,09	68,35	14,63	58,52	12,76	51,03	10,79	43,16
0,5	26,26	52,52	23,67	47,34	20,26	40,53	17,67	35,34	14,95	29,89
1	36,38	36,38	32,78	32,78	28,07	28,07	24,48	24,48	20,70	20,70
2	50,38	25,19	45,41	22,70	38,88	19,44	33,90	16,95	28,68	14,34
3	60,96	20,32	54,94	18,31	47,04	15,68	41,02	13,67	34,70	11,57
4	69,79	17,45	62,90	15,72	53,85	13,46	46,96	11,74	39,72	9,93
5	77,51	15,50	69,85	13,97	59,80	11,96	52,15	10,43	44,11	8,82
6	84,44	14,07	76,10	12,68	65,15	10,86	56,81	9,47	48,06	8,01
7	90,78	12,97	81,82	11,69	70,05	10,01	61,08	8,73	51,67	7,38
8	96,66	12,08	87,12	10,89	74,59	9,32	65,04	8,13	55,02	6,88
9	102,17	11,35	92,08	10,23	78,83	8,76	68,74	7,64	58,15	6,46
10	107,35	10,74	96,75	9,68	82,83	8,28	72,23	7,22	61,10	6,11
11	112,27	10,21	101,18	9,20	86,63	7,88	75,54	6,87	63,90	5,81
12	116,96	9,75	105,41	8,78	90,25	7,52	78,69	6,56	66,57	5,55
13	121,44	9,34	109,45	8,42	93,71	7,21	81,71	6,29	69,12	5,32
14	125,75	8,98	113,33	8,09	97,03	6,93	84,61	6,04	71,57	5,11
15	129,89	8,66	117,06	7,80	100,22	6,68	87,40	5,83	73,93	4,93
16	133,89	8,37	120,67	7,54	103,31	6,46	90,09	5,63	76,20	4,76
17	137,76	8,10	124,16	7,30	106,30	6,25	92,69	5,45	78,40	4,61
18	141,51	7,86	127,54	7,09	109,19	6,07	95,21	5,29	80,54	4,47
19	145,15	7,64	130,82	6,89	112,00	5,89	97,67	5,14	82,61	4,35
20	148,70	7,43	134,01	6,70	114,73	5,74	100,05	5,00	84,63	4,23
21	152,15	7,25	137,12	6,53	117,40	5,59	102,37	4,87	86,59	4,12
22	155,51	7,07	140,15	6,37	119,99	5,45	104,63	4,76	88,51	4,02
23	158,79	6,90	143,11	6,22	122,52	5,33	106,84	4,65	90,37	3,93
24	162,00	6,75	146,00	6,08	125,00	5,21	109,00	4,54	92,20	3,84

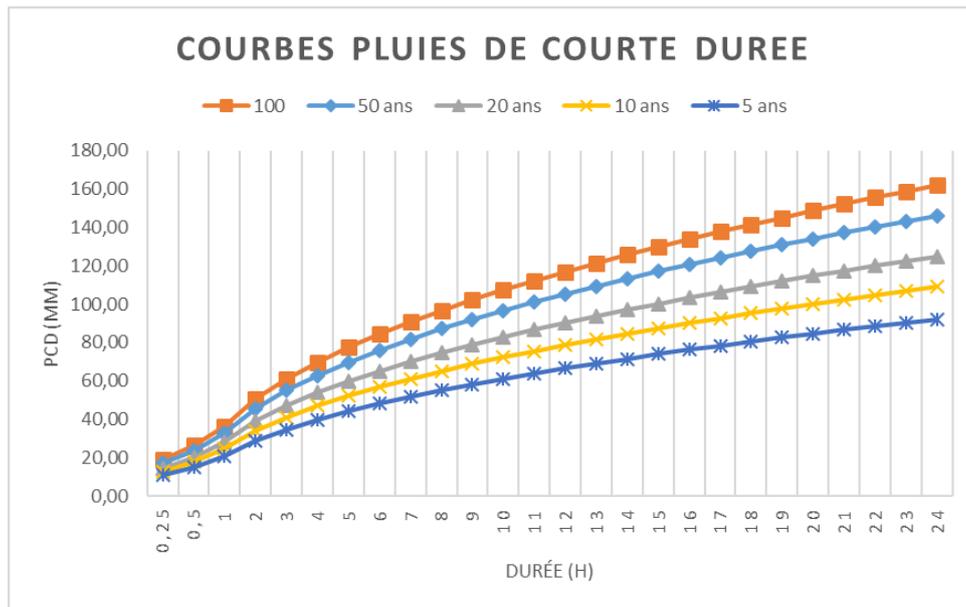


Figure 11 : courbe pluies de courte durée en fonction de la durée

#### II.4. Calcul de l'intensité de pluie de courte durée :

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation ; nous utilisons la formule de Montana :

$$It(15min)(p\%) = I24(p\%) \left(\frac{t}{24}\right)^{(b-1)} \tag{II.26}$$

Pour une averse de fréquence (p%) :

**I24 (p%)** : Intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence (p%) donnée

**t** : Durée de l'averse en heures.

**b** : Exposant climatique de la région (b = 0.47) qui est donné par l'ANRH.

Pour l'estimation de l'intensité moyenne des précipitations, nous admettons qu'une averse ayant lieu une fois tous les 10 ans ; durant 15min (0.25h), peut-être la valeur optimale. Nous aurons donc :

$$It(15min)(10\%) = I24(10\%) \left(\frac{t}{24}\right)^{(b-1)} \tag{II.27}$$

D'après la loi de Galton on a :

$$P24(10\%) = 109 \text{ mm}$$

$$It(15min)(10\%) = \frac{109}{24} \left(\frac{0.25}{24}\right)^{(0.47-1)}$$

$$It(15min)(10\%) = 51.029 \text{ mm/h}$$

$$It(15min) = \frac{51.029 \times 10000}{3600} = 141.75 \text{ l/s/ha}$$

Pour l'estimation de l'intensité moyenne des précipitations pour un cours d'eau, nous admettons qu'une averse ayant lieu une fois tous les 50 ans ; durant son temps de concentration, peut-être la valeur optimale. Nous aurons donc :

$$It(15 \text{ min})(50\%) = I24(50\%) \left(\frac{t}{24}\right)^{(b-1)}$$

D'après la loi de Galton on a :

$P_{24}(50\%) = 146 \text{ mm}$

$$I_t(15\text{min})(50\%) = \frac{146}{24} \left(\frac{0.25}{24}\right)^{(0.47 - 1)}$$

$I_t(15\text{min})(50\%) = 68.351 \text{ mm/h}$

$$I_t(15\text{min}) = \frac{68.351 \times 10000}{3600} = 189.86 \text{ l/s/ha}$$

**$I_t(15\text{min}) = 141.75 \text{ l/s/ha}$**  pour  $I_{24}(10\%)$

**$I_t(15\text{min}) = 189.86 \text{ l/s/ha}$**  pour  $I_{24}(50\%)$

### II.5. Evaluation des débits de crues :

Les crues constituent une situation extrême dans le comportement des cours d'eau. Il s'agit de gonflements fluviaux exceptionnels et irréguliers en période des hautes eaux.

La prédétermination du débit d'une crue consiste à associer au dépassement d'un certain débit une probabilité d'occurrence. Les méthodes empiriques se basent sur la corrélation qui existent entre les paramètres des bassins versants et les crues à estimer.

#### II.5.1. Formule de TURAZZA :

La formule de Turazza est couramment utilisée en Algérie, en l'absence de données hydrométrique pour l'estimation des débits maximums.

$$Q_T = \frac{PTc\% \cdot S \cdot Cr}{3.6 \cdot Tc} \quad (\text{m}^3/\text{s}) \quad (\text{II.28})$$

**Avec :**

S- superficie du bassin versant en  $\text{km}^2$

PTc%-pluie de courte durée pour  $t=Tc$

Tc- temps de concentration en heures.

Cr-coefficient de ruissellement de fréquence donnée

Le coefficient de ruissellement étant le rapport entre le volume ruisselé et le volume précipité dépend de la topographie, la perméabilité et le couvert végétal,  $0.4 < Cr < 0.9$ .

Pour les différentes périodes de retour nous prendrons Cr égal (source : DRW Tizi-Ouzou) :

$T=2 \text{ ans } Cr=0.4, T=10 \text{ ans } Cr=0.6, T=20 \text{ ans } Cr=0.68, T=50 \text{ ans } Cr=0.70, T=100 \text{ ans } Cr=0.75, T=1000 \text{ ans } Cr=0.85.$

#### II.5.2. Formule de SOKOLOVSKY :

Cette méthode est d'un usage très courant dans les services d'hydrologie La formule prend en considération globale de tous les facteurs du ruissellement.

$$Q_{\max} = \frac{0.28 \cdot S \cdot P \cdot Cr}{Tc} \cdot f \quad (\text{m}^3/\text{s}) \quad (\text{II.29})$$

Avec :

S : superficie du bassin versant

Ptc : pluie de durée Tc et de fréquence donnée.

K : coefficient de ruissellement.

f: coefficient de forme de l'hydrogramme égal à 1.043 pour les cours d'eau moyens et grands avec lits majeurs peu prononcés et 1.20 pour les petits cours d'eau.

Les valeurs des débits extrêmes pour différentes périodes de retour de la zone d'étude calculées avec la formule de TURAZZA et SOKOLOVSKY sont portées dans le tableau ci-dessous.

**Tableau II.23** : Récapitulation des débits de crues du bassin versant 1 :

Formules	Périodes de retours			
	10	20	50	100
Pj max	109	125	146	162
Pcd (tc)	32,35	37,1	43,33	48,08
TURAZZA	101,28	131,64	158,26	188,16
SOKOLVSKY	122,51	159,23	191,44	227,60

**Tableau II.24** : Récapitulation des débits de crues du bassin versant 2 :

Formules	Périodes de retours			
	10	20	50	100
Pj max	109	125	146	162
Pcd (tc)	2,26	4,51	11,28	22,56
TURAZZA	1,87	4,23	10,88	23,31
SOKOLVSKY	2,26	5,11	13,16	28,20

### II.6. Hydrogrammes de crues :

La méthode de Sokolovsky consiste à considérer que l'hydrogramme est assimilé à 2 équations paraboliques, l'une pour la montée, et l'autre pour la décrue

Pour la montée :  $Qm = (Q \text{ max } 1\%) \cdot \left(\frac{t}{tm}\right)^m$  (II.30)

Pour la décrue :  $Qd = (Q \text{ max } 1\%) \cdot \left(\frac{td - t}{td}\right)^n$  (II.31)

Où : tm et td respectivement temps de montée et de décrue

m et n puissance des équations m = 2 pour la montée, n = 3 pour la décrue. Selon SOKOLOVSKY

$$t_m = t_c$$

$$t_d = \gamma \cdot t_m$$

$$t_b = t_m + t_d$$

Où :  $\gamma$  - coefficient estimé à partir de certaines caractéristiques physiques du cours d'eau et de son bassin versant - valeur prise égale à 2.5 pour les bassins versants 1 et 2.

**Tableau II.25** : Hydrogramme de crue (100 ans) du bassin versant 1 :

MONTEE DE LA CRUE				DECRUE				
N°	T	T/t <sub>m</sub>	(T / t <sub>m</sub> ) ^2	Q <sub>m</sub>	T <sub>d</sub> - t	(T <sub>d</sub> - t) /t <sub>d</sub>	((T <sub>d</sub> - t) /t <sub>d</sub> ) ^3	Q <sub>max1%</sub>
	(Heures)			(m <sup>3</sup> /s)	(Heures)			(m <sup>3</sup> /s)
1	0	0	0	0				0
2	0,5	0,28	0,08	17,4				17,37
3	1	0,55	0,31	69,5				69,47
4	1,5	0,83	0,69	156,3				156,31
5	1,81	1,00	1,00	227,6	4,525	1	1	227,60
6	2				4,335	0,958	0,879	200,12
7	2,5				3,835	0,848	0,609	138,55
8	3				3,335	0,737	0,400	91,12
9	3,5				2,835	0,627	0,246	55,97
10	4				2,335	0,516	0,137	31,27
11	4,5				1,835	0,406	0,067	15,18
12	5				1,335	0,295	0,026	5,84
13	5,5				0,835	0,185	0,006	1,43
14	6				0,335	0,074	0,000	0,09
15	6,335				0	0	0	0

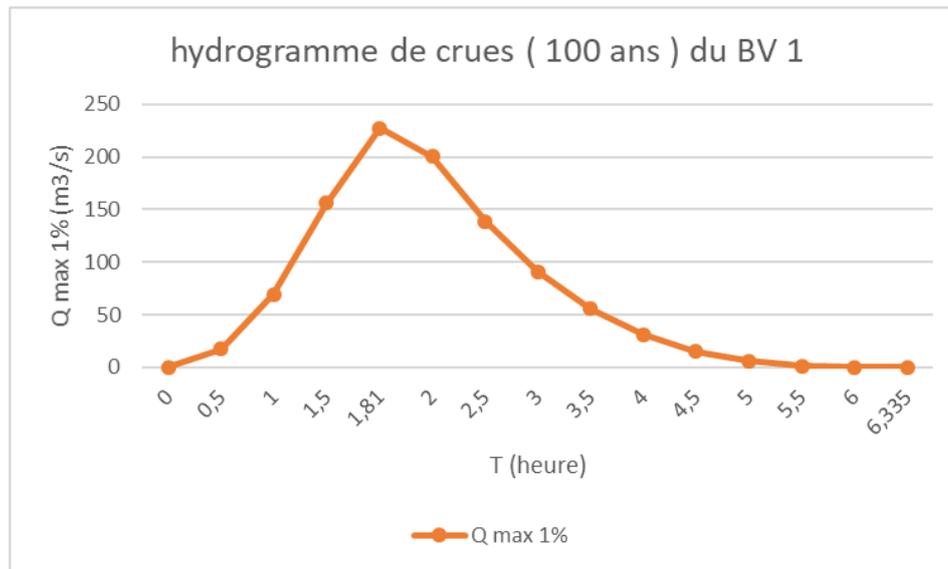
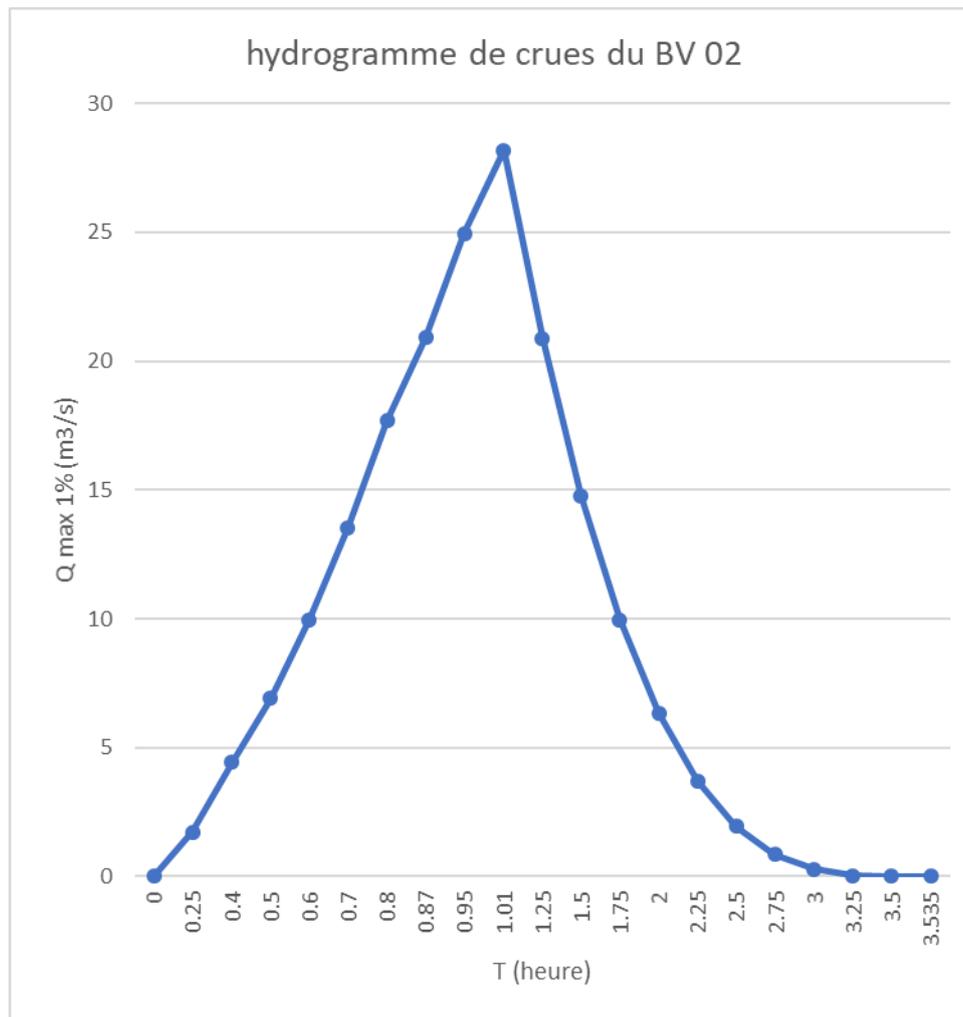


Figure 13 : hydrogramme de crues du BV 01

Tableau II.24 : Hydrogramme de crue (100 ans) du bassin versant 2 :

MONTEE DE LA CRUE				Qm (m3/s)	DECRUE			Qmax1% (m3/s)
N°	T (Heures)	T/tm	(T / tm)^2		Td - t (Heures)	(Td - t)/td	((Td - t)/td)^3	
1	0	0	0	0				0
2	0.25	0.2475	0.0612685	1.727771787				1.72777179
3	0.4	0.396	0.1568474	4.423095775				4.42309577
4	0.5	0.495	0.245074	6.911087148				6.91108715
5	0.6	0.5941	0.3529066	9.951965494				9.95196549
6	0.7	0.6931	0.4803451	13.54573081				13.5457308
7	0.8	0.7921	0.6273895	17.6923831				17.6923831
8	0.87	0.8614	0.7419861	20.92400745				20.9240075
9	0.95	0.9406	0.8847172	24.94902461				24.9490246
10	1.01	1	1	28.2	2.525	1.0000	1.000000	28.2
11	1.25				2.285	0.9050	0.741096	20.89891
12	1.5				2.035	0.8059	0.523491	14.76244
13	1.75				1.785	0.7069	0.353289	9.96276
14	2				1.535	0.6079	0.224668	6.33563
15	2.25				1.285	0.5089	0.131803	3.71684
16	2.5				1.035	0.4099	0.068871	1.94216
17	2.75				0.785	0.3109	0.030049	0.84737
18	3				0.535	0.2119	0.009512	0.26824
19	3.25				0.285	0.1129	0.001438	0.04055
20	3.5				0.035	0.0139	0.000003	0.00008
21	3.535				0	0.0000	0.000000	0.00000



**Figure 14 :** hydrogramme de crues du BV 02

### Conclusion :

Dans ce chapitre on a analysé des données pluviométriques. Dans notre étude on a utilisé trois lois, la loi de Gumbel, Galton (Log normale) et GEV, l'ajustement des pluies maximales journalières a été traité par le logiciel « Hyfran ». Enfin on a opté pour la loi de Galton (log-normal) qui nous a permis de déterminer l'intensité moyenne de précipitation.

La règle générale qui préside au choix de l'ampleur de la crue de projet consiste à réduire le risque d'inondation (accroître la crue de projet) de façon inversement proportionnelle à l'étendue des dommages matériels possibles. Les résultats des formules empiriques, Pour aller dans le sens de la sécurité, on propose comme crues les valeurs calculées par la méthode de Sokolovsky dont les valeurs sont plus élevées.

## **Introduction :**

L'objectif du réseau d'assainissement est d'assurer l'évacuation des eaux de ruissellement et eaux usées de différentes origines. Pour cela l'évaluation des débits des eaux usées et pluviales est primordiale pour le dimensionnement de ce dernier.

### **III.1. Réseau d'assainissement :**

Un réseau d'assainissement est un ensemble d'ouvrages hydrauliques dont le seul et unique objectif est d'évacuer les eaux usées et les eaux pluviales vers un point de rejet.

Le rôle d'un réseau d'assainissement est triple :

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

### **III.2 systèmes d'évacuation du réseau d'assainissement :**

Les systèmes d'évacuation sont composés principalement de conduites à écoulement à surface libre, de canaux et fossés, et accessoirement de postes de pompage pour refouler les eaux vers les collecteurs. Habituellement, on considère trois catégories de systèmes d'évacuation, soit :

- Système unitaire.
- Système séparatif composé d'un égout sanitaire et d'un égout pluvial.
- Système pseudo-séparatif.

#### **III.2.1. Système unitaire :**

Ce système prévoit l'évacuation en commun dans une même conduite les eaux usées et les eaux pluviales, il nécessite des ouvrages d'égout et station d'épuration relativement importante afin de pouvoir absorber les pointes de ruissellement

#### **III.2.2. Système séparatif**

Ce système prévoit l'évacuation des eaux usées domestiques et industrielle dans un réseau, et les eaux pluviales dans un autre.

#### **III.2.3. Système pseudo séparatif**

Ce système est conçu de telle manière à recevoir les eaux usées et une fraction des eaux de ruissellement (toiture et, cours...) l'autre fraction des eaux pluviales qui sera transitée par des caniveaux et quelques tronçons d'ouvrages pluviaux.

### **III.3. Schéma d'évacuation :**

Les réseaux d'Assainissement fonctionnent essentiellement en écoulement gravitaire et peuvent avoir des dispositions très diverses selon le système choisi. Leur schéma se rapproche le plus souvent de l'un des types suivants :

#### **III.3.1. Schéma perpendiculaire**

Ce schéma consiste à amener perpendiculairement à la rivière un certain nombre de collecteurs. Il ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration, il convient lorsque l'épuration n'est pas jugée nécessaire et aussi pour l'évacuation des eaux pluviales en systèmes séparatif.

### III.3.2. Schéma par déplacement latéral

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

### III.3.3. Schéma à collecteur transversal ou oblique

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.

### III.3.4. Schéma à collecteur étagé

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

### III.3.5. Schéma type radial :

Le schéma radial convient pour les régions plates, il permet de concentrer l'effluent en un ou plusieurs points où il sera relevé pour être évacué en un point éloigné de l'agglomération.

## III.4. Choix du système d'évacuation :

Le choix du système d'évacuation se fait en tenant compte des paramètres prépondérants suivants :

- -de l'urbanisation de l'agglomération et son encombrement ;
- -des ouvrages existants, encore utiles pour le projet ;
- -du cours d'eau récepteur ;
- -de la comparaison des variantes (système séparatif, unitaire)
- -La topographie du terrain naturel.

Pour notre agglomération, on constate d'après les plans topographique et urbanistique que les pentes du terrain sont assez fortes. Vu la largeur des routes, on cherche toujours l'économie d'un faible encombrement de la chaussée. A la lumière de ces constatations, on opte pour un système unitaire.

## III.5. Estimation de la population :

L'évolution de la population est analysée à partir des résultats du (R.G.P.H). La population en 2008 selon le RGPH est de **2462** habitants.

Le taux de croissance de la population de cette région a été évalué à **2.0%** ; un taux assez grand qui reflète une évolution dans tous les autres domaines par conséquent le taux de vie sera assez important.

L'évolution démographique est estimée suivant la loi des accroissements donnée par la formule des intérêts composés :

$$P_f = P_a (1+\tau)^n \quad \text{(III.1)}$$

Avec :

P<sub>f</sub> : Population à l'horizon considéré (hab),

P<sub>a</sub> : Population de l'année de référence

n : le nombre d'année séparant les horizons considérés.

$\tau$  : le taux d'accroissement de la population.

Dans notre étude on prend l'horizon d'étude 25 ans.

**Tableau III.1** : Evolution de la population selon les RGPH de 2008 jusqu'à 2043

Années	2008	2018	2043
Populations (hab)	2462	3001	4924

### III.6. Evaluation du coefficient de ruissellement de chaque surface élémentaire :

Le coefficient de ruissellement (C) est à déterminer par le plus grand débit  $Q_r$  (l/s) instantané et la plus forte précipitation  $P$  (l/s/ha) dans le bassin d'apport  $S$  (ha) est désigné comme coefficient de ruissellement maximal

Ce coefficient influe énormément sur la quantité d'eau pluviale, c'est pour cela que lors du découpage des sous bassins il faut que ces derniers soient aussi homogènes que possible, pour que le coefficient de ruissellement pondéré du bassin ne soit pas trop erroné.

#### III.6.1. Coefficient de ruissellement :

Ne perdons pas de vue que l'influence du coefficient de ruissellement sur les débits est plus importante que les autres paramètres. Si on a appréhendé correctement l'aire  $S$ , il n'est pas de même du coefficient  $C$  : les coefficients  $C$  peuvent faire les débits du simple au double surtout pour des espaces libres constitués de sols plus ou moins perméables.

Dans de tels cas, on calculera un coefficient  $C$  pondéré en découplant le bassin en zones plus ou moins homogènes, on obtient :

$$C_{rp} = \frac{C_1S_1 + C_2S_2 + \dots + C_nS_n}{S_1 + S_2 + \dots + S_n} = \frac{\sum_{i=0}^n C_i S_i}{\sum_{i=0}^n S_i} \tag{III.2}$$

Avec :

$C_i$  : coefficient de ruissèlement du sous bassin  $i$  ;

$S_i$  : surface du sous bassin  $i$  ;

**Tableau III.2** : Différentes valeurs du coefficient de ruissellement (Bourrier, 2008)

<b>1)- Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.</b>	
<b>Densité de la population (hab / ha)</b>	<b>Cr</b>
20	0.20
30-80	0.20-0.25
60-150	0.25-0.30
150-200	0.30-0.45
200-300	0.45-0.60
300-400	0.60-0.80
400 et plus	0.80-0.90

<b>2)- Coefficient de ruissellement en fonction des catégories d'urbanisation.</b>	
<b>Catégorie d'urbanisation</b>	<b>Cr</b>
Habitation très dense	0.90
Habitation dense	0.60-0.70
Habitation moins dense	0.40-0.50
Quartiers résidentiels	0.20-0.30
Square-Garde-Prairie	0.05-0.20

<b>3)- Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence.</b>	
<b>Zone d'influence</b>	<b>Cr</b>
Surface imperméable	0.90
Pavage à large joints	0.60
Voirie non goudronnée	0.35
Allée en gravier	0.20
Surfaces boisées	0.05

Puisque notre agglomération est à caractère urbain, alors le coefficient de ruissellement sera important vu l'influence des facteurs suivants :

- Le site est composé des terrains revêtus.
- Les voies et les routes sont goudronnées.
- Les habitations sont denses.

Le tableau suivant représente les différents sous bassins pour notre zone d'étude ainsi que les coefficients de ruissellement pour chaque sous bassin :

**Tableau.III.2** : Détermination du coefficient de ruissellement pondéré pour chaque sous bassin :

N° du SB	Surface (ha)	Cr
1	12,03	0,05
2	2,26	0,61
3	5,12	0,65
4	9,24	0,69
5	10,14	0,69
6	11,78	0,64
7	12,73	0,65
8	12,81	0,69
9	12,90	0,63
10	10,76	0,50
11	2,75	0,75
12	3,78	0,05

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

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

$$D_i = \frac{C_{ri}P}{C_{rp}S} \quad (\text{III.3})$$

Avec :

**D<sub>i</sub>** : Densité partielle du sou bassin considéré en (hab/ha).

**C<sub>rp</sub>** : Coefficient de ruissellement pondéré total. C<sub>rp</sub> = 0.55

**C<sub>ri</sub>** : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.

**P** : Population globale à l'horizon de calcul. P en 2043 = 4924 habitants

**S** : Surface totale de la zone urbanisée en (ha). S= 106.3 ha

### III.6.3. Calcul du nombre d'habitant de chaque surface drainée :

On procède par le calcul du nombre d'habitants correspondant à chaque sous bassin par la relation

$$P_i = D_i \cdot S_i \quad (\text{III.4})$$

Avec :

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

**S<sub>i</sub>** : Surface de chaque sous bassin (ha)

**Tableau.III.3** : Calcul de la densité partielle et la détermination du nombre d'habitants pour chaque sous bassin :

N° du SB	Surface (ha)	Cr	Crp	Di (hab/ha)	Pi (hab)
1	12,03	0,05	0,55	0	0
2	2,26	0,61	0,55	51,59	117
3	5,12	0,65	0,55	54,98	281
4	9,24	0,69	0,55	58,19	538
5	10,14	0,69	0,55	58,70	595
6	11,78	0,64	0,55	54,13	638
7	12,73	0,65	0,55	54,81	698
8	12,81	0,69	0,55	58,19	745
9	12,90	0,63	0,55	52,95	683
10	10,76	0,50	0,55	42,29	455
11	2,75	0,75	0,55	63,43	174
12	3,78	0,05	0,55	0	0

### III.7. Evaluation des débits d'eaux usées :

#### III.7.1. Généralité :

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées est de savoir la quantité à évacuer dans le réseau d'évacuation et la qualité des rejets à traiter afin d'éviter qu'elles soient une source de plusieurs maladies à transmission hydrique (fièvre typhoïde, dysenterie...).

#### III.7.2. Origine des eaux usées : (BOURRIER,1991)

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

- a- Les eaux usées domestiques :** Elles proviennent des différents usages domestiques de l'eau. Elles sont essentiellement porteuses de pollutions organiques. Elles se répartissent en eau ménagère qui a pour origine les salles de bain et les cuisines, elles sont généralement chargées de détergents, de graisses, de solvants, et de débris organiques. Il s'agit aussi des rejets des toilettes, chargées de diverses matières organiques azotées et de germes fécaux. Ces eaux sont évacuées à travers des canalisations à normes respectées.
- b- Les eaux du service public :** 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. Les eaux de lavage des espaces publics (marché, rues, cours...) sont évacuées vers le réseau par l'intermédiaire de puisard munis d'une grille. L'estimation se fait à base du nombre de personnes qui fréquentent le lieu et sur la dotation requise pour chaque activité.
- c- Eaux parasites :** Les eaux claires parasites sont l'ensemble des eaux propres à temps sec qui surcharge inutilement le réseau nuisant au bon fonctionnement de la STEP. En absence de valeurs mesurées, on prend un débit d'eau parasite compris entre 0,05 et 0,15 l/s/ha.
- d- Les eaux usées pluviales :** Normalement les eaux pluviales ne sont pas forcément polluées. Elles ne sont considérées comme des eaux usées que si elles sont mélangées avec des effluents urbains au niveau des égouts de type unitaire.

- e- **Les eaux industrielles** : Tous les rejets correspondant à une utilisation de l'eau autre que domestique et résultant des autres activités industrielles, commerciales, artisanales, ou autres. Leurs caractéristiques sont précisées dans une convention spéciale, valant autorisation de déversement, lors du raccordement au réseau d'assainissement.

**Remarque :**

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

**III.7.3. Consommation en eau potable :**

Le calcul des besoins en eau, se fait sur la base d'une quantité d'eau moyenne attribuée à chaque individu (dotation). Cette quantité peut être également évaluée sur la base de normes utilisées ou estimées à partir du dépouillement des relevés de compteurs au niveau de chaque partie du système (forages, adductions, réservoirs, réseaux de distribution, abonnés, ...).

La plupart des localités faisant objet de cette étude, sont dépourvues du système de distribution donc n'étant pas équipé de compteurs, nous sommes donc amenés à opter pour une valeur théorique qui sera prise égale à 150 litres/jour/habitant.

**III.7.4. Estimation de la quantité d'eaux usées à évacuer :**

Le débit d'eaux usées dans la canalisation est sujet à des variations, celles-ci sont essentiellement influencées par la consommation d'eau. Les quantités d'eau usées sont plus grandes pendant la journée que pendant la nuit. Toute l'eau utilisée par le consommateur n'est pas rejetée dans le réseau en totalité, il est admis que l'eau évacuée n'est que les 70% à 80% de l'eau consommée, c'est ce qu'on appelle le coefficient de rejet. Dans notre cas, on va adopter un coefficient de rejet de l'ordre de 80% (**K<sub>r</sub>=80%**)

**III.7.5. Estimation des débits d'eaux usées domestiques :**

Le calcul des débits d'eaux usées domestiques nécessite la détermination de la consommation moyenne journalière qui est égale au produit de la dotation (norme) moyenne journalière par le nombre de consommateurs.

Pour l'agglomération de OUACIF ; la dotation moyenne journalière est de l'ordre de **150 L/J/hab.** d'après (DRE)

**a. Evaluation du débit moyen journalier :**

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

$$Q_{moy j} = \frac{N_i D_i K_r}{24.3600} \quad (III.5)$$

**Q<sub>moyj</sub>** : Débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s) ;

**N<sub>i</sub>** : le nombre de consommateurs dans le sous bassin i ;

**D<sub>i</sub>** : dotation prise égale à 150 l/j/hab ;

**K<sub>r</sub>** : coefficient de rejet supposé égal à 80%.

**b. Evaluation du débit de pointe :**

On estimera les valeurs de débits moyenne journaliers **Qmoyj** applicables aux différents points stratégiques du réseau et auxquels on affectera le facteur de pointe correspondant calculé par cette formule :

$$Kp = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Qmoyj}} ; \text{ Si } Qmoyj \geq 2.8 \text{ l/s}$$

$$Kp = 3 \quad \text{ Si } Qmoyj \leq 2.8 \text{ l/s} \quad \text{(III.6)}$$

Avec :

Kp : coefficient de pointe ;

Qmoyj : débit moyen journalier ;

Le débit de pointe est donné par la formule suivante :

$$Qpte = Kp \cdot Qmoyj \quad \text{(III.7)}$$

### III.7.6. Estimation des débits des équipements pour chaque sous bassin :

Les débits des eaux usées des équipements sont respectivement illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau III.4:** Evaluation des débits d'eaux usées des équipements :

N° SB	équipements	unité de mesure	nombre d'unité	dotation (l/j/unité)	Q EU eq (l/s)	Q EU TOT (l/s)
SB 01	champ agricole	/	/	/	/	/
SB02	protection civile	agents	80	120	0,089	0,097
	garde communal	agents	50	15	0,007	
	PND	agents	5	15	0,001	
SB03	CFPA	étudiants	75	80	0,056	0,405
	huilerie	unité	1	15000	0,139	
	50 locaux	locaux	50	5	0,002	
	école primaire	élèves	160	25	0,037	
	CEM	élèves	150	80	0,111	
	tribunal	unité	1	5000	0,046	
	siège APC	employés	50	30	0,014	
SB04	parc APC	unité	1	1500	0,014	0,145
	gare routière	unité	1	1500	0,014	
	station-service	unité	1	1000	0,009	
	agence de PTT	employés	30	30	0,008	
	centre de santé	unité	1	4000	0,037	
	abattoir	unité	1	5000	0,046	
	crèche + jardin d'enfants	enfants	60	30	0,017	
SB 05	école primaire + cantine	élèves	150	80	0,111	0,496
	CFPA	étudiants	75	80	0,056	
	station-service	unité	1	1000	0,009	
	mini centre	unité	1	2000	0,019	

	central téléphonique	employés	20	30	0,006	
	lycée	élèves	400	80	0,296	
SB 06	protection civile	agents	80	120	0,089	0,726
	commerce	locaux	50	5	0,002	
	02 mosquée	fidèles	2000	25	0,463	
	centre de santé	unité	1	4000	0,037	
	gendarmerie	gendarmes	80	120	0,089	
	polyclinique	lits	60	50	0,028	
	centre culturel	unité	1	2000	0,019	
SB 07	maison de jeune	unité	1	2000	0,019	0,135
	salle omnisport	athlètes	60	20	0,011	
	sreté de daïra	agents	80	80	0,059	
	école primaire	élèves	160	25	0,037	
	salle polyvalente	athlètes	50	20	0,009	
SB 08	hôpital	lits	120	150	0,167	0,280
	sreté de daïra	agents	20	15	0,003	
	salle d'exposition et musée	m <sup>2</sup>	400	5	0,019	
	auberge de jeunesse	lits	80	120	0,089	
	salle de cinéma	spectateurs	65	5	0,003	
SB 09	bibliothèque	m <sup>2</sup>	130	5	0,006	0,482
	CEM + cantine	élèves	150	80	0,111	
	SBD hydraulique	employés	20	30	0,006	
	Siège de daïra	employés	60	30	0,017	
	stade	vestiaires	1	5000	0,046	
	lycée	élèves	400	80	0,296	
SB 10	polyclinique	lits	60	50	0,028	0,029
	30 locaux	locaux	30	5	0,001	
SB 11	stade	vestiaires	1	5000	0,046	0,046
SB 12	jardin	/	/	/	/	/

### III.7.7. Estimation des débits de pointe pour chaque sous bassin :

Les débits de pointe d'eaux usées domestique de chaque surface drainée sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.5 :** détermination des débits de pointe pour chaque sous bassin :

N° du SB	Pi (hab)	Dotation	% rejet	Qmoyj Rej (l/s)	Kp	QEU (l/s)	Q équip	Q EU tot (l/s)	Q tot (m3/s)
1	0	150	0,8	0	3	0	0	0	0
2	117	150	0,8	0,162	3	0,486	0,097	0,583	0,0006
3	281	150	0,8	0,391	3	1,173	0,405	1,578	0,0016
4	538	150	0,8	0,747	3	2,240	0,145	2,385	0,0024

5	595	150	0,8	0,827	3	2,480	0,496	2,976	0,0030
6	638	150	0,8	0,886	3	2,657	0,726	3,383	0,0034
7	698	150	0,8	0,969	3	2,907	0,135	3,042	0,0030
8	745	150	0,8	1,035	3	3,106	0,28	3,386	0,0034
9	683	150	0,8	0,949	3	2,846	0,482	3,328	0,0033
10	455	150	0,8	0,632	3	1,896	0,029	1,925	0,0019
11	174	150	0,8	0,242	3	0,727	0,046	0,773	0,0008
12	0	150	0,8	0	3	0	0	0	0

### III.8. Evaluation des débits d'eaux pluviales :

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

#### III.8.1. La méthode rationnelle :

Cette méthode fut découverte en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée, elle consiste à évaluer, à mesure de l'avancement du calcul, les temps de concentration aux divers points caractéristiques du parcours d'un réseau, toute modification dans la résolution entraîne nécessairement une itération de calcul. De ce point de vue, la méthode rationnelle est une méthode de convergence permettant d'optimiser les résultats. Dans la pratique, la démarche consiste à estimer les débits produits à l'aval de secteurs élémentaires S1, S2, ...Sn délimités par des lignes isochrones de ruissellement (lignes égales de temps de concentration), arrive à l'exutoire au bout d'un temps Δt (respectivement 2Δt, ....., nΔt)

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

$$Q = C . i . S \tag{III.8}$$

Cependant, si on tient compte que l'intensité n'est pas uniforme (que l'averse à un épicentre et se diffuse dans l'espace), il convient d'appliquer un coefficient α de répartition de la pluie qui diminue lorsque l'on s'éloigne de l'épicentre. On obtiendra alors la relation :

$$Q = C . \alpha . i . S \tag{III.9}$$

Avec :

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

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

C : coefficient de ruissellement.

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

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

#### III.8.2.1. Hypothèses de la méthode rationnelle

Les hypothèses de base de la méthode rationnelle sont les suivantes :

- -Le débit de pointe Qp est observé à l'exutoire seulement si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration du bassin versant.

- -Le débit de pointe à la même période de retour que l'intensité moyenne qui le provoque.
- -Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne sur une durée égale au temps de concentration du bassin versant.
- -Le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre.
- -Les surfaces imperméables sont uniformément réparties sur la totalité du bassin considéré

### III.8.2.2. Validité de la méthode rationnelle

Cette méthode est efficace pour des aires relativement limitées, le résultat est meilleur pour des aires plus faibles du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, aussi, elle est applicable pour des surfaces où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes.

### III.8.2.3: 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.

#### III.8.2.3.1. Temps de concentration

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

$$T_c = t_1 + t_2 + t_3 \quad (\text{III.10})$$

Où

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

$$t_1 = \frac{L}{60 \cdot V} = \frac{\text{longueur}}{60 \cdot \text{vitesse}} \quad (\text{III.11})$$

$t_2$  : 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 :

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

Avec :

I : La pente du terrain (%)

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

Trois aspects sont à envisager :

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

Dans le cas général, pour les zones peu allongées, le temps de concentration est donné par la relation suivante : (Formule de Kirpich)

$$tc = 3.98 \left[ \frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77}$$

(III.12)

### III.8.2. La méthode superficielle (méthode de Caquot) :

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

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

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

Cette formule se présente sous la forme suivante :

$$Q(F) = K^{(1/u)} I^{(v/u)} C^{(1/u)} S^{(w/u)}$$

(III.13)

Où :

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

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

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

C : coefficient de ruissellement ;

S : surface du sous bassins considéré (ha) ;

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

$$K = \frac{0.5^{b(f)} a(f)}{6.6} \quad \text{(III.14)}$$

$$v = 0.41. b(f) \quad \text{(III.15)}$$

$$u = 1+0.287b(f) \quad \text{(III.16)}$$

$$w = 0.95 + 0.507 b(f) \quad \text{(III.17)}$$

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

$$I(t, f) = a(f).t^{b(f)} \quad \text{(III.18)}$$

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

#### III.8.2.1. Hypothèse et base de calcul du modèle :

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

#### III.8.2.2. Validité de la méthode superficielle :

Les limites d'application de la méthode superficielle sont :

- La limite supérieure de la surface du sous bassin est de 200 ha.
- Le coefficient de ruissellement doit être compris entre 0.2 et 1.
- Le coefficient d'allongement "M" doit être compris entre  $0.8 < M < 2$ .
- La pente doit être comprise entre 0.2 et 5%.

### III.9. Choix de la méthode :

Pour notre cas la surface des sous bassins est faible, alors, nous supposons que la répartition de la pluie dans chaque bassin est régulière et constante durant la chute de la pluie. Donc nous choisissons la méthode rationnelle pour l'évaluation des débits pluviaux, car elle est mieux adoptée aux critères de notre site d'étude.

### III.10. Calcul des débits pluviaux :

Comme la surface de notre cas est petite, Nous supposons que la répartition de la pluie dans chaque bassin est régulière et constante durant la chute de pluie, les valeurs du coefficient réducteur  $\alpha$  s'approche de l'unité, par conséquent sera pris égal à 1

La valeur de l'intensité est déterminée dans le chapitre II

Les résultats du calcul sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau III.6 :** Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassins par la méthode rationnelle :

N° du SB	Surface (ha)	Cr	I (l/s/ha)	$\alpha$	Q ep (l/s)	Q ep (m3/s)
1	12,03	0,05	141,75	1	85,26	0,085
2	2,26	0,61	141,75	1	195,42	0,195
3	5,12	0,65	141,75	1	471,74	0,472
4	9,24	0,688	141,75	1	901,12	0,901
5	10,14	0,694	141,75	1	997,52	0,998
6	11,78	0,64	141,75	1	1068,68	1,069
7	12,73	0,648	141,75	1	1169,30	1,169
8	12,81	0,688	141,75	1	1249,28	1,249
9	12,9	0,626	141,75	1	1144,69	1,145
10	10,76	0,5	141,75	1	762,62	0,763
11	2,75	0,75	141,75	1	292,36	0,292
12	3,78	0,05	141,75	1	26,79	0,027

**Tableau III.7 :** Evaluation des débits totaux (usées et pluviale) pour chaque Sous bassins

N° du SB	Q tot EU (m3/s)	Q EP (m3/s)	Q tot EU + EP (m3/s)
1	0	0,085	0,085
2	0,001	0,195	0,196
3	0,002	0,472	0,474
4	0,002	0,901	0,903
5	0,003	0,998	1,001

---

6	0,003	1,069	1,072
7	0,003	1,169	1,172
8	0,003	1,249	1,252
9	0,003	1,145	1,148
10	0,002	0,763	0,765
11	0,001	0,292	0,293
12	0	0,027	0,027

**Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons estimé les débits d'eaux usées et pluviales pour chaque sous bassin. On remarque que le débit d'eau usée est faible devant le débit d'eau pluvial.

## Introduction :

Le diagnostic du système d'évacuation c'est une étude préalable ou complémentaires d'aide à la décision qui ont pour but de dresser un bilan actuel, afin de mettre en place les améliorations nécessaires au bon fonctionnement, d'éliminer le maximum d'eaux parasites, et établir un programme des travaux à mettre en place. Le diagnostic est donc nécessaire pour chaque système parce qu'il permet de détecter les défauts et dysfonctionnements et estimation de leurs éventuels impacts.

### IV.1. Généralités :

Un système d'évacuation est l'ensemble d'ouvrages permettant la collecte et l'évacuation des eaux usées domestiques et industrielles hors de l'agglomération vers un point précis (STEP, oued...), il doit répondre aux exigences suivantes :

- Préserver la commodité et la qualité de vie des citoyens ainsi que leur santé ;
- Ne pas porter à la qualité de la ressource en eau ni à celle des milieux aquatiques ;
- Limiter les risques liés aux inondations.

#### IV.1.1. Les types du diagnostic :

##### IV.1.1.1. Diagnostic fonctionnel :

Basé sur l'efficacité hydraulique, il porte sur le transfert sans perte ni dégradation des effluents collectés.

##### IV.1.1.2. Diagnostic structurel :

Basé sur l'état de la structure, il porte sur la pérennité des ouvrages et les dommages éventuels susceptibles d'être entraînés par leur ruine. Ce diagnostic concerne les regards, déversoirs, et postes de relèvement ou le tronçon de collecteur (défini par deux regards consécutifs). Ces deux types de diagnostic sont très liés, en effet ils sont complémentaires puisque des problèmes hydrauliques peuvent avoir des conséquences sur la structure, et inversement.

#### IV.1.2. Méthodologie d'une étude de diagnostic :

La méthodologie d'une étude de diagnostic est présentée sur cinq grandes phrases.

**Pré diagnostic :** Dans la phase initiale, après un recueil des données, un examen des réseaux, des ouvrages, au besoin un levé topographique complémentaire des points caractéristiques, il convient d'effectuer une mise à jour de la cartographie des patrimoines et des informations associées, une définition des débits et charges théoriques à partir des consommations d'eau, du recensement de la population et des industries présentes. Ce pré-diagnostic est destiné à découvrir les points faibles du système d'assainissement et à appréhender la sensibilité des milieux récepteurs.

**Reconnaissance approfondie :** Sur la base d'une pré-modélisation des espaces, des collecteurs et des ouvrages, de campagnes de mesures in situ des charges hydrauliques et polluantes, dont l'objectif est l'évaluation des flux, des conditions d'écoulements et de déversement dans le milieu naturel, cette deuxième phase aboutit à des profils de pollution par temps sec et par temps de pluie et conclut sur des bilans débit-pollution.

**Etude fonctionnelle des bassins versants élémentaires :** La troisième phase nécessite en général des investigations complémentaires sur les tronçons suspects, des inspections diurnes et nocturnes de détection de détection des eaux claires parasites, le prolongement éventuel des mesures. Elle requiert l'application des modèles hydrologiques, hydrauliques, éventuellement de qualité et de simulation des

---

fonctionnements, pour mettre en évidence des solutions techniques et économiques réalistes, aptes à assurer l'amélioration de la qualité sanitaire et maîtriser à terme l'incidence des projets d'urbanisation.

**Conception de la nouvelle structure d'assainissement :** La quatrième phase comprend des dispositions de réhabilitation, de restructuration et d'extension. D'autres dispositions particulières sont à étudier, telles les rétentions de pollution, les traitements spécifiques aux eaux pluviales déversées par le réseau unitaire, les rejets de station d'épuration, l'automatisation des organes de régulation de certaines installations. Les propositions retenues font l'objet d'un programme hiérarchisé des investissements en regard des critères d'exploitation.

**Conclusion et permanence du processus d'étude :** Dans cette dernière phase, le processus d'étude est à conforter par une gestion informatisée et par une application prototype automatisée de la structure principale du système d'assainissement. En résumé, le processus consiste à prendre en compte la situation actuelle de l'assainissement à étudier précisément les fonctionnements et dysfonctionnements, pour concevoir les solutions d'amélioration grâce à la mise en place d'outils permanents de gestion.

## **IV.2. Diagnostic structurel :**

### **IV.2.1. État du système d'évacuation existant de la ville de OUACIF :**

La ville de OUACIF est équipée de réseaux d'assainissement type unitaire (regroupe les eaux pluviales et les eaux usées). Les eaux usées de la ville sont acheminées vers des fausses septiques collectives vu l'inexistence d'une station d'épuration.

Le réseau d'assainissement de OUACIF se compose de conduites de différents diamètres (300 mm et 400mm) sur un linéaire de 15 km. Il couvre deux zones d'écoulement en fonction de la configuration morphologique de la ville.

- La zone Est : le côté droit de la ville de OUACIF ses eaux sont drainées vers des collecteurs
- La zone Ouest : définie par le côté gauche de OUACIF ses eaux sont évacuées dans des fausses septiques individuels.

L'oued de OUACIF connaît deux étranglements au niveau du centre, ce qui implique le risque d'inondation au sein de la ville.

### **IV.2.2. Etat des regards :**

D'après les enquêtes établies par les services techniques de la zone d'étude, il a été constaté qu'un nombre important de regards est enterré, soit sous la chaussée soit sous le bitume. Ces problèmes empêchent une bonne expertise du système d'évacuation. La négligence et le manque d'entretien ont fait de ces regards des lieux d'accumulation des sables, de la végétation et des ordures publiques.

IV.2.3. Synthèse du diagnostic des regards :

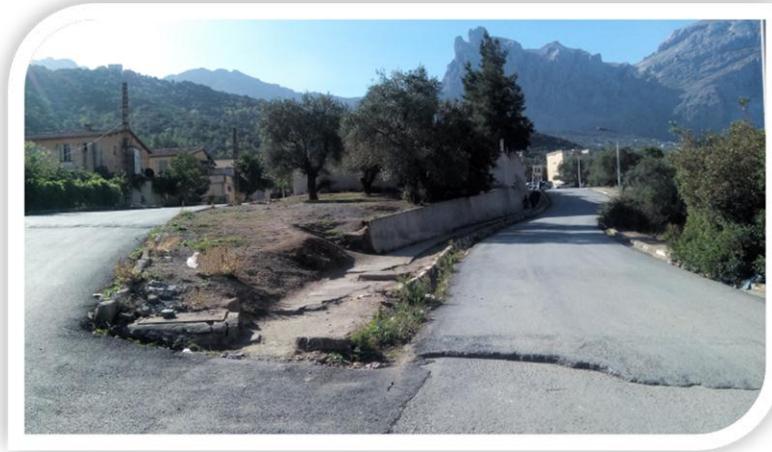
Tableau IV.1 : montrant les différents problèmes liés aux regards :

Photos des regards	Observations
	<p>Photo prise le 25/07/2018</p> <p><b>Regard enterré, colmaté et envasé</b></p>
	<p>Photo prise le 25/07/2018</p> <p><b>Regard sous bitume, colmaté et envasé</b></p>
	<p>Photo prise le 25/07/2018</p> <p><b>Regard sous bitume et colmaté</b></p>

Source : ONA subdivision Ath Ouacif

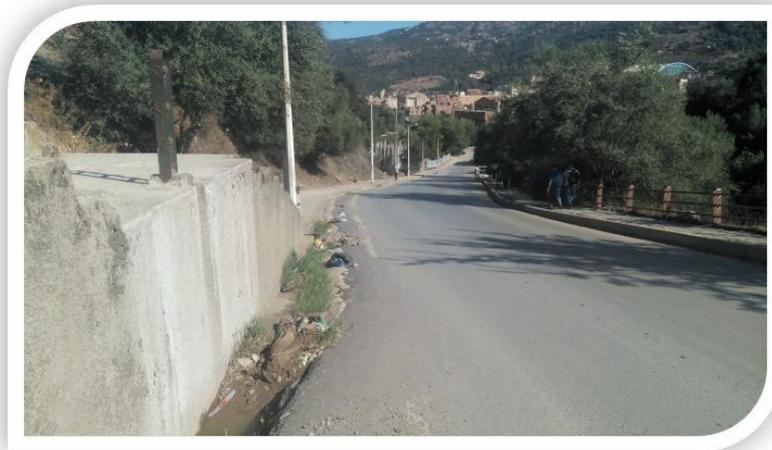
**IV.2.4. Etat des avaloirs :**

Après notre visite de la ville, nous avons constaté que les avaloirs sont presque inexistantes pour l'évacuation des eaux pluviales.



**Figure IV.1 : photo montrant l'inexistence des avaloirs 1**

**photo prise le 25/07/2018**



**Figure IV.2 : photo montrant l'inexistence des avaloirs 2**

**photo prise le 25/07/2018**



**Figure IV.3 : photo montrant l'inexistence des avaloirs 3 photo prise le 25/07/2018**

#### **IV.2.5. Etat des déversoirs d'orages :**

Aucun déversoir d'orage n'a été mis en place dans cette ville.

#### **IV.2.6. Etat de la protection contre les inondations :**

Le danger de risque d'inondation ne vient pas du drainage des eaux pluviales de la ville, mais de l'oued OUACIF qui draine un bassin versant important.

Il est à signaler, selon les informations recueillies, que l'oued OUACIF a fait l'objet d'une protection contre les eaux de crues réalisée en 1975. On retrouve, d'ailleurs, certains gabions en bon état, tout comme la majorité a été détruite ou a fait l'objet d'une détérioration par des actes humains.



**Figure IV.4 : photo de l'oued de Ouacif 1**

**photo prise le 25/07/2018**



Figure IV.5 : photo de l'oued de Ouacif 2

photo prise le 25/07/2018

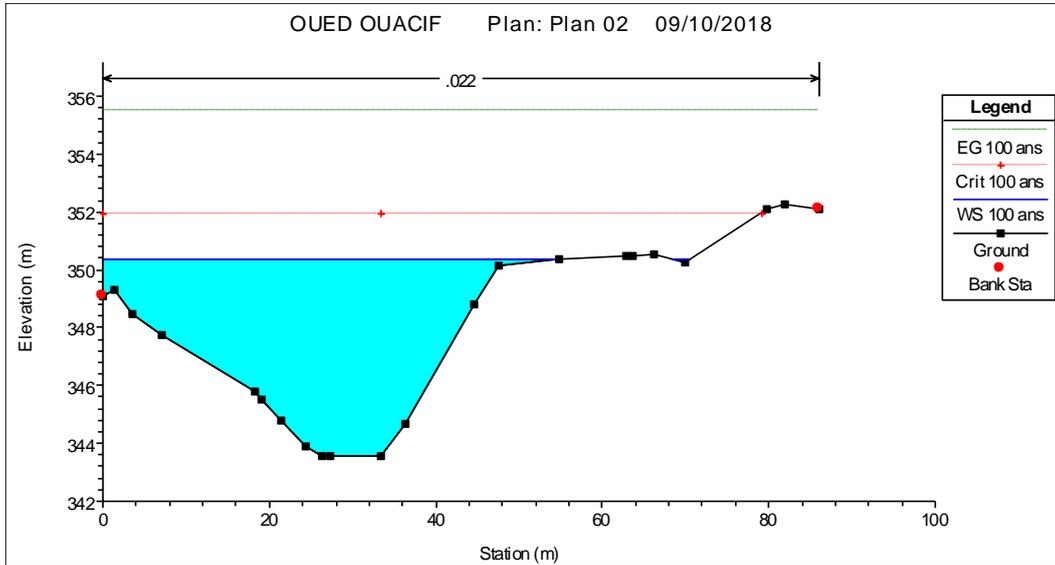


Figure IV.6 : photo de l'oued de Ouacif 3

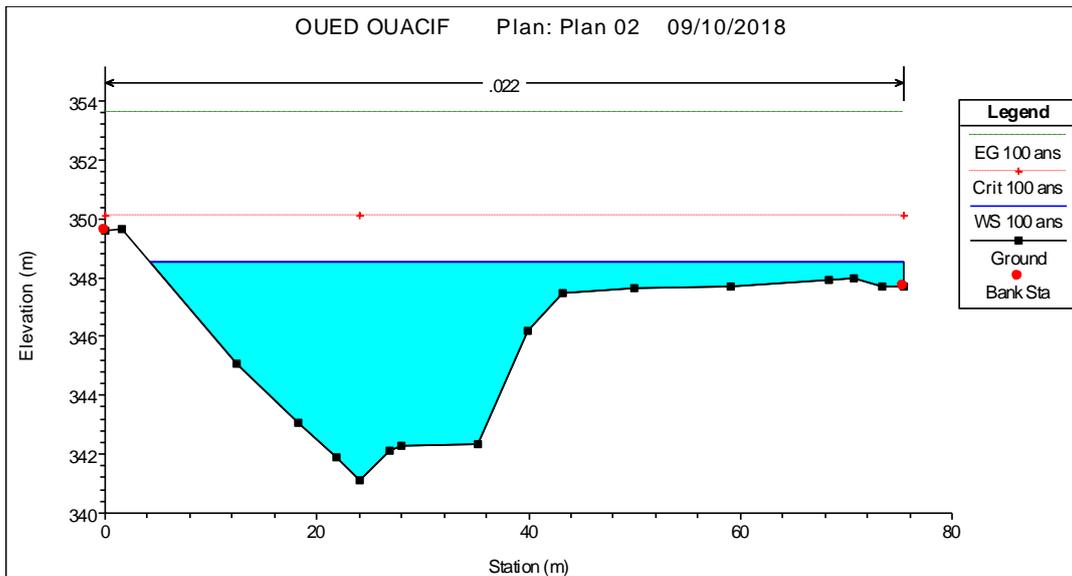
photo prise le 25/07/2018

Pour la protection de la ville contre les inondations on opte pour un aménagement de l'oued de OUACIF

Pour cela, le logiciel HEC-RAS nous a permis de simuler un écoulement de périodes de retours 100, 50, 20 et 10 ans à l'état actuel de l'oued de Ouacif.



**Figure IV.7 : simulation de l'écoulement pour des différentes périodes de retours (zone 1) (section 1218.83)**



**Figure IV.8 : simulation de l'écoulement pour des différentes périodes de retours (zone 2) (section 1109.47)**

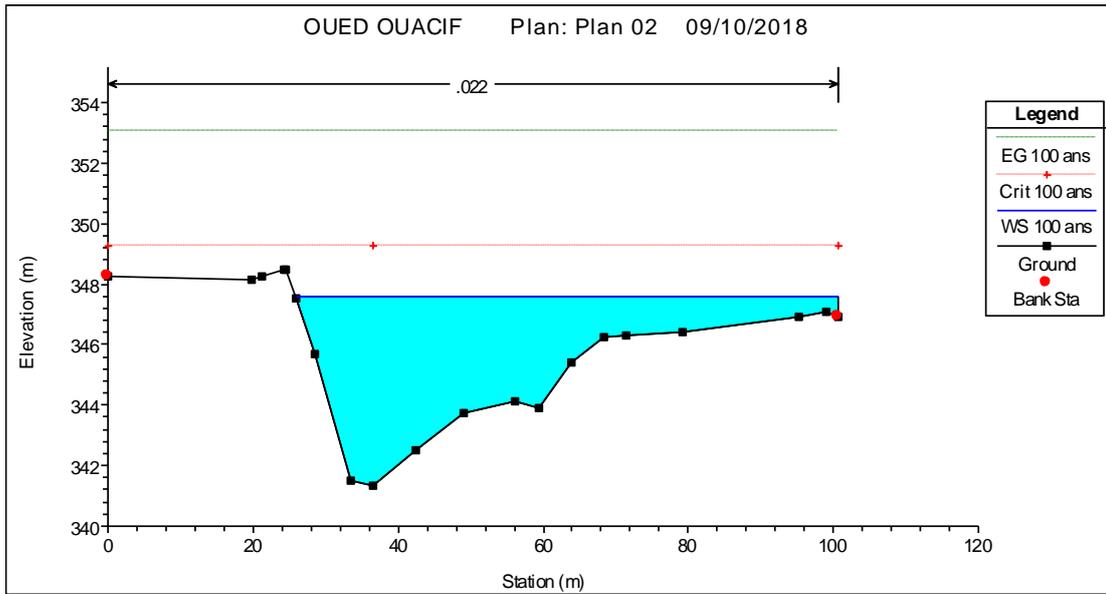


Figure IV.9 : simulation de l'écoulement pour des différentes périodes de retours (zone 3) (section 1072.57)

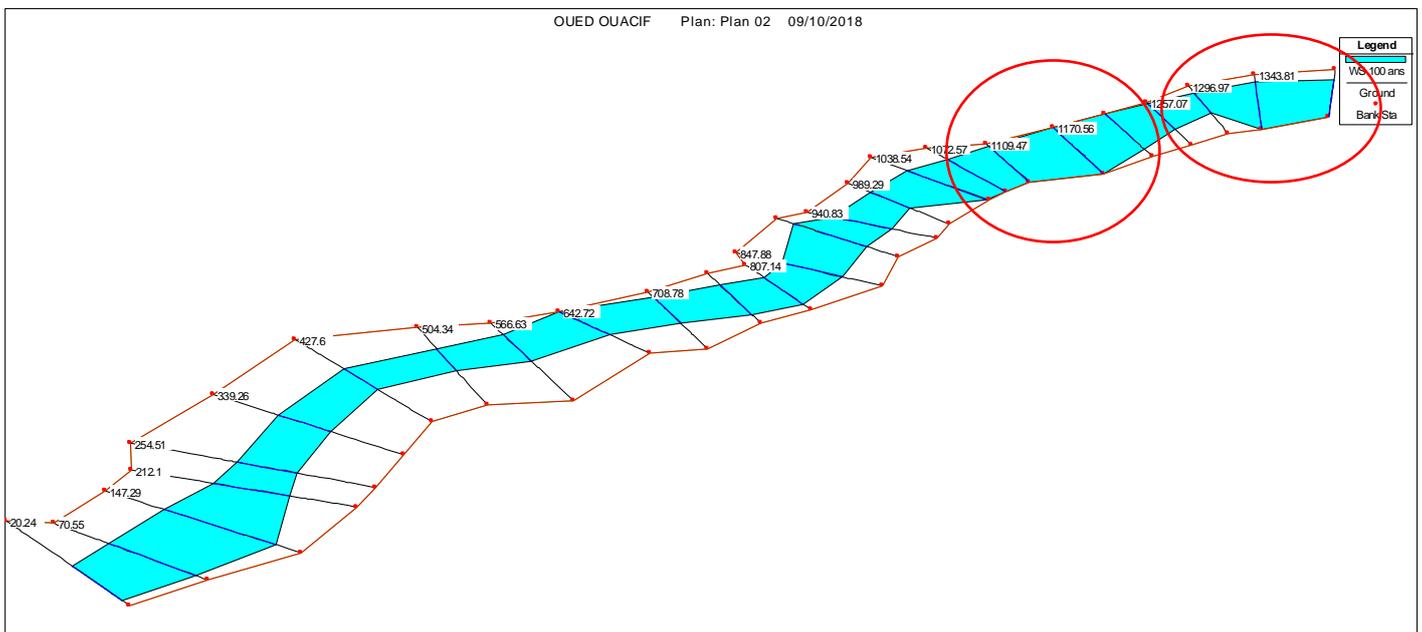


Figure IV.10 : simulation de l'écoulement

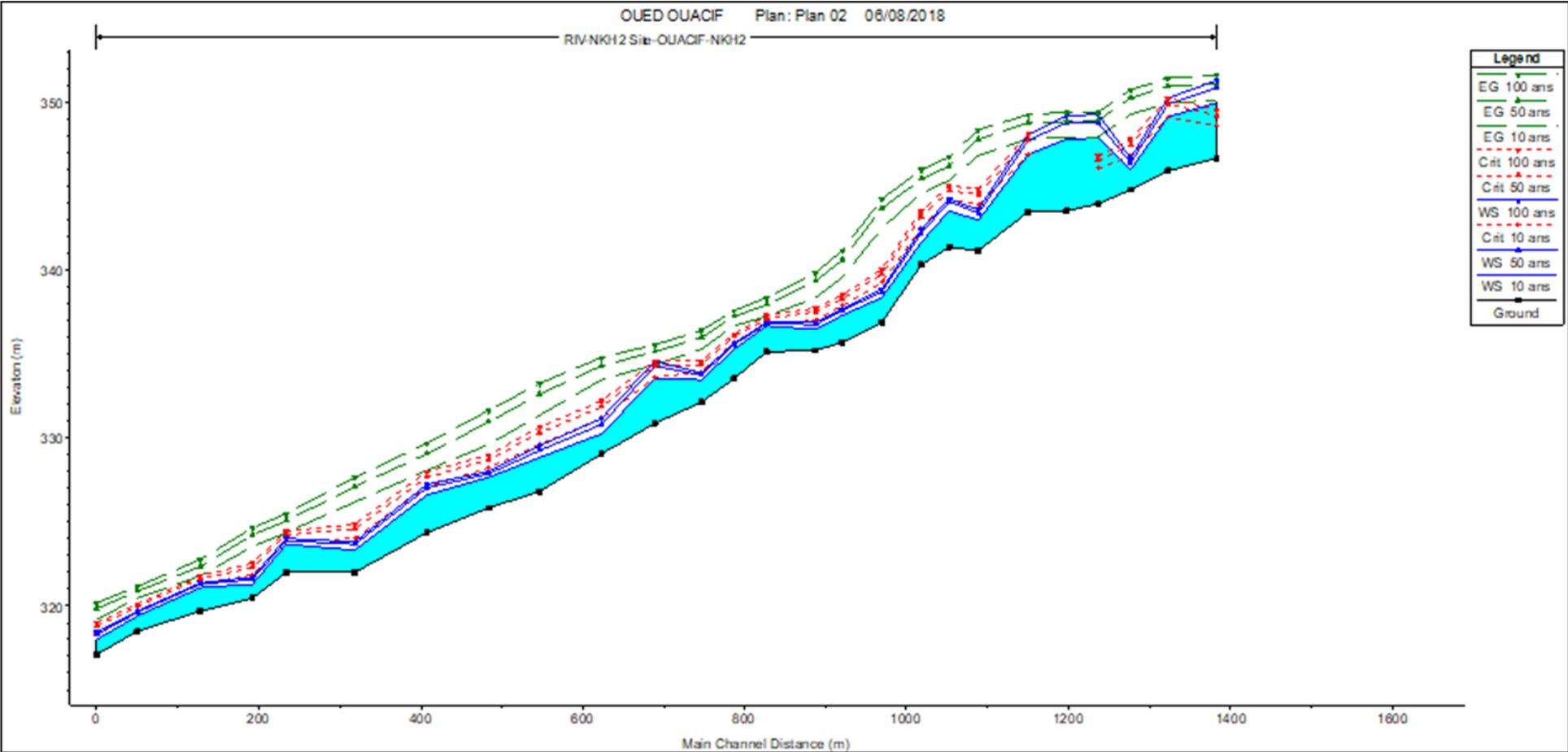


Figure IV.11 : profile du tracé de l'oued de OUACIF

---

**Tableau IV.2** : tableau montrant les vitesses du cours d'eau en annexe.

#### **IV.2.7. Interprétations :**

Le grand problème qui menace la ville de Ouacif c'est qu'il existe deux étranglements au niveau de l'oued, c'est une chose inadmissible, car il y'a le risque de débordement (figure IV.7, IV.8 et IV.9) et d'inondation dans les différents quartiers de l'agglomération, et tout ceci a causes des habitations qui se sont installées sur les rives gauche et droite.

Mais sur tout on remarque que l'oued engendre de grandes vitesses à l'écoulement ce qui provoquera de l'érosion et risque d'effondrement des habitations proche du cours d'eau. Pour remédier à ce problème, un aménagement de l'oued est à prendre en considération.

#### **IV.3. Diagnostic fonctionnel :**

On va entamer le diagnostic hydraulique du système en se basant sur les trois paramètres qui sont : le débit, la pente, et le diamètre existant.

Dans les tableaux qui suivent, une comparaison des diamètres calculés et existants vont nous permettre de voir si le réseau d'assainissement va supporter le débit futur ou, il faut redimensionner.

Tableau IV.2 : collecteur N°1.

Ram	Rav	Ctn am(m)	Pr reg am	Ctn av(m)	Pr reg aval	Distance (m)	Ks	Débit usé m³/s	Débit pluvial m³/s	I (m/m)	Qt	Dcal (mm)	D exist (mm)	Observation
R1	R2	111.180	1.500	109.77	1.50	47.000	100	0.00150	0.38200	3.00%	0.384	371	300	En charge
R2	R3	109.770	1.500	108.00	1.50	51.000	100	0.00200	0.76500	3.47%	0.767	468	300	En charge
R3	R4	108.000	1.500	107.00	1.50	30.000	100	0.00300	1.14500	3.33%	1.148	549	300	En charge
R4	R5	107.000	1.500	106.00	1.50	33.000	100	0.00360	1.41300	3.03%	1.417	604	300	En charge
R5	R6	106.000	1.500	104.99	1.50	25.000	100	0.00430	1.68100	4.04%	1.685	611	300	En charge
R6	R7	104.990	1.500	103.86	1.50	30.000	100	0.00490	1.95000	3.77%	1.955	655	300	En charge
R7	R8	103.860	1.500	103.45	1.50	24.500	100	0.00550	2.21800	1.67%	2.224	800	300	En charge
R8	R9	103.450	1.500	103.22	2.00	35.500	100	0.00620	2.60000	2.06%	2.606	817	300	En charge
R9	R10	103.220	1.500	103.22	2.00	34.000	100	0.00680	2.95000	1.47%	2.957	912	300	En charge
R10	R11	103.450	1.500	102.81	1.50	20.500	100	0.00750	3.21800	3.12%	3.226	818	300	En charge
R11	R12	102.810	1.500	101.68	1.50	35.000	100	0.00900	3.56300	3.23%	3.572	845	300	En charge
R12	R13	101.680	1.500	100.76	1.50	28.200	100	0.01000	3.85600	3.26%	3.866	869	300	En charge
R13	R14	100.760	1.500	100.420	1.500	18.310	100	0.11000	4.36300	1.86%	4.473	1 020	300	En charge
R14	R15	100.420	1.500	99.630	1.500	29.230	100	0.0125	4.632	2.70%	4.645	964	300	En charge
R15	R16	99.630	1.500	98.760	1.500	25.000	100	0.0135	5.03	3.48%	5.044	948	300	En charge
R16	R17	98.760	1.500	98.260	1.500	60.000	100	0.015	5.63	0.83%	5.645	1 293	300	En charge
R17	R18	98.260	1.500	97.920	1.500	39.250	100	0.0157	5.93	0.87%	5.946	1 309	300	En charge
R18	R19	97.920	1.500	96.000	1.000	25.600	100	0.0164	6.23	7.50%	6.246	941	400	En charge et forte pente
R19	FS	96.000	1.500	94.500	1.500	71.000	100	0.017	6.531	2.11%	6.548	1 148	400	En charge

Tableau IV.3 : collecteur N°2.

Ram	Rav	Ctn am(m)	Pr reg am	Ctn av(m)	Pr reg aval	Distance (m)	Ks	Débit usé m³/s	Débit pluvial m³/s	I (m/m)	Qt	Dcal (mm)	D exist (mm)	Observation
R23	R24	116.360	1.500	115.800	1.500	15.000	100	0.00028	0.067	3.73%	0.067	185	300	Bon
R24	R30	115.800	1.500	111.700	1.500	56.000	100	0.00056	0.134	7.32%	0.135	212	300	Bon φ mais forte pente
R30	R31	111.700	1.500	108.240	1.500	27.000	100	0.00085	0.201	12.81%	0.202	222	300	Bon φ mais forte pente
R31	R32	108.240	1.500	108.040	2.000	27.000	100	0.00113	0.268	2.59%	0.269	334	300	En charge
R32	R17'	108.040	1.500	107.000	1.500	46.700	100	0.00141	0.335	2.23%	0.336	373	300	En charge
R17'	R18'	107.000	1.500	106.150	1.500	25.800	100	0.0017	0.402	3.29%	0.404	372	300	En charge
R18'	R107	106.150	1.500	106.300	2.000	26.800	100	0.002	0.472	1.31%	0.474	469	300	En charge
R107	R108	106.300	1.500	105.800	1.500	34.000	100	0.0022	0.52	1.47%	0.522	476	400	En charge
R108	R109	105.800	1.500	105.220	1.500	35.500	100	0.0024	0.568	1.63%	0.570	482	400	En charge
R109	R93	105.220	1.500	104.270	1.500	33.000	100	0.0026	0.616	2.88%	0.619	447	400	En charge
R93	R94	104.270	1.500	103.890	1.500	31.230	100	0.0028	0.664	1.22%	0.667	541	400	En charge
R94	FS	103.890	2.000	102.970	1.500	17.800	100	0.003	0.667	2.36%	0.670	478	400	En charge

### IV.3.1. Constatations :

D'après l'analyse des données consolidées par des sorties sur terrain, les conclusions suivantes ont été faites sur la zone d'étude.

- La majorité des regards sont enterrés sous chaussée
- quelques regards sont bouchés avec de la boue est nécessite un nettoyage pour le bon fonctionnement du collecteur.
- quelques regards sont sans couverts ou avec dalle dégradée. Ils nécessitent une rénovation.
- quelques tronçons de conduites dégradées nécessitent une rénovation.
- une partie des habitations est non raccordée au réseau.

### IV.3.2. Interprétations :

Le grand problème qui menace notre réseau c'est qu'il existe plusieurs tronçons qui sont en charge, c'est une chose inadmissible en assainissement, car il y'a le risque de débordement et altération des composantes du système d'assainissement et la contamination de l'environnement aussi le développement des maladies et mauvaises odeurs dans les différents quartiers de l'agglomération, et tout ceci va jouer sur le confort des habitants. Pour remédier à ce problème, le redimensionnement est obligatoire.

### IV.3.3. Recommandations :

Le diagnostic in situ montre bien que le réseau n'a pas été entretenu selon les normes requises et présente des anomalies à la construction.

Le nombre élevé de regards non identifiés montrent la gravité et la dégradation du réseau en général. Cette anomalie peut refléter la réalité des branchements illicites et non conformes des sorties d'égout des habitations directement sur les collecteurs d'assainissements.

L'exposition de la ville a plusieurs bassins versant, la capacité insuffisante de l'oued de Ouacif pour évacuer les eaux et le mauvais dimensionnement des ouvrages de protection risquent de provoquer des inondations en plein centre de la ville.

Devant cette situation descriptive de l'état du réseau, nous préconisons deux variantes :

#### IV.3.3.1. A court terme

Procéder en urgence aux opérations suivantes :

- Collecter les rejets des habitations non assainies vers les réseaux déjà existants.
- Réparer les regards endommagés ou obturés sur les collecteurs des eaux usées.
- Curer les regards périodiquement de tous les déchets pour éviter de perturber l'écoulement et engendrer des problèmes sur le fonctionnement hydraulique normal du réseau.
- réhabiliter les collecteurs endommagés
- Prévoir des déversoirs d'orages chaque fois que c'est nécessaire.

**IV.3.3.2. A long terme**

Par mesure de sécurité et pour préserver l'avenir, nous proposons une variante consiste à redimensionner le réseau d'assainissement pour assurer la protection de la ville contre les maladies et les odeurs, et mettre en place un canal pour l'évacuation des eaux de crues afin d'éviter les inondations.

**Conclusion :**

Notre réseau d'assainissement ainsi diagnostiqué se trouve dans un état vétuste. L'opération de diagnostic menée rigoureusement montre que les tronçons de collecteurs demandent une réhabilitation localisée. Ainsi que d'autres problèmes au niveau des ouvrages annexes.

## Introduction :

Après avoir calculé la totalité des débits, on passe au dimensionnement des ouvrages en respectant les normes d'écoulement.

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

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

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

La conception d'un réseau d'assainissement est la concrétisation de tous les éléments constituant les branches du réseau sur un schéma global conçu en fonction de la structure de l'agglomération, l'exutoire, et l'emplacement de la station d'épuration si elle existe.

- Les collecteurs sont définis par leurs :

- Emplacement (en plan).

- Profondeur.

- Diamètres (intérieur et extérieur).

- Pente.

- Les joints et leur confection.

- Les ouvrages spéciaux sont également définis par leurs :

- Emplacement (en plan).

- Profondeur.

- Leurs rôles à jouer

## V.2. Dimensionnement du réseau d'assainissement

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

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

Lorsqu'il s'agit de réseau d'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées dans une même conduite, les conditions d'auto curage doivent être satisfaites.

Il faut assurer une vitesse minimale de 0.6 m / s pour le (1/10) du débit de pleine section, et une vitesse de 0.3 m / s pour le (1/100) de ce même débit avec un diamètre minimal de 300 mm

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 conduit 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 à pleine section.

### V.2.2. Détermination des diamètres des collecteurs

Dans le calcul des canalisations on utilise les différentes formules d'écoulement parmi ses formules nous avons :

#### V.2.2.1. La formule de Chézy

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

Où :

V : la vitesse d'écoulement, en m/s

I : Pente du collecteur (m/m).

Rh : Rayon hydraulique (le rapport entre la section d'écoulement en m<sup>2</sup> et le périmètre en 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 :

$$C = \frac{87 Rh}{\delta + \sqrt{Rh}} \quad (\text{V-2})$$

$\delta$  : Coefficient de Bazin qui varie suivant les matériaux employés.

#### V.2.2.2. Formule de Manning-Strickler

$$V = K_s R^{2/3} \sqrt{Im} \quad (\text{V-3})$$

Avec :

K<sub>s</sub> : Coefficient de rugosité de Manning-Strickler

### V.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 est égal à la pente du radier.

- Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit en pleine section Q<sub>ps</sub> 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.

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

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

Avec :

Q : Débit véhiculé par le collecteur (m<sup>3</sup>/s).

V : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

S : Section mouillée de la conduite (m<sup>2</sup>).

Les relations (V.3) et (V.4) serviront de base pour le dimensionnement de notre réseau, qui après combinaison, aboutissent à la relation suivante donnant le débit :

$$Qt = K_s S R^{2/3} \sqrt{Im} \quad (\text{V-5})$$

A partir de l'équation (V-5) le diamètre est calculé comme suit :

$$D_{cal} = \left( \frac{3.2036 Q_t}{K_s \sqrt{I}} \right)^{3/8} \quad (V-6)$$

Où :

$$Q_t = Q_{eu} + Q_{pl}$$

Avec :

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

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

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

$$Q_{ps} = V_{ps} \frac{\pi (D_{nor})^2}{4} \quad (V-7)$$

Avec :

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

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

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

- 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 :

$V$  : Vitesse moyenne d'écoulement de l'eau.

Les valeurs de  $R_v$  et  $R_h$  sont données en fonction  $R_q$  (abaque sous forme de tableau) en annexe.

Ensuite on calcule les vitesses et les hauteurs :

$$R_v = V / V_{ps} \Rightarrow V = R_v * V_{ps}$$

$$R_h = h / D_{nor} \Rightarrow h = R_h * D_{nor}$$

$$R_{v, \min} = V_{\min} / V_{ps} \Rightarrow V_{\min} = R_{v, \min} * V_{ps}$$

$$R_{h, \min} = h_{\min} / D_{nor} \Rightarrow h_{\min} = R_{h, \min} * D_{nor}$$

**Avec :**

$R_q$  : rapport des débits.

$R_v$  : rapport des vitesses.

$R_h$  : rapport des hauteurs.

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

---

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

H : Hauteur de remplissage dans la conduite (m).

Qps : Débit de pleine section (m<sup>3</sup>/s).

Vps : Vitesse à pleine section (m/s).

D nor : 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 (Qps / 10)

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

### **V.3. Présentation de variante du schéma directeur projeté :**

Le tracé du réseau d'assainissement devra finalement comprendre un schéma à long terme sans oublier la réservation du terrain à l'implantation des ouvrages.

Après que le diagnostic est fait, notre variante consiste à maintenir le schéma du tracé existant. Néanmoins, certains collecteurs qui se trouvent sous les habitations devront être abandonnés et remplacés par d'autres tracés et raccorder les nouvelles habitations.

#### **V.3.1. Dimensionnement du réseau d'assainissement à horizon 2043 :**

On a vu qu'il est préférable de garder le même tracé pour des raisons techniques et économique, mais dans notre cas les conduites principales sont en majorité en charge, donc on redimensionne et on met en place un nouveau réseau pour l'extension de la ville.

Tableau V.1 : dimensionnement des collecteurs principaux :

Ram	Rav	Ctn am(m)	Pr reg am	Ctn av(m)	Pr reg aval	Dist (m)	ks	Débit usé m³/s	Débit pluvial m³/s	l (m/m)	Qt	Dcal mm	Dnor (mm)	Vps	Qps (m³/s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	Vmin (m/s)	H(mm)	Hmin (mm)	auto curage
R183	R182	118.98	1.5	117.62	1.5	41.5	100	0.00010	0.00810	3.28%	0.008	86	300	3.219	0.228	0.036	0.476	0.128	1.533	0.60	39	6.776	V
R182	R181	117.62	1.5	116.00	1.5	49.0	100	0.00018	0.01622	3.31%	0.016	112	300	3.234	0.229	0.072	0.587	0.180	1.897	0.61	54	7.280	V
R181	R82'	116.00	2.8	112.77	1.5	39.0	100	0.00020	0.02430	4.95%	0.025	120	300	3.956	0.280	0.088	0.615	0.200	2.433	0.75	60	7.155	V
R82'	R82	112.77	1.5	112.28	1.5	30.0	100	0.00030	0.03240	1.63%	0.033	165	300	2.273	0.161	0.204	0.782	0.304	1.778	0.46	91	9.464	V
R82	R83	112.28	1.5	111.96	1.5	25.0	100	0.00035	0.04050	1.28%	0.041	188	300	2.012	0.142	0.287	0.869	0.364	1.749	0.42	109	10.678	V
R83	R105	111.96	2.5	109.68	1.5	28.5	100	0.00040	0.04860	4.49%	0.049	159	300	3.769	0.266	0.184	0.755	0.289	2.847	0.75	87	8.701	V
R105	R106	109.68	1.5	108.38	1.5	30.0	100	0.00050	0.05670	4.33%	0.057	170	300	3.702	0.262	0.219	0.802	0.315	2.968	0.76	94	9.554	V
R106	R107	108.38	2.4	106.31	1.5	25.0	100	0.00060	0.06500	4.88%	0.066	175	300	3.929	0.278	0.236	0.822	0.328	3.231	0.81	98	10.070	V
R94	R95	109.98	1.5	108.62	1.5	31.0	100	0.00005	0.04050	4.39%	0.041	149	300	3.725	0.263	0.154	0.712	0.265	2.652	0.68	80	6.763	V
R95	R96	108.62	2.1	106.52	1.5	30.0	100	0.00010	0.04860	5.00%	0.049	155	300	3.977	0.281	0.173	0.740	0.281	2.943	0.73	84	6.715	V
R96	R98	106.52	2.0	104.25	1.5	36.5	100	0.00015	0.05670	4.85%	0.057	166	300	3.916	0.277	0.205	0.785	0.305	3.074	0.73	92	6.893	V
R98	R90	104.25	2.4	102.43	1.5	18.5	100	0.00020	0.06500	4.97%	0.065	174	300	3.966	0.280	0.233	0.818	0.325	3.245	0.75	98	7.152	V
R85	R84	111.91	1.6	110.34	1.5	30.0	100	0.00005	0.04050	4.90%	0.041	146	300	3.937	0.278	0.146	0.700	0.258	2.755	0.72	77	6.779	V
R84	R86	110.34	2.2	109.00	1.5	30.0	100	0.0001	0.0486	2.13%	0.049	182	300	2.598	0.184	0.265	0.851	0.349	2.211	0.49	105	6.897	V
R86	R87	109.00	2.2	106.89	1.5	30.0	100	0.00015	0.0567	4.70%	0.057	167	300	3.856	0.273	0.209	0.789	0.308	3.042	0.72	92	6.905	V
R87	R88	106.89	1.9	105.87	1.5	30.0	100	0.0002	0.065	2.07%	0.065	205	300	2.557	0.181	0.361	0.915	0.415	2.339	0.50	125	7.889	V
R1	R2	147.52	2.6	145.20	1.5	25.0	100	0.00008	0.02	4.88%	0.020	112	300	3.929	0.278	0.072	0.588	0.181	2.309	0.72	54	6.699	V
R2	R3	145.20	2.3	143.27	1.5	23.0	100	0.00017	0.041	4.91%	0.041	146	300	3.942	0.279	0.148	0.703	0.260	2.771	0.74	78	6.989	V
R3	R4	143.27	3.0	140.00	1.5	30.0	100	0.00024	0.063	5.90%	0.063	166	300	4.320	0.305	0.207	0.787	0.306	3.400	0.82	92	7.277	V
R4	R5	140.00	2.5	137.89	1.5	22.5	100	0.00034	0.085	4.93%	0.085	192	300	3.950	0.279	0.306	0.882	0.377	3.485	0.77	113	8.114	V
R5	R7	137.89	2.8	135.09	1.5	30.0	100	0.0004	0.091	5.00%	0.091	197	300	3.977	0.281	0.325	0.895	0.391	3.557	0.79	117	8.538	V
R7	R8	135.09	2.5	133.12	1.5	20.0	100	0.00049	0.1	4.85%	0.100	205	300	3.917	0.277	0.363	0.916	0.417	3.588	0.79	125	9.261	V
R8	R9	133.12	3.0	130.50	1.5	22.5	100	0.00057	0.121	4.98%	0.122	219	300	3.968	0.280	0.433	0.958	0.461	3.801	0.82	138	9.806	V
R9	R13	130.50	2.8	128.30	1.5	21.5	100	0.00069	0.154	4.19%	0.155	248	300	3.639	0.257	0.601	1.049	0.554	3.817	0.78	166	11.119	V
R13	R14	128.30	1.5	126.97	1.5	30.0	100	0.00072	0.189	4.43%	0.190	265	300	3.745	0.265	0.717	1.081	0.624	4.049	0.80	187	11.193	V
R14	R15	126.97	2.5	124.89	1.5	30.0	100	0.00084	0.197	3.60%	0.198	280	300	3.374	0.239	0.829	1.124	0.695	3.792	0.75	209	12.710	V
R15	R16	124.89	2.0	122.64	1.5	50.0	100	0.00092	0.21	3.50%	0.211	288	300	3.327	0.235	0.897	1.138	0.736	3.787	0.76	221	13.408	V
R16	R17	122.64	3.0	120.00	1.5	23.0	100	0.001	0.236	4.96%	0.237	282	300	3.959	0.280	0.847	1.129	0.706	4.471	0.89	212	12.804	V

Tableau V.1 : dimensionnement des collecteurs principaux (suite) :

Ram	Rav	Ctn am(m)	Pr reg am	Ctn av(m)	Pr reg aval	Dist (m)	ks	Débit usé m³/s	Débit pluvial m³/s	I (m/m)	Qt	Dcal mm	Dnor (mm)	Vps	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	Vmin (m/s)	H(mm)	Hmin (mm)	auto curage
R18	R19	117.68	1.5	116.91	1.5	25.0	100	0.00028	0.03	3.08%	0.030	142	300	3.121	0.221	0.137	0.688	0.251	2.146	0.61	75	8.219	V
R19	R20	116.91	1.5	116.20	1.5	15.0	100	0.00035	0.06	4.73%	0.060	170	300	3.869	0.273	0.221	0.804	0.316	3.112	0.76	95	8.241	V
R20	R25	116.20	1.5	115.58	1.5	15.0	100	0.00049	0.1	4.13%	0.100	211	300	3.616	0.256	0.393	0.933	0.436	3.375	0.74	131	9.568	V
R25	R26	115.58	1.5	114.97	1.5	40.0	100	0.00057	0.121	1.53%	0.122	274	300	2.196	0.155	0.783	1.106	0.666	2.429	0.50	200	12.982	V
R26	R27	114.97	1.5	114.49	1.5	30.0	100	0.00075	0.154	1.60%	0.155	297	300	2.250	0.159	0.973	1.140	0.785	2.565	0.53	236	14.768	V
R27	R28	114.49	1.5	113.56	1.5	30.0	100	0.00081	0.189	3.10%	0.190	283	300	3.131	0.221	0.858	1.132	0.712	3.545	0.71	214	12.960	V
R28	R29	113.56	1.5	112.87	1.5	20.0	100	0.00089	0.197	3.45%	0.198	282	300	3.303	0.233	0.848	1.129	0.706	3.731	0.75	212	13.231	V
R29	R30	112.87	2.2	111.04	1.5	25.0	100	0.00093	0.21	4.52%	0.211	275	300	3.781	0.267	0.789	1.108	0.670	4.190	0.84	201	12.634	V
R30	R31'	111.04	1.5	109.78	1.5	25.0	100	0.0001	0.22	5.04%	0.220	273	300	3.993	0.282	0.780	1.104	0.664	4.410	0.74	199	6.714	V
R31'	R31	109.78	1.5	108.64	1.5	27.5	100	0.0002	0.236	4.15%	0.236	291	300	3.621	0.256	0.923	1.139	0.751	4.126	0.69	225	7.269	V
R54	R55	145.00	3.5	142.00	1.5	21.0	100	0.0003	0.053	4.76%	0.053	162	300	3.881	0.274	0.194	0.770	0.297	2.988	0.75	89	7.863	V
R55	R56	142.00	2.2	140.23	1.5	25.0	100	0.0004	0.107	4.28%	0.107	215	300	3.679	0.260	0.413	0.945	0.449	3.478	0.73	135	8.777	V
R56	R57	140.23	2.8	137.77	1.5	25.0	100	0.0005	0.163	4.64%	0.164	248	300	3.831	0.271	0.604	1.050	0.556	4.021	0.78	167	9.421	V
R57	R58	137.77	2.2	136.28	1.5	18.5	100	0.0006	0.227	4.27%	0.228	285	300	3.675	0.260	0.876	1.136	0.723	4.174	0.77	217	10.373	V
R58	R187	136.28	3.6	133.22	1.5	20.0	100	0.0007	0.299	4.80%	0.300	310	400	4.720	0.593	0.505	1.004	0.502	4.737	0.92	201	10.717	V
R187	R188	133.22	3.5	130.21	1.5	22.5	100	0.0008	0.386	4.49%	0.387	345	400	4.565	0.574	0.674	1.069	0.597	4.880	0.90	239	11.305	V
R188	R194	130.21	5.8	125.00	1.5	20.0	100	0.0009	0.462	4.55%	0.463	368	400	4.596	0.577	0.802	1.113	0.678	5.116	0.92	271	11.760	V
R194	R195	125.00	3.0	123.00	1.5	21.0	100	0.001	0.511	2.38%	0.512	432	500	3.858	0.757	0.676	1.069	0.598	4.126	0.76	299	13.874	V
R195	R49	123.00	1.5	121.00	1.5	61.5	100	0.0012	0.594	3.25%	0.595	431	500	4.508	0.885	0.672	1.069	0.596	4.817	0.89	298	13.996	V
R49	R50	121.00	5.2	115.69	1.5	35.8	100	0.0013	0.681	4.50%	0.682	427	500	5.305	1.042	0.655	1.064	0.586	5.645	1.04	293	13.626	V
R50	R51'	115.69	2.5	114.30	1.5	13.8	100	0.0014	0.793	2.83%	0.794	493	500	4.203	0.825	0.963	1.140	0.778	4.789	0.85	389	15.181	V
R51'	R52'	114.30	1.5	113.40	1.5	30.3	100	0.0015	0.801	2.97%	0.803	490	500	4.309	0.846	0.949	1.139	0.768	4.909	0.87	384	15.447	V
R52'	N51	113.40	1.5	112.34	1.5	34.4	100	0.0016	0.851	3.08%	0.853	498	500	4.388	0.862	0.989	1.142	0.799	5.010	0.89	400	15.737	V
R53'	R54'	112.34	1.5	111.00	1.5	35.0	100	0.0017	0.862	3.83%	0.864	480	500	4.892	0.960	0.899	1.139	0.737	5.569	0.99	368	15.436	V
R54'	R55'	111.00	1.5	109.89	1.5	31.6	100	0.0018	0.874	3.52%	0.876	491	500	4.689	0.921	0.951	1.139	0.769	5.343	0.96	385	16.077	V
R55'	R56'	109.89	3.0	107.62	1.5	16.2	100	0.0019	0.893	4.75%	0.895	468	500	5.450	1.070	0.836	1.126	0.699	6.137	1.10	350	15.455	V
R56'	R57'	107.62	2.8	105.62	1.5	14.1	100	0.002	0.901	4.96%	0.903	465	500	5.570	1.094	0.826	1.122	0.693	6.252	1.13	346	15.640	V
R59	R60	145.26	3.2	142.35	1.5	27.5	100	0.0003	0.111	4.40%	0.111	217	300	3.731	0.264	0.422	0.951	0.454	3.547	0.73	136	7.951	V

Tableau V.1 : dimensionnement des collecteurs principaux (suite) :

Ram	Rav	Ctn am(m)	Pr reg am	Ctn av(m)	Pr reg aval	Dist (m)	ks	Débit usé m <sup>3</sup> /s	Débit pluvial m <sup>3</sup> /s	l (m/m)	Qt	Dcal mm	Dnor (mm)	Vps	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	Vmin (m/s)	H(mm)	Hmin (mm)	auto curage
R60	R61	142.35	3.8	138.66	1.5	30.0	100	0.0006	0.223	4.63%	0.224	279	300	3.828	0.271	0.826	1.123	0.693	4.297	0.80	208	10.186	V
R61	R62	138.66	2.8	136.59	1.5	17.0	100	0.0012	0.334	4.53%	0.335	326	400	4.585	0.576	0.582	1.042	0.543	4.777	0.95	217	13.213	V
R62	R63	136.59	2.2	135.06	1.5	20.0	100	0.0015	0.445	4.15%	0.447	370	400	4.389	0.552	0.810	1.116	0.683	4.900	0.94	273	14.923	V
R63	R64	135.06	3.5	132.16	1.5	22.5	100	0.0018	0.664	4.00%	0.666	432	500	5.000	0.982	0.678	1.070	0.600	5.350	1.02	300	15.656	V
R64	R65	132.16	4.8	127.32	1.5	34.0	100	0.0021	0.778	4.53%	0.780	448	500	5.321	1.045	0.747	1.091	0.643	5.807	1.09	321	16.267	V
R65	R66	127.32	4.8	123.00	1.5	22.0	100	0.0024	0.889	4.64%	0.891	469	500	5.383	1.057	0.843	1.128	0.704	6.073	1.12	352	17.157	V
R66	R71	123.00	3.0	119.07	1.5	25.4	100	0.0027	0.991	9.57%	0.994	427	600	8.732	2.469	0.402	0.939	0.442	8.199	1.69	265	15.726	V
R71	R72	119.07	3.5	116.20	1.5	20.1	100	0.003	1.12	4.33%	1.123	518	600	5.873	1.661	0.676	1.070	0.598	6.282	1.19	359	18.675	V
R72	R73	116.20	3.6	113.04	1.5	24.0	100	0.0033	1.22	4.42%	1.223	533	600	5.933	1.678	0.729	1.085	0.632	6.439	1.22	379	19.343	V
R73	R74	113.04	3.0	110.97	1.5	16.2	100	0.0036	1.31	3.52%	1.314	571	600	5.296	1.497	0.877	1.136	0.724	6.016	1.11	434	21.130	V
R74	R75	110.97	3.1	108.69	1.5	14.1	100	0.0039	1.398	4.82%	1.402	552	600	6.200	1.753	0.800	1.112	0.677	6.897	1.29	406	20.402	V
R75	R76	108.69	2.8	106.32	1.5	23.5	100	0.0042	1.456	4.55%	1.460	566	600	6.024	1.703	0.857	1.132	0.712	6.819	1.27	427	21.377	V
R76	R77	106.32	1.5	104.89	1.5	32.9	100	0.0045	1.55	4.35%	1.555	585	600	5.886	1.664	0.934	1.139	0.758	6.706	1.26	455	22.322	V
R200	R201	114.28	1.5	114.02	1.5	26.0	100	0.0004	0.157	1.00%	0.157	326	500	2.500	0.491	0.321	0.892	0.388	2.230	0.48	194	12.215	V
R201	R202	114.02	1.5	113.20	1.5	26.7	100	0.0008	0.314	3.07%	0.315	343	500	4.381	0.860	0.366	0.918	0.419	4.021	0.84	209	12.571	V
R202	R203	113.20	1.5	113.01	1.5	19.5	100	0.0012	0.472	0.97%	0.473	496	500	2.468	0.485	0.977	1.140	0.788	2.814	0.52	394	17.850	V
R203	R204	113.01	1.5	112.23	1.5	28.2	100	0.0016	0.63	2.77%	0.632	454	500	4.158	0.816	0.774	1.102	0.660	4.582	0.85	330	16.094	V
R204	R205	112.23	1.5	112.11	1.5	26.5	100	0.002	0.785	0.45%	0.787	692	800	2.301	1.157	0.680	1.071	0.601	2.464	0.46	481	24.469	V
R205	R206	112.11	1.5	111.92	1.5	23.6	100	0.0024	0.942	0.81%	0.944	666	800	3.069	1.542	0.612	1.052	0.561	3.229	0.61	448	23.506	V
R206	R207	111.92	1.5	111.84	1.7	26.9	100	0.0028	1.099	1.04%	1.102	672	800	3.489	1.754	0.628	1.057	0.570	3.688	0.70	456	23.732	V
R207	R208	111.84	1.7	110.72	1.5	33.3	100	0.0032	1.256	2.76%	1.259	588	800	5.684	2.857	0.441	0.963	0.465	5.472	1.10	372	21.109	V
R208	R209	110.72	2.0	110.05	1.5	10.0	100	0.0036	1.413	1.70%	1.417	674	800	4.459	2.241	0.632	1.058	0.572	4.718	0.89	458	23.786	V
R209	R210	110.05	1.5	109.87	1.7	22.5	100	0.004	1.57	1.69%	1.574	702	800	4.444	2.234	0.705	1.077	0.616	4.789	0.90	493	24.811	V
R210	R211	109.87	1.7	109.58	1.7	17.7	100	0.0044	1.727	1.64%	1.731	731	800	4.378	2.200	0.787	1.107	0.669	4.847	0.90	535	25.969	V
R211	R212	109.58	1.7	108.73	1.5	21.1	100	0.005	1.884	3.08%	1.889	671	800	6.003	3.017	0.626	1.056	0.568	6.341	1.21	455	24.070	V
R212	R213	108.73	1.5	107.45	1.5	26.7	100	0.0054	2.041	4.79%	2.046	637	800	7.488	3.764	0.544	1.025	0.523	7.675	1.49	418	22.832	V
R213	R214	107.45	1.5	106.57	1.5	32.1	100	0.0058	2.198	2.74%	2.204	727	800	5.663	2.846	0.774	1.102	0.661	6.241	1.17	528	26.179	V
R214	R215	106.57	2.0	104.99	1.5	23.0	100	0.006	2.355	4.70%	2.361	674	800	7.411	3.725	0.634	1.059	0.573	7.845	1.49	458	23.811	V

Tableau V.1 : dimensionnement des collecteurs principaux (suite) :

Ram	Rav	Ctn am(m)	Pr reg am	Ctn av(m)	Pr reg aval	Dist (m)	ks	Débit usé m³/s	Débit pluvial m³/s	I (m/m)	Qt	Dcal mm	Dnor (mm)	Vps	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	Vmin (m/s)	H(mm)	Hmin (mm)	auto curage
R215	R216	104.99	2.0	103.27	1.5	25.5	100	0.0062	2.512	4.78%	2.518	688	800	7.480	3.760	0.670	1.068	0.594	7.988	1.50	476	24.024	V
R216	R217	103.27	1.5	102.22	1.5	30.0	100	0.0068	2.675	3.50%	2.682	747	800	6.398	3.216	0.834	1.125	0.698	7.199	1.32	558	26.600	V
R111	R112	112.00	1.5	111.03	1.5	30.0	100	0.00016	0.064	3.23%	0.064	187	300	3.198	0.226	0.284	0.867	0.362	2.772	0.60	109	7.143	V
R112	N90	111.03	1.5	109.57	1.5	25.0	100	0.00032	0.128	5.84%	0.128	217	300	4.298	0.304	0.422	0.951	0.454	4.087	0.83	136	7.783	V
R113	R114	109.57	2.0	107.89	1.5	22.5	100	0.00049	0.19	5.24%	0.190	257	300	4.073	0.288	0.662	1.066	0.590	4.341	0.82	177	9.120	V
R114	R115	107.89	1.8	106.41	1.5	30.0	100	0.00065	0.254	3.93%	0.255	302	300	3.527	0.249	1.021	1.146	0.832	4.042	0.75	250	10.970	V
R115	R116	106.41	1.5	106.35	1.5	22.5	100	0.00081	0.317	0.27%	0.318	544	600	1.458	0.412	0.771	1.101	0.659	1.605	0.30	395	19.334	V
R116	R124	106.35	1.5	106.28	1.5	18.5	100	0.00098	0.379	0.38%	0.380	545	600	1.737	0.491	0.774	1.102	0.660	1.914	0.36	396	19.462	V
R124	R125	106.28	1.5	106.21	1.5	18.0	100	0.001	0.443	0.39%	0.444	575	600	1.761	0.498	0.892	1.138	0.733	2.003	0.36	440	19.515	V
R125	R126	106.21	1.5	106.03	1.5	33.0	100	0.0012	0.505	0.55%	0.506	567	600	2.085	0.590	0.859	1.132	0.713	2.361	0.43	428	19.625	V
R126	R127	106.03	1.5	105.32	1.5	16.0	100	0.0014	0.569	4.44%	0.570	400	600	5.947	1.681	0.339	0.903	0.401	5.369	1.13	240	14.722	V
R127	R128	105.32	1.5	105.17	1.5	37.5	100	0.0016	0.632	0.40%	0.634	653	800	2.163	1.087	0.583	1.042	0.544	2.254	0.43	435	23.037	V
R128	R129	105.17	1.5	105.11	1.5	22.5	100	0.0018	0.694	0.27%	0.696	730	800	1.766	0.888	0.784	1.106	0.667	1.953	0.36	533	26.124	V
R129	R130	105.11	1.5	105.00	1.5	35.7	100	0.002	0.763	0.31%	0.765	736	800	1.898	0.954	0.802	1.113	0.678	2.113	0.39	542	26.499	V
R254	R255	111.06	1.5	109.07	1.5	45.0	100	0.0021	0.779	4.42%	0.781	450	800	7.192	3.615	0.216	0.799	0.313	5.743	1.35	250	18.524	V
R255	R256	109.07	1.5	107.75	1.5	35.0	100	0.00216	0.796	3.77%	0.798	468	800	6.642	3.338	0.239	0.825	0.330	5.483	1.25	264	18.787	V
R256	R157	107.75	1.5	107.00	1.5	25.0	100	0.00219	0.8124	3.00%	0.815	492	800	5.924	2.977	0.274	0.858	0.355	5.085	1.12	284	19.172	V
R157	R158	107.00	2.5	104.50	1.5	30.0	100	0.00222	0.8288	5.00%	0.831	450	800	7.647	3.844	0.216	0.799	0.313	6.108	1.43	251	18.512	V
R158	R159	104.50	1.5	104.38	1.7	25.0	100	0.00229	0.8452	1.28%	0.847	586	800	3.869	1.945	0.436	0.959	0.462	3.712	0.75	370	21.419	V
R159	R160	104.38	1.7	103.26	1.5	23.0	100	0.00235	0.8616	4.00%	0.864	477	800	6.840	3.438	0.251	0.838	0.339	5.733	1.29	271	18.942	V
R160	R161	103.26	3.5	99.89	1.5	30.0	100	0.00242	0.878	4.57%	0.880	468	800	7.308	3.674	0.240	0.826	0.330	6.037	1.38	264	18.836	V
R161	R162	99.89	1.5	98.98	1.5	20.0	100	0.00248	0.8944	4.55%	0.897	472	800	7.295	3.667	0.245	0.831	0.334	6.065	1.38	267	18.911	V
R162	R163	98.98	1.5	97.88	1.5	24.0	100	0.0025	0.9108	4.58%	0.913	474	800	7.322	3.680	0.248	0.835	0.336	6.114	1.38	269	18.923	V
R163	R164	97.88	1.5	97.53	2.0	35.0	100	0.00255	0.9272	2.43%	0.930	538	800	5.330	2.679	0.347	0.907	0.406	4.835	1.02	325	20.226	V
R164	R165	97.53	2.0	95.89	1.5	30.0	100	0.00256	0.9436	3.80%	0.946	498	800	6.667	3.351	0.282	0.866	0.361	5.770	1.27	289	19.303	V
R165	R166	95.89	1.5	95.11	1.5	30.0	100	0.00259	0.96	2.60%	0.963	538	800	5.515	2.772	0.347	0.907	0.406	5.004	1.06	325	20.136	V
R166	R167	95.11	1.5	94.56	1.5	30.0	100	0.0026	0.9764	1.83%	0.979	578	800	4.631	2.328	0.421	0.950	0.453	4.399	0.90	363	21.093	V
R167	R168	94.56	1.5	93.70	1.5	36.0	100	0.0027	0.9928	2.39%	0.996	554	800	5.286	2.657	0.375	0.923	0.424	4.878	1.02	340	20.559	V

**Tableau V.1** : dimensionnement des collecteurs principaux (suite) :

Ram	Rav	Ctn am(m)	Pr reg am	Ctn av(m)	Pr reg aval	Dist (m)	ks	Débit usé m <sup>3</sup> /s	Débit pluvial m <sup>3</sup> /s	I (m/m)	Qt	Dcal mm	Dnor (mm)	Vps	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	Vmin (m/s)	H(mm)	Hmin (mm)	auto curage
R168	R169	93.70	1.5	93.46	2.5	30.0	100	0.00278	1.0092	4.13%	1.012	503	800	6.953	3.495	0.290	0.871	0.366	6.056	1.32	293	19.451	V
R169	R170	93.46	3.0	90.86	1.5	30.0	100	0.00284	1.0256	3.67%	1.028	517	800	6.549	3.292	0.312	0.887	0.382	5.807	1.25	306	19.777	V
R170	R155	90.86	1.5	90.20	1.5	36.5	100	0.00294	1.042	1.81%	1.045	594	800	4.599	2.312	0.452	0.970	0.472	4.460	0.90	378	21.933	V
R155	R173	90.20	1.5	89.72	1.5	25.0	100	0.003	1.058	1.92%	1.061	591	800	4.739	2.382	0.445	0.966	0.468	4.576	0.93	374	21.865	V

Tableau V.2 : dimensionnement de l'intercepteur :

Ram	Rav	Ctn am(m)	Pr reg am	Ctn av(m)	Pr reg aval	Dist (m)	Ks	Débit usé	Débit pluvial	I (m/m)	Qt	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	Vmin (m/s)	H(mm)	Hmin (mm)	Auto curage
R300	R301	117.670	1.5	117.35	1.5	30.000	100	0.00120	0.44500	1.07%	0.446	477	500	2.582	0.507	0.880	1.136	0.726	2.934	0.54	363	17.482	V
R301	R302	117.350	1.5	116.43	1.5	28.500	100	0.00230	0.89100	3.23%	0.893	502	600	5.072	1.434	0.623	1.055	0.567	5.354	1.02	340	17.829	V
R302	R303	116.430	1.5	114.89	1.5	38.000	100	0.00360	1.33500	4.05%	1.339	560	600	5.683	1.607	0.833	1.125	0.697	6.393	1.18	418	20.465	V
R303	R304	114.890	1.5	113.91	1.5	22.000	100	0.00420	1.78100	4.45%	1.785	613	800	7.218	3.628	0.492	0.995	0.494	7.185	1.41	396	21.311	V
R304	R305	113.910	1.5	113.44	1.5	28.000	100	0.00580	2.22500	1.68%	2.231	800	800	4.431	2.227	1.002	1.143	0.811	5.066	0.94	648	29.237	V
R305	R306	113.440	1.5	113.15	1.5	20.500	100	0.00690	2.67100	1.41%	2.678	885	1000	4.720	3.707	0.722	1.083	0.627	5.112	0.96	627	31.506	V
R306	R307	113.150	1.5	112.89	1.5	41.000	100	0.00740	3.11600	0.63%	3.123	1 090	1200	3.569	4.036	0.774	1.102	0.660	3.933	0.73	792	37.575	V
R307	R217	112.890	1.5	112.22	1.5	34.400	100	0.00830	3.34200	1.95%	3.350	907	1200	6.254	7.073	0.474	0.984	0.484	6.153	1.22	581	32.095	V
R217	R77	112.220	1.5	112.01	1.5	30.000	100	0.00900	3.56600	0.70%	3.575	1 126	1200	3.749	4.240	0.843	1.128	0.704	4.229	0.78	844	39.965	V
R77	R313	112.010	1.5	111.91	1.7	39.500	100	0.00985	3.86100	0.76%	3.871	1 142	1200	3.905	4.417	0.876	1.136	0.723	4.436	0.81	868	40.846	V
R313	R312	111.910	1.7	111.85	1.9	32.700	100	0.01070	4.15600	0.80%	4.167	1 164	1200	3.996	4.519	0.922	1.139	0.751	4.553	0.84	901	41.963	V
R312	R311	111.850	1.9	111.23	1.5	25.000	100	0.01115	4.45100	0.88%	4.462	1 172	1200	4.204	4.755	0.939	1.139	0.761	4.790	0.88	913	41.781	V
R311	R310	111.230	1.5	110.89	1.5	25.000	100	0.01240	4.74600	1.36%	4.758	1 106	1200	5.226	5.911	0.805	1.115	0.680	5.825	1.08	816	39.764	V
R310	R309	110.890	1.5	110.21	1.5	17.800	100	0.01132	5.041	3.82%	5.052	932	1200	8.759	9.906	0.510	1.006	0.504	8.815	1.70	605	31.846	V
R309	R308	110.210	1.5	109.81	1.5	29.300	100	0.0141	5.336	1.37%	5.350	1 155	1200	5.236	5.922	0.903	1.139	0.739	5.963	1.10	887	42.071	V
R308	R77'	109.810	1.5	109.01	1.5	30.600	100	0.015	5.63300	2.61%	5.648	1 044	1200	7.246	8.195	0.689	1.073	0.606	7.775	1.47	728	37.550	V
R77'	R46	109.010	1.5	108.31	1.5	47.160	100	0.0155	5.858	1.48%	5.874	1 178	1200	5.460	6.175	0.951	1.139	0.769	6.221	1.16	923	43.108	V
R46	R45	108.310	1.5	107.93	1.7	30.000	100	0.0161	6.264	1.93%	6.280	1 149	1200	6.231	7.047	0.891	1.138	0.732	7.090	1.30	879	41.290	V
R45	R44	107.930	1.7	107.32	1.7	30.000	100	0.0167	6.409	2.03%	6.426	1 148	1200	6.390	7.227	0.889	1.138	0.731	7.269	1.34	877	41.502	V
R44	R43	107.320	1.7	106.87	1.9	35.000	100	0.017	6.534	1.86%	6.551	1 176	1200	6.107	6.907	0.948	1.139	0.768	6.958	1.29	921	42.717	V
R43	R42	106.870	1.9	106.02	1.5	21.500	100	0.0174	6.627	2.09%	6.644	1 156	1200	6.483	7.333	0.906	1.139	0.741	7.384	1.36	889	42.006	V

Tableau V.2 : dimensionnement de l'intercepteur (suite)

Ram	Rav	Ctn am(m)	Pr reg am	Ctn av(m)	Pr reg aval	Dist (m)	Ks	Débit usé	Débit pluvial	I (m/m)	Qt	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	Vmin (m/s)	H(mm)	Hmin (mm)	Auto curage
R42	R35	106.020	1.5	105.32	1.5	32.500	100	0.0179	6.72	2.15%	6.738	1 156	1200	6.577	7.438	0.906	1.139	0.741	7.491	1.38	889	42.276	V
R35	R41	105.320	1.5	104.87	1.8	37.500	100	0.0184	6.813	2.00%	6.831	1 179	1200	6.338	7.168	0.953	1.139	0.771	7.221	1.35	925	43.561	V
R41	R40	104.870	1.8	104.03	1.6	29.000	100	0.0187	6.907	2.21%	6.926	1 163	1200	6.657	7.529	0.920	1.139	0.749	7.585	1.41	899	42.896	V
R40	R314	104.030	1.6	103.79	1.9	25.600	100	0.019	7	2.11%	7.019	1 179	1200	6.509	7.361	0.954	1.139	0.771	7.416	1.38	925	43.673	V
R314	R315	103.790	1.9	103.11	1.7	23.430	100	0.0191	7.033	2.05%	7.052	1 187	1200	6.414	7.254	0.972	1.140	0.785	7.312	1.37	942	44.083	V
R315	R316	103.110	1.7	102.77	2.2	42.590	100	0.0193	7.068	1.97%	7.087	1 198	1200	6.294	7.118	0.996	1.142	0.805	7.190	1.35	966	44.703	V
R316	R93	102.770	2.2	102.03	2.3	42.110	100	0.0194	7.094	1.99%	7.113	1 197	1200	6.329	7.158	0.994	1.142	0.803	7.229	1.35	964	44.692	V
R93	R88	102.030	2.3	101.81	2.8	35.300	100	0.0196	7.136	2.04%	7.156	1 195	1200	6.400	7.238	0.989	1.141	0.798	7.306	1.37	958	44.674	V

Tableau V.3 : dimensionnement de l'émissaire :

Ram	Rav	Ctn am(m)	Pr reg am	Ctn av(m)	Pr reg aval	Dist (m)	Ks	Débit usé	Débit pluvial	I (m/m)	Qt	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	Vmin (m/s)	H(mm)	Hmin (mm)	Auto curage
R88	R89	101.810	2.8	100.87	2.4	25.000	100	0.0198	7.167	2.16%	7.187	1 184	1200	6.586	7.449	0.965	1.140	0.779	7.506	1.41	935	44.283	V
R89	R90	100.870	2.4	100.01	2.2	30.000	100	0.02	7.195	2.20%	7.215	1 182	1200	6.647	7.518	0.960	1.139	0.775	7.574	1.42	930	44.301	V
R90	R99	100.010	2.2	99.53	2.3	28.000	100	0.02	7.195	2.07%	7.215	1 195	1200	6.450	7.295	0.989	1.142	0.799	7.363	1.38	959	44.940	V
R99	R100	99.530	2.3	98.98	2.6	38.500	100	0.02	7.195	2.21%	7.215	1 181	1200	6.659	7.531	0.958	1.139	0.774	7.587	1.42	929	44.264	V
R100	R101	98.980	2.6	98.03	2.3	30.000	100	0.02	7.195	2.17%	7.215	1 185	1200	6.596	7.460	0.967	1.140	0.781	7.518	1.41	937	44.462	V
R101	R81	98.030	2.3	97.75	2.7	30.000	100	0.02	7.195	2.10%	7.215	1 192	1200	6.494	7.345	0.982	1.141	0.793	7.408	1.39	952	44.794	V

**V.3.2. Dimensionnement du cours d'eau (oued OUACIF) :**

Lors des averses, on enregistre une élévation des débits ce qui a pour conséquence une augmentation de la hauteur d'eau, la modification du tracé de l'oued ou des exutoires.

Dans ce cas, un aménagement sous dimensionné, peut engendrer un changement du régime d'écoulement et provoquer des inondations.

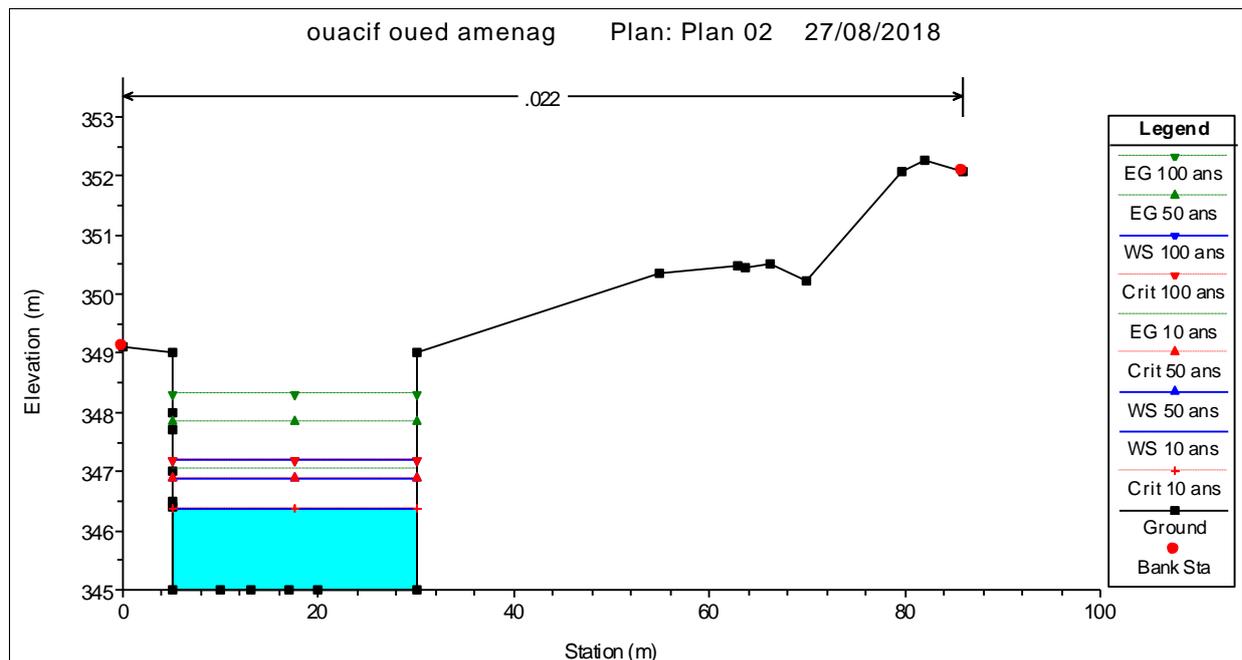
Dans le but de limiter les dégâts qu'occasionnent les débordements des Oueds (inondations), il convient d'intervenir d'urgence en projetant des ouvrages de type et nature différents.

Pour la vérification du risque d'inondation, nous avons établi des profils en travers de l'oued OUACIF à partir du levé topographique et défini la pente de l'oued. Le choix des profils s'est fait en fonction de la zone à protéger et principalement lors des rétrécissements de la largeur de l'oued. Les ouvrages de protection sont proposés, là où les milieux urbains sont ou peuvent être inondés.

Après avoir détecté les zones inondables (chapitre précédent), on opte pour un aménagement en canal rectangulaire là où il y'a les étranglements, dans notre cas on a deux étranglements à signaler

En utilisant le logiciel HEC-RAS, les sections de l'oued de OUACIF sont transformées en canal rectangulaire en béton armé de 25m de largeur et 4 m d hauteur

Après avoir validé la section rectangulaire, une simulation a été refaite, et on constate que, dès que les deux étranglements ont été aménagés le risque d'inondation tend vers zéro.



**Figure V.1 :** simulation avec aménagement à l'étranglement 01

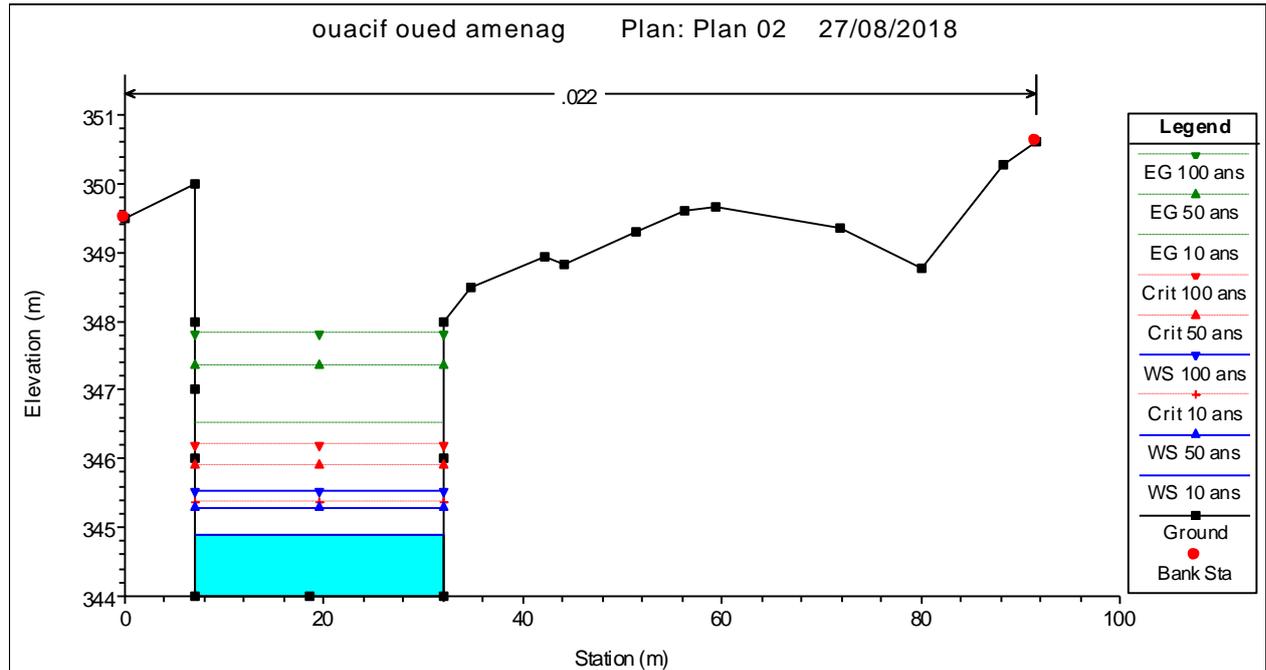


Figure V.2 : simulation avec aménagement à l'étranglement 02

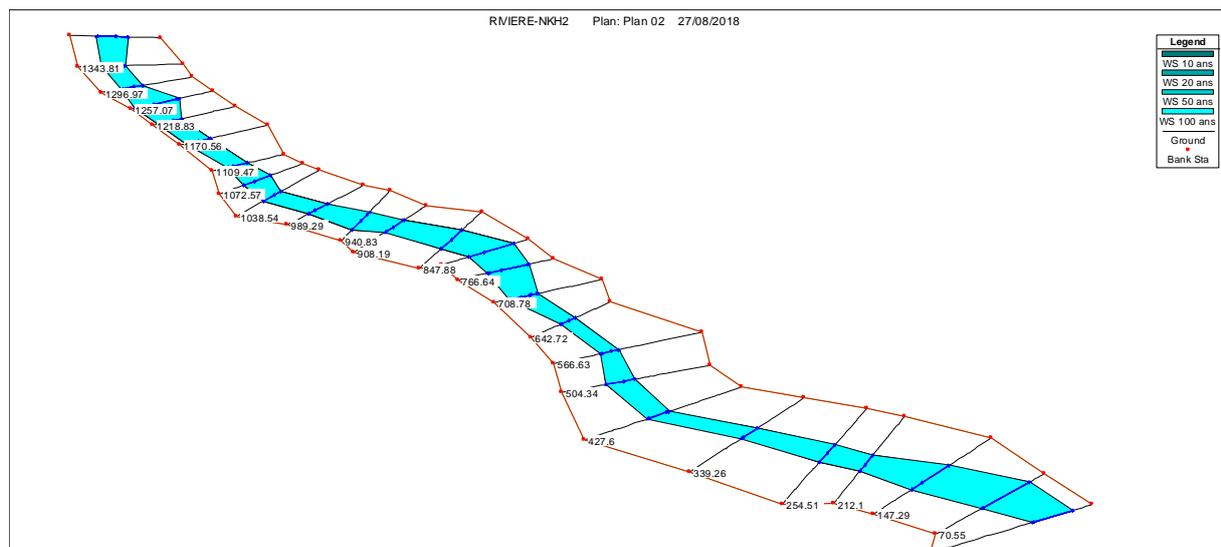


Figure V.3 : simulation avec aménagement

On remarque sur la **Figure V.3** qu'il n'y'a aucun débordement, ce qui implique que le risque d'inondation est quasi improbable pour une crue centennale.

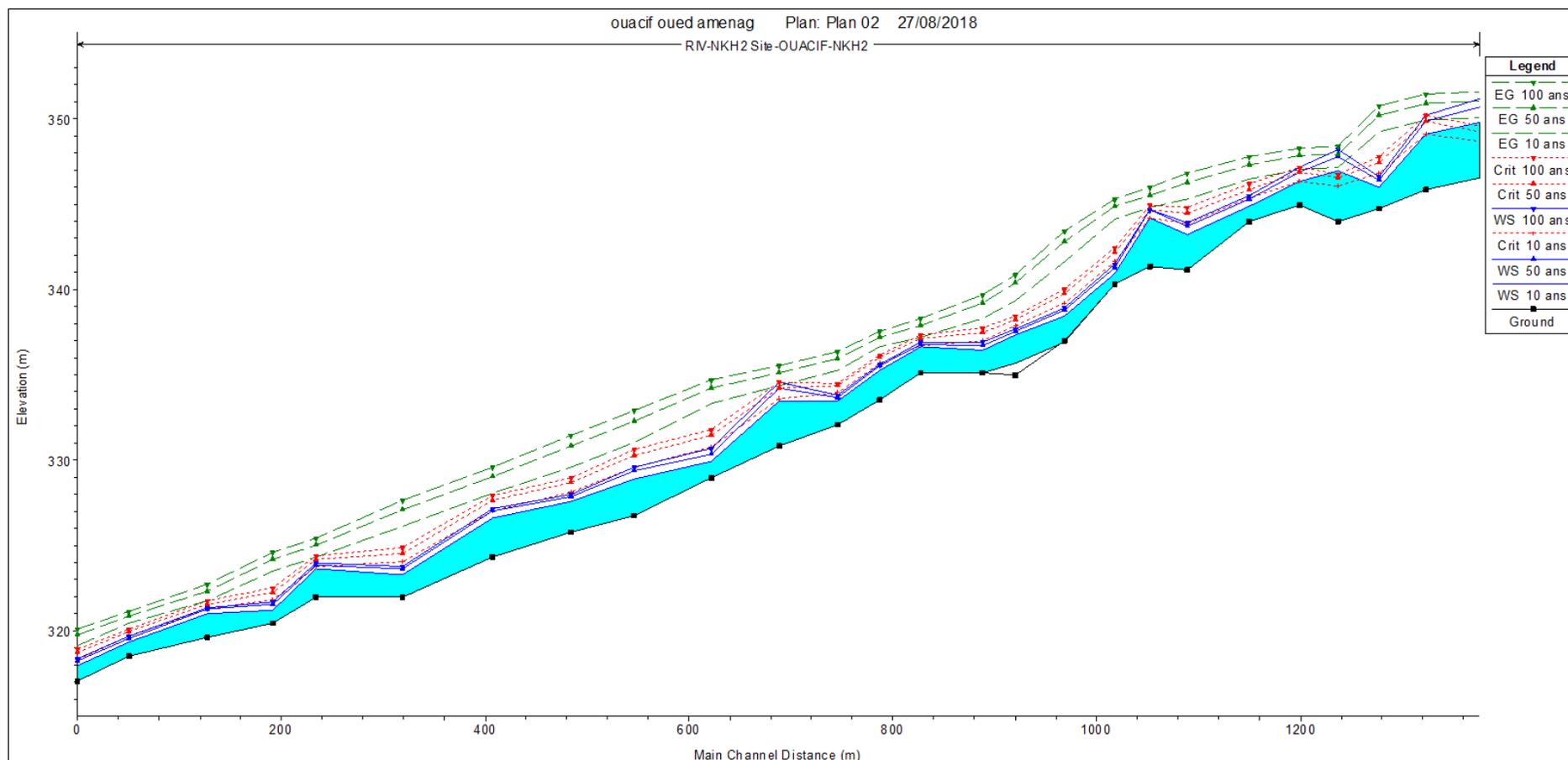


Figure V.4 : profile du tracé de l'oued de OUACIF après aménagement au niveau de l'étranglement

#### V.4. Dimensionnement du déversoir d'orage : (Salah ,2011)

Un déversoir d'orage est un ensemble de dispositifs permettant d'évacuer vers le milieu naturel les pointes de ruissellement de manière à décharger le réseau d'aval.

Un déversoir d'orage doit assurer trois fonctions essentielles :

- Evacuer sans surverse et sans remous le débit d'eau usée de temps sec
- Evacuer sans surverse le débit critique
- Surverser le débit excédentaire de pluie et d'orage sans mise en remous nuisible du réseau amont et sans surcharge excessive en débit du réseau aval

##### V.4.1. Composition des organes d'un déversoir d'orage : (Salah ,2011)

Un déversoir d'orage se compose de :

- D'un ouvrage de dérivation
- D'un canal ou collecteur de décharge

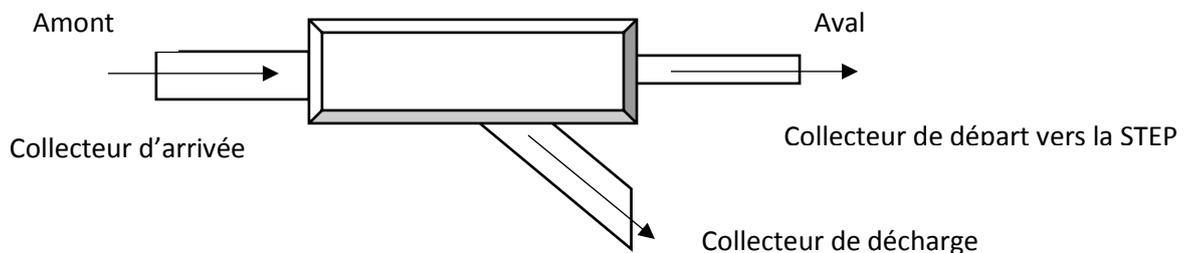


Figure V.5 : schéma type d'un déversoir.

##### V.4.2. Emplacement des déversoirs d'orage

Ils sont placés :

- Avant la station d'épuration pour la régularisation du débit.
- Au milieu du réseau pour réduire les diamètres des collecteurs, ou décharger un collecteur

##### V.4.3. Dimensionnement du déversoir d'orage de type latéral à seuil doubles :

Pour notre cas, nous nous penchons sur le dimensionnement d'un déversoir d'orage à seuil double pour sa configuration géométrique qui est la plus adaptée à notre situation

###### V.4.3.1. Les données de base sont les suivantes :

- ✓ Diamètre d'entrée :  $D_e = 1200 \text{ mm}$
- ✓ Débit total à l'entrée :  $Q_t = 7,215 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ Débit à pleine section :  $Q_{ps} = 7,345 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ Débit de point usé :  $Q_{US} = 0,02 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ Débit de pointe allant vers la station :  $Q_{ST} = 3 Q_{US} = 0,06 \text{ m}^3/\text{s}$

**V.4.3.2. 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.

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

Avec :

$t_c$  = temps de concentration (mn) ;  $t_c=15$  mn Donc  $Z=0.85$

**V.4.3.3. Calcul du débit critique :**

$$Q_{cr} = Z * Q_{tot} \quad (\text{V.9})$$

$$Q_{cr} = 0.85 * 7.215$$

$$Q_{cr} = 6.163 \text{ m}^3/\text{s}$$

**V.4.3.3. Calcul de la hauteur d'eau critique :**

Pour calculer la hauteur critique on doit passer au calcul de :

$$R_q = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} \quad \text{Et} \quad R_h = \frac{H_{cr}}{D_e}$$

- $R_q = 0.84$  et  $R_h = 0.715$
- $H_{CR} = D_e \cdot R_h = 1200 * 0,715$

$$H_{CR} = 858 \text{ mm}$$

**V.4.3.4. Calcul de la hauteur d'eau allant vers la station d'épuration**

- $Q_d = Q_{CR} - Q_{ST} = 7.215 - 0.06$

$$Q_d = 7.155 \text{ m}^3/\text{s}$$

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

- $R_q = \frac{Q_{st}}{Q_{sp}} \quad \text{Et} \quad R_h = \frac{H_{st}}{D_e}$

- $R_q = 0.008$  et  $R_h = 0.02$
- $H_{st} = D_e \cdot R_h = 1200 * 0,02 = 24 \text{ mm}$

$$H_{ST} = 24 \text{ mm}$$

**V.4.3.5. Hauteur de la lame déversée :**

$$H_d = H_{CR} - H_{ST} = 858 - 24 = 834 \text{ mm}$$

$$H_d = 834 \text{ mm}$$

**V.4.3.6. Détermination de seuil déversant :**

On applique la formule de BAZIN :

$$Qd = \frac{2}{3} \mu L \sqrt{2g} H_d^{3/2} \quad (\text{V-10})$$

Avec :

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

L : La longueur du déversoir (longueur de la lame déversée) 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 :

$$L = \frac{3}{2} \frac{Qd}{\mu \sqrt{2g} H_d^{3/2}} \quad (\text{V.11})$$

$$L = \frac{3}{2} \frac{7.155}{0.6 \sqrt{2} \cdot 9.81 (834 \cdot 10^{-3})^{3/2}} = 5.30 \text{ m}$$

Puisque on a un déversoir a doubles seuils alors :  $L' = L/2$

$$L' = 2.65 \text{ m}$$

## V.5. Le système de relevage des eaux usées vers la station d'épuration projetée :

Le système de relevage proposé a pour but de collecter les eaux usées du côté Ouest de la ville vers le coté Est (station d'épuration projetée) venant du collecteur principal des sous bassins (10, 11, 12) vers un seul point puis les refouler vers un collecteur et ce dernier déverse directement dans la station d'épuration existante située à une distance de 222 m.

### V.5.1. Choix de nombre et de type de pompes :

La station de pompage doit être équipée d'un nombre suffisant de pompes assurant le débit demandé tel que  $N = n_p + n_{ps}$

Où :

N: nombre de pompes installées

$n_{ps}$ : nombre de pompe de secours.

$n_p$ : nombre de pompe de fonctionnement

Le nombre des pompes de secours varie suivant le nombre total des pompes installées, pour un nombre inférieur à 4 comme dans notre cas le nombre de pompes de secoure est égale à 1.

Compte tenu des exigences d'exploitation, il est conseillé de projeter le minimum de groupes possible dans la station, ce qui rendra les dimensions de la station plus raisonnables et le fonctionnement des pompes se fait avec une souplesse.

Les pompes choisies doivent répondre aux conditions suivantes :

- assurer la hauteur et le débit calculé.
- assurer le rendement maximal de la pompe.

- être d'un poids minimum possible.
- présenter une forme peu encombrante.
- répondre aux normes de construction de la station de pompage la plus économique.
- la pompe choisie doit être de préférence de production nationale
- doit être facile à l'entretien.

Pour le choix du type de pompe dans notre projet, on utilise le logiciel Caprari.

### **V.5.2. Dimensionnement de la bache d'aspiration :**

Pour notre station la bache de stockage à deux fonctions la première est de stocker les eaux usées qui arrivent et la deuxième d'être une bache d'aspiration pour les pompes de relevage.

#### **V.5.2.1. Volume de la bache :**

Le volume du réservoir de stockage de la station est adopté égal au débit des eaux usées arrivant en un temps déterminé.

On a  $V_t = Q \cdot t$

$V_t$  : volume de la bache en (m<sup>3</sup>)

$Q$  : débit des eaux usées total ( $Q=0.003$  m<sup>3</sup>/s)

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

Donc : on fixe  $t = 15$  minutes.

$V_t = 0.003 \cdot 15 \cdot 60 = 2.7$  m<sup>3</sup>

Le volume total de la bache sera  **$V_t = 3$  m<sup>3</sup>**.

#### **V.5.2.2. Choix de la pompe :**

On a besoin de refouler un débit total d'eaux usées de 3 l/s sur une hauteur de 8.03 mètres et sur une distance de 222m, donc il faut équiper la station par une pompe monocellulaire à axe horizontale avec une seule pompe de secours.

### **Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons abordé le côté hydraulique à savoir le dimensionnement du réseau d'assainissement d'eaux usées et pluviales, nous avons choisis le type unitaire afin d'éviter l'encombrement du sous-sol mais aussi l'aménagement de l'oued de Ouacif et le dimensionnement d'un déversoir d'orage puis on a choisi une pompe afin de refouler les eaux usées du côté Ouest vers l'Est à la station d'épuration.

## Introduction :

La pose de canalisation est une opération délicate influée directement sur la durée de vie, les conditions et les coûts d'entretien du réseau d'assainissement dont un élément mal posé peut entraîner un mauvais fonctionnement du système dans son ensemble. Il importe donc que la pose soit conduite avec méthode, en respectant les règles qui garantissent un service sans défaillance, quelles que soit les conditions initiales d'environnement et du marché de réseau

Le calcul du devis quantitatif et estimatif permet d'effectuer une estimation du coût de notre projet, L'estimation est réalisée au stade du schéma de principe, par mètre linéaire de canalisation posée.

### VI.1. Les étapes de réalisation de projet :

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

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

#### VI.1.1. Vérification, manutention des canalisations :

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.

#### VI.1.2. Décapage de la couche de végétation ou du goudron

Le décapage de cette couche se fait par un bulldozer.

Le volume de la couche décapée est :

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

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

### **VI.1.3. Emplacement des jalons des piquets (piquetage) :**

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.

### **VI.1.4. 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.

#### **VI.1.4.1. Largeur du fond de la tranchée :**

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

$$B = d + (2 * c) \text{ (m)} \quad \text{(VI.2)}$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m)

d : diamètre de la conduite (m)

c : espace obligatoire entre la conduite et le coté de la tranchée avec **c=0.3 m**

#### **VI.1.4.2. 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 :

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

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

#### **VI.1.4. 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.

### **VI.1.5. 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 ;

#### **VI.1.6. Assemblage des tuyaux :**

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.

#### **VI.1.7. Construction des regards ;**

Les différentes opérations pour l'exécution d'un regard sont les suivantes :

- Réglage du fond du regard ;
- Exécution de la couche du béton de propreté ;
- Ferrailage du radier de regard ;
- Bétonnage du radier ;
- Ferrailage des parois ;
- Coffrage des parois ;
- Bétonnage des parois ;
- Décoffrage des parois ;
- Ferrailage de la dalle ;
- Coffrage de la dalle ;
- Bétonnage de la dalle ;
- Décoffrage de la dalle.

#### **VI.1.8. Remblai des tranchées :**

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.

### **VI.2. Détermination des différents volumes pour la pose de canalisation :**

#### **VI.2.1. Volume des déblais des tranchées :**

$$Vd = B. L.H \quad (VI-4)$$

Vd : Volume des déblais des tranchées en (m<sup>3</sup>).

B : Largeur de la couche du tronçon en (m).

H : Profondeur de la tranchée en (m).

#### **VI.2.2. Volume occupé par le lit du sable :**

$$Vls = e. L. B \quad (VI-5)$$

Vls : 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).

**VI.2.3. Volume occupé par les conduites :**

$$\mathbf{V_{cdt} = L.\pi.D^2/4} \quad \text{(VI-6)}$$

V<sub>cdt</sub> : Volume occupé par les conduites en (m<sup>3</sup>).

D : Diamètre de la conduite en (m).

**VI.2.4. Volume du remblai :**

$$\mathbf{V_r = V_d - [V_{cdt} + V_{cv} + V_{ls}]}$$
 (VI-7)

V<sub>r</sub> : Volume du remblai en (m<sup>3</sup>).

**VI.2.5. Volume excédentaire :**

$$\mathbf{V_{exc} = V_f - V_r}$$
 (VI-8)

V<sub>exc</sub> : Volume du sol excédentaire en (m<sup>3</sup>).

V<sub>f</sub> : Volume du sol foisonné en (m<sup>3</sup>).

Tel que :  $\mathbf{V_f = V_d . K_f}$  (VI-9)

K<sub>f</sub> : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a :  $\mathbf{K_f = 1,2}$

**Tableau VI.1** : coefficient de foisonnement :

Type de sol	K <sub>f</sub>
sable, matériaux fins	1.08-1.17
Limon argileux	1.14-1.28
Argile	1.25-1.3

Rq : Les prix ci-dessous sont extrait du cahier de détail estimatif du SEAAL année 2018.

Tableau VI.2 : estimation du dimensionnement du réseau d'assainissement : (SEAAL,2018)

n°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Décapage de la tranchée	m3	401.03	500.00	200514.50
2	Déblais	m3	7338.83	250.00	1834707.68
3	Pose de lit de sable	m3	401.03	1000.00	401029.00
4	Remblais de la tranchée	m3	5158.23	1000.00	5158228.71
5	Évacuation des déblais excédentaire	m3	4015.31	200.00	803061.93
6	Grillage	ml	3260.7	40.00	130428.00
B	Canalisation				
	Fournitures, transport et pose de canalisation				
	Canalisation en pvc				
	Ø 300	ml	1338.5	1562.37	2091232.25
	Ø 400	ml	99.5	3898.62	387912.69
	Ø 500	ml	503	6113.01	3074844.03
	Canalisation en BA				
	Ø 600	ml	330.7	5564.95	1840328.97
	Ø 800	ml	50	7076.72	353836.00
	Ø 1000	ml	21	11834.43	248523.03
	Ø 1200	ml	918	15466.21	14197980.78
C	Construction				
	Regards en béton armé	Unité	134	65000.00	8710000.00
	Total HT (DA)				39432627.55
	Total tva 19 % (DA)				46924826.79

### VI.3. Détermination des différents volumes pour l'aménagement de l'oued de Ouacif

#### VI.3.1. Volume de la couche de terre végétale

$$V_{cv} = H L B$$

(VI.10)

V<sub>cv</sub> : Volume de la couche de terre végétale en (m<sup>3</sup>).

H : Profondeur la couche de terre végétale (on prend H<sub>v</sub> = 0,1 m).

L : Longueur totale de la tranchée en (m).

B : Largeur de la couche de terre végétale en (m).

#### VI.3.2 Volume des déblais des tranchées :

$$V_d = B L H$$

(VI.11)

V<sub>d</sub> : 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)

### VI.3.3 Volume du lit de propreté :

$$V_{bp} = d_{bp} \cdot L \cdot b_{radier} \quad (VI.12)$$

Avec :

$V_{bp}$  : Volume du béton de propreté (m<sup>3</sup>).

$d_{bp}$  : épaisseur de la couche de béton de propreté (= 10 cm).

$b_{radier}$  : Largeur de radier (m).

L : Longueur totale de la tranchée (m).

### VI.3.4 Volume du béton armé

$$V_{BA} = d_{BA} \cdot L \cdot (P_{ext} + P_{int}) / 2 \quad (VI.13)$$

Avec :

$V_{BA}$  : Volume de béton armé (m<sup>3</sup>).

$d_{BA}$  : Épaisseur de la couche de béton armé (= 20 cm).

l : Longueur de tranchée (m).

$P_{ext}$  : Périmètre extérieur du canal rectangulaire (m).

$P_{int}$  : Périmètre intérieur du canal rectangulaire (m).

**Rq : Les prix ci-dessous sont extrait du cahier de détail estimatif du SEAAL année 2018.**

**Tableau VI.3** : estimation de l'aménagement du tronçon de l'oued de Ouacif : (SEAAL.2018)

n°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant (DA)
1	Décapage de la tranchée	m3	1024.00	500.00	512000.00
2	Déblais	m3	44032.00	250.00	11008000.00
3	Remblais de la tranchée	m3	43008.00	1000.00	43008000.00
4	Evacuation des déblais excédentaire	m3	12032.00	200.00	2406400.00
5	Béton de propreté	m3	1024.00	7000.00	7168000.00
6	Béton armé	m3	2672	60000.00	160320000.00
Total HT					224422400.00
Total TVA 19%					267062656.00

### Conclusion :

A travers ce chapitre on a évalué le cout du projet qui est de l'ordre de : 313987482.79 DA TTC. La bonne qualité des matériaux de ces ouvrages rend le système d'assainissement plus fonctionnel et le risque d'inondations ainsi que les risques d'érosion sont quasi improbable.

## Conclusion Générale

Au terme de cette étude, il faut dire que ce travail effectué consiste en l'étude du système d'assainissement de la ville de Ouacif, en procédant à sa rénovation après l'avoir diagnostiqué physiquement et hydrauliquement. L'évacuation des effluents va se faire vers la station d'épuration.

En fin de ce travail nous concluons par les points suivants :

La nature du terrain de la ville de Ouacif et sa topographie caractérisée par des pentes très grandes nous ont obligé à mettre en place des regards de chutes

L'insuffisance des programmes d'entretien du réseau qui sont en générale occasionnels et non périodique à influencer d'une manière désastreuse sur la fonctionnalité du réseau, se manifestant par des écoulements à pleine section et parfois des débordements au-dessus des

tampons provoquant des risques sanitaires, et pour cela on a quasiment changé le réseau d'assainissement de la ville de Ouacif.

Le réseau de la ville de Ouacif fonctionne au niveau de quelques collecteurs en section pleine.

L'état général des regards en grande partie non conforme ; dépourvus d'échelle de visite, certains sans tampons, d'autres remblayés ou goudronnés.

Notre système ainsi projeté est, en principe, plus amélioré en matière d'équipement et plus performant que l'ancien système

Projeter un réseau d'assainissement de type unitaire qui permet d'évacuer tous les débits des eaux usées et pluviales de l'agglomération, dans des conditions favorables mais surtout d'éliminer les fausses septiques afin de protéger la nature de la pollution.

Proposer une variante d'aménagement de l'oued de Ouacif par un canal rectangulaire qui va pouvoir diminuer les risques d'inondations et d'érosions.

Et enfin cette étude concernant la ville de Ouacif va contribuer à l'amélioration des performances du réseau d'assainissement de la ville, et par conséquent les conditions de vie des habitants

## Références et bibliographies

**Armando LANCASTRE.** HYDRAULIQUE générale : Edition EYROLLES, 61, Bld Saint Germain,1983.631P

**ARMONDO LENCASTRE.** (1996) Hydraulique Générale, édition Paris

**B. TOUAIBIA** manuel pratique d'hydrologie page 4,5,7,8 ; Mars 2004.

**DEGOUTTE Gérard,** Diagnostic, aménagement et gestion des rivières (2° Éd.)  
Hydraulique et morphologie fluviales appliquées.

**G.J. Arcement Jr. and V.R. Schneider:** Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients)

**LLAMAS José** Hydrologie générale principe et applications, 2eme édition, gaëten morin éditeur, 1998.

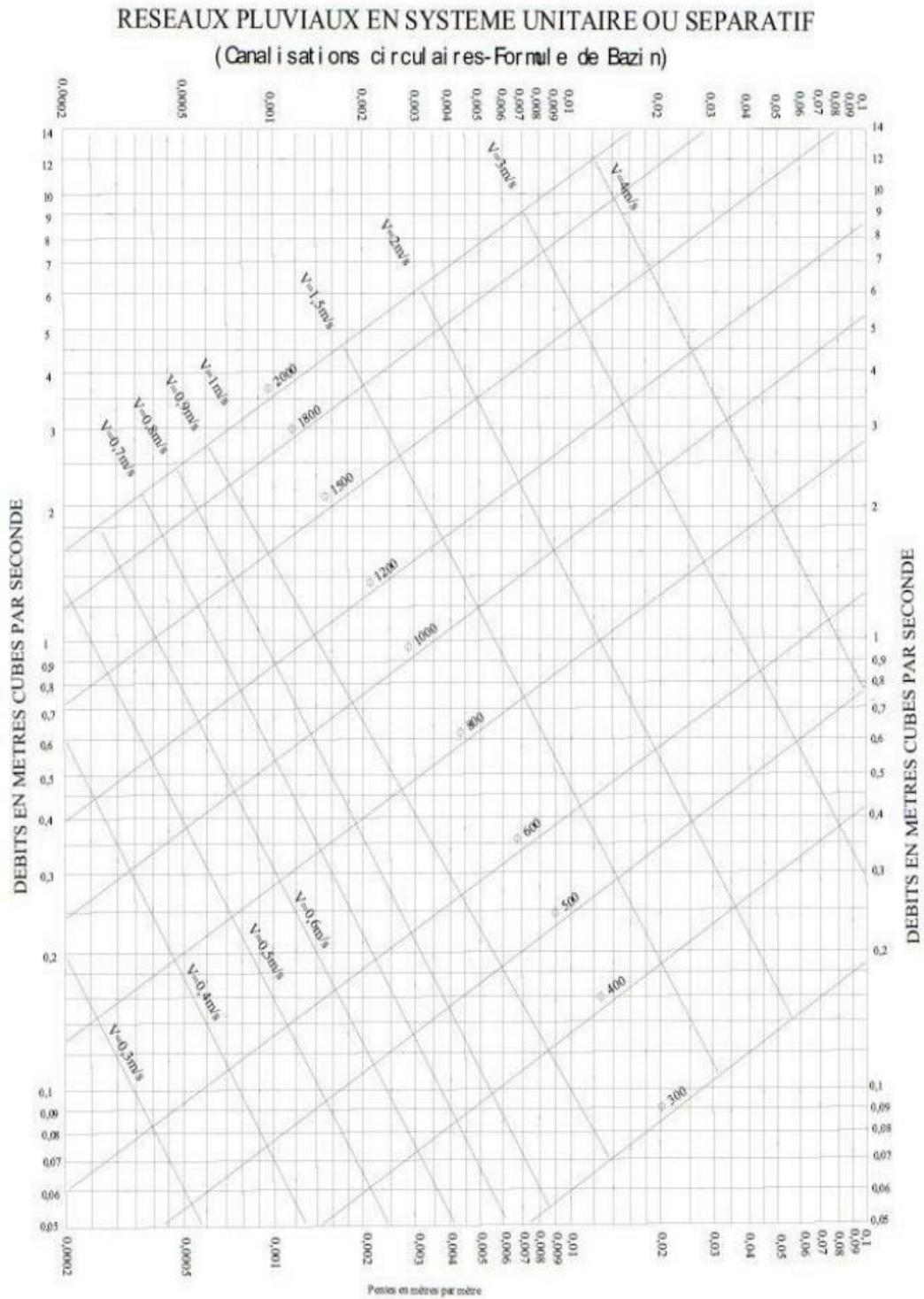
**MAOU Amel** Estimation des crues de référence pour les Plans de Prévention du Risque Inondation. Cas du bassin versant du Saf Saf, NE Algérie, mémoire de magistère université de Badji Mokhtar ANNABA ; 2011

**Règles parasismiques Algérienne** PRA 99/version 2003.

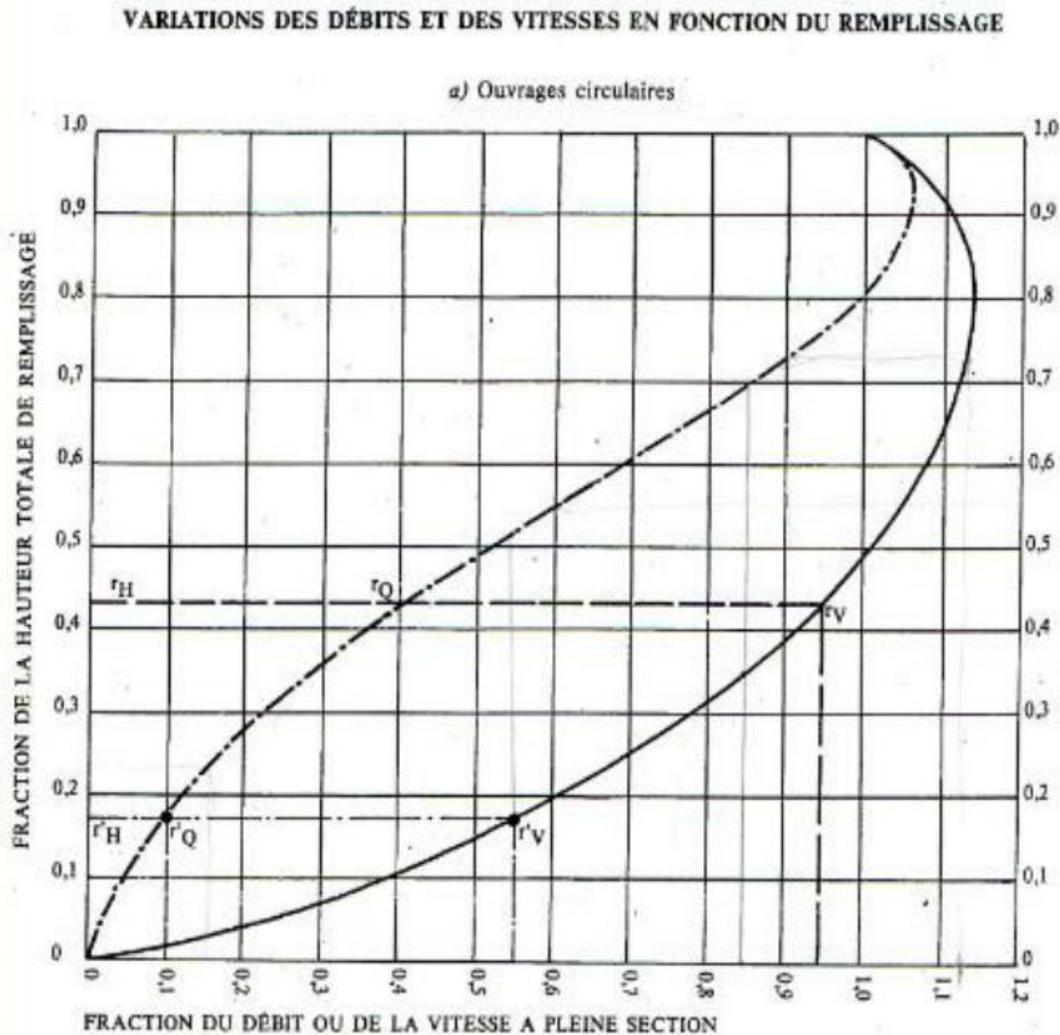
**Willi Hager et Anton J. Schleiss,** Constructions hydrauliques, écoulements stationnaires, page 38

**BOURRIER Regis, (1991) Les réseaux d'assainissement** 3ème Edition : Revue et augmentée, Lavoisier. Paris.

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

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

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

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

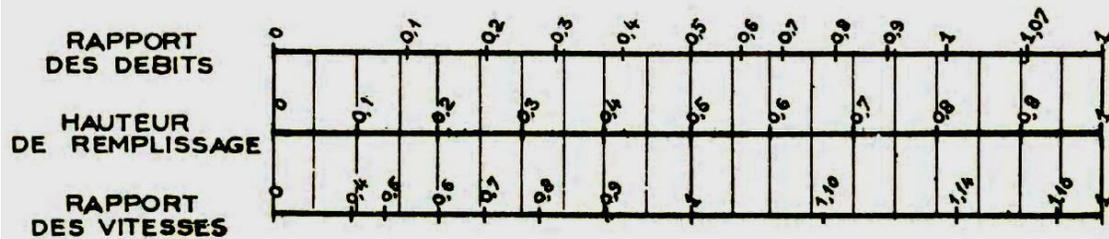
**Abaque N°3** : Les variations des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage.

ANNEXE X

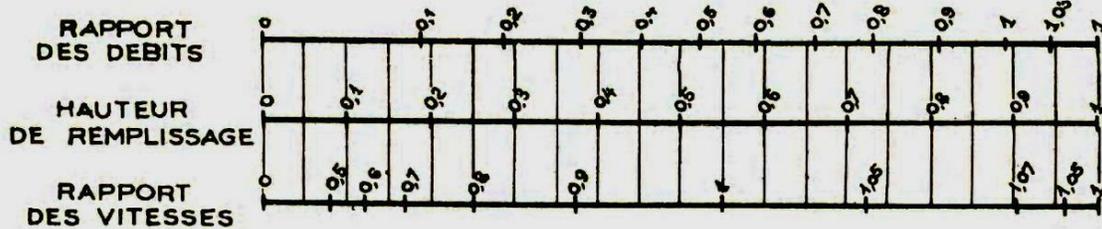
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES  
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux 3/10, le débit est les 2/10 du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les 78/100 de la vitesse correspondant au débit à pleine section

HEC-RAS Plan: Plan 02 River: RIV-NKH2 Reach: Site-OUACIF-NKH2

Reach	River Sta	Profile	Hydr Depth C (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Site-OUACIF-NKH2	1404.11	10 ans	2.50	1.87	66.55	26.66	0.38
Site-OUACIF-NKH2	1404.11	50 ans	3.18	2.24	91.48	28.77	0.40
Site-OUACIF-NKH2	1404.11	100 ans	3.52	2.44	105.05	29.85	0.41
Site-OUACIF-NKH2	1343.81	10 ans	1.75	4.15	30.06	17.19	1.00
Site-OUACIF-NKH2	1343.81	50 ans	2.15	4.60	44.44	20.72	1.00
Site-OUACIF-NKH2	1343.81	100 ans	2.35	4.82	53.06	22.57	1.00
Site-OUACIF-NKH2	1296.97	10 ans	0.83	8.01	15.58	18.77	2.81
Site-OUACIF-NKH2	1296.97	50 ans	1.14	8.67	23.59	20.75	2.60
Site-OUACIF-NKH2	1296.97	100 ans	1.32	8.98	28.49	21.52	2.49
Site-OUACIF-NKH2	1257.07	10 ans	1.78	1.74	71.62	40.26	0.42
Site-OUACIF-NKH2	1257.07	50 ans	2.35	1.96	104.50	44.51	0.41
Site-OUACIF-NKH2	1257.07	100 ans	2.66	2.05	125.03	46.96	0.40
Site-OUACIF-NKH2	1218.83	10 ans	1.36	3.67	34.01	25.00	1.00
Site-OUACIF-NKH2	1218.83	50 ans	1.89	4.33	47.30	25.00	1.00
Site-OUACIF-NKH2	1218.83	100 ans	2.20	4.65	55.02	25.00	1.00
Site-OUACIF-NKH2	1170.56	10 ans	0.88	5.68	21.98	25.00	1.93
Site-OUACIF-NKH2	1170.56	50 ans	1.28	6.37	32.11	25.00	1.80
Site-OUACIF-NKH2	1170.56	100 ans	1.52	6.72	38.07	25.00	1.74
Site-OUACIF-NKH2	1109.47	10 ans	1.06	6.32	19.73	18.56	1.96
Site-OUACIF-NKH2	1109.47	50 ans	1.40	7.13	28.71	20.48	1.92
Site-OUACIF-NKH2	1109.47	100 ans	1.58	7.51	34.07	21.54	1.91
Site-OUACIF-NKH2	1072.57	10 ans	1.20	3.47	35.99	29.90	1.01
Site-OUACIF-NKH2	1072.57	50 ans	1.60	3.99	51.28	32.00	1.01
Site-OUACIF-NKH2	1072.57	100 ans	1.59	5.04	50.78	31.93	1.28
Site-OUACIF-NKH2	1038.54	10 ans	0.63	7.98	15.64	25.00	3.22
Site-OUACIF-NKH2	1038.54	50 ans	0.97	8.45	24.23	25.00	2.74
Site-OUACIF-NKH2	1038.54	100 ans	1.18	8.64	29.60	25.00	2.54
Site-OUACIF-NKH2	989.29	10 ans	0.78	7.89	15.82	20.20	2.85
Site-OUACIF-NKH2	989.29	50 ans	0.94	8.91	22.97	24.41	2.93
Site-OUACIF-NKH2	989.29	100 ans	1.03	9.34	27.38	26.68	2.95
Site-OUACIF-NKH2	940.83	10 ans	0.63	6.33	19.70	31.03	2.54
Site-OUACIF-NKH2	940.83	50 ans	0.70	7.40	27.65	39.51	2.82
Site-OUACIF-NKH2	940.83	100 ans	0.75	7.96	32.13	43.03	2.94
Site-OUACIF-NKH2	908.19	10 ans	0.74	6.05	20.61	27.83	2.25
Site-OUACIF-NKH2	908.19	50 ans	0.98	6.95	29.45	30.03	2.24
Site-OUACIF-NKH2	908.19	100 ans	1.10	7.41	34.53	31.36	2.25
Site-OUACIF-NKH2	847.88	10 ans	0.86	3.34	37.32	43.46	1.15
Site-OUACIF-NKH2	847.88	50 ans	1.00	4.61	44.34	44.19	1.47
Site-OUACIF-NKH2	847.88	100 ans	1.09	5.26	48.64	44.63	1.61
Site-OUACIF-NKH2	807.14	10 ans	0.57	5.15	24.24	42.35	2.17
Site-OUACIF-NKH2	807.14	50 ans	0.72	5.73	35.73	49.81	2.16
Site-OUACIF-NKH2	807.14	100 ans	0.83	6.16	41.53	50.13	2.16
Site-OUACIF-NKH2	766.64	10 ans	0.56	6.01	20.78	37.00	2.56
Site-OUACIF-NKH2	766.64	50 ans	0.74	6.68	30.62	41.62	2.49
Site-OUACIF-NKH2	766.64	100 ans	0.82	7.09	36.06	43.92	2.50

HEC-RAS Plan: Plan 02 River: RIV-NKH2 Reach: Site-OUACIF-NKH2 (Continued)

Reach	River Sta	Profile	Hydr Depth C (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Site-OUACIF-NKH2	708.78	10 ans	1.45	4.08	30.60	21.07	1.08
Site-OUACIF-NKH2	708.78	50 ans	1.73	4.16	49.20	28.52	1.01
Site-OUACIF-NKH2	708.78	100 ans	1.93	4.39	58.32	30.18	1.01
Site-OUACIF-NKH2	642.72	10 ans	0.88	8.18	15.25	17.31	2.78
Site-OUACIF-NKH2	642.72	50 ans	1.30	8.69	23.55	18.17	2.44
Site-OUACIF-NKH2	642.72	100 ans	1.54	8.87	28.84	18.70	2.28
Site-OUACIF-NKH2	586.63	10 ans	1.22	6.53	19.12	15.65	1.89
Site-OUACIF-NKH2	586.63	50 ans	1.50	7.59	26.95	17.96	1.98
Site-OUACIF-NKH2	586.63	100 ans	1.65	8.08	31.67	19.21	2.01
Site-OUACIF-NKH2	504.34	10 ans	0.71	6.27	19.89	28.07	2.38
Site-OUACIF-NKH2	504.34	50 ans	0.94	7.66	26.71	28.48	2.53
Site-OUACIF-NKH2	504.34	100 ans	1.08	8.27	30.92	28.73	2.55
Site-OUACIF-NKH2	427.6	10 ans	1.14	5.32	23.45	20.68	1.59
Site-OUACIF-NKH2	427.6	50 ans	1.36	6.32	32.40	23.88	1.73
Site-OUACIF-NKH2	427.6	100 ans	1.47	6.86	37.27	25.33	1.81
Site-OUACIF-NKH2	339.26	10 ans	0.78	7.53	16.58	21.26	2.72
Site-OUACIF-NKH2	339.26	50 ans	0.98	8.27	24.74	25.27	2.67
Site-OUACIF-NKH2	339.26	100 ans	1.08	8.67	29.51	27.34	2.66
Site-OUACIF-NKH2	254.51	10 ans	0.95	3.68	33.93	35.65	1.20
Site-OUACIF-NKH2	254.51	50 ans	1.13	4.76	43.00	37.90	1.43
Site-OUACIF-NKH2	254.51	100 ans	1.25	5.36	47.77	38.06	1.53
Site-OUACIF-NKH2	212.1	10 ans	0.57	6.70	18.64	32.50	2.82
Site-OUACIF-NKH2	212.1	50 ans	0.84	7.22	28.35	33.64	2.51
Site-OUACIF-NKH2	212.1	100 ans	0.99	7.56	33.83	34.02	2.42
Site-OUACIF-NKH2	147.29	10 ans	0.72	3.82	32.69	45.35	1.44
Site-OUACIF-NKH2	147.29	50 ans	0.74	4.57	44.74	60.58	1.70
Site-OUACIF-NKH2	147.29	100 ans	0.80	5.20	49.21	61.85	1.86
Site-OUACIF-NKH2	70.55	10 ans	0.45	4.59	27.16	60.97	2.20
Site-OUACIF-NKH2	70.55	50 ans	0.60	5.01	40.87	68.58	2.07
Site-OUACIF-NKH2	70.55	100 ans	0.67	5.36	47.71	70.71	2.08
Site-OUACIF-NKH2	20.24	10 ans	0.64	4.85	25.75	40.47	1.94
Site-OUACIF-NKH2	20.24	50 ans	0.85	5.46	37.44	44.19	1.90
Site-OUACIF-NKH2	20.24	100 ans	0.97	5.79	44.21	45.74	1.88