

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: Conception des Systèmes d'Assainissement

THEME

**Diagnostic et réaménagement du réseau d'assainissement de la
zone de Chebcheb Reghaia (w.d'Alger)**

Présenté Par :

Mlle. KEHAL RIM

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mme MEDDI Hind	M.C.A	Présidente
Mr DERNOUNI Youssef	M.A.A	Examineur
Mr HACHEMI Abdelkader	M.C.B	Examineur
Mme SALHI Chahrazed	M.A.A	Examineur
Mme DERNOUNI Fouzia	M.A.A	Promotrice

Session - 2017 H.U.

Remerciements

Avant tout, je remercie le bon Dieu qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de force et de sagesse, ainsi la bonne volonté pour achever ce modeste travail.

Mes profonds remerciements s'adressent à ma promotrice madame F.DERNOUNI, qui s'est toujours montrée disponible et à l'écoute tout au long de l'élaboration de ce mémoire, et pour l'aide qu'elle m'a offert durant la période de la réalisation de ce travail.

A l'ensemble des ingénieurs du centre d'assainissement de Reghaia qui m'ont aidé

A monsieur Nouredinne AMICHE pour sa disponibilité et son soutien tout au long de la réalisation de ce travail.

A Madame H.MEDDI qui me fait l'honneur de présider mon jury. A monsieur A.HACHEMI, monsieur Y. DERNOUNI et madame C.Salhi qui m'ont fait l'honneur d'examiner mon travail. Je les remercie également de m'avoir enseignées durant mon cursus universitaire.

Mes remerciements vont à tous les enseignants de l'Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique et particulièrement à ceux et celles qui ont contribué à ma formation.

KEHAL RIM

Dédicaces

Je dédie ce mémoire en priorité à mes parents :

Ma mère NAIMA et Mon père AMAR

Qui m'ont toujours guidés et orientés sans jamais se lasser et en particulier pour leurs encouragements durant tout mon cursus universitaire. Recevez à travers ce modeste travail l'expression de mes sentiments et de mon éternelle gratitude. Merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent que vous m'avez donné.

Je tiens également à dédier ce mémoire à ma petite sœur Ranim pour le bonheur qu'elle m'apporte et à mes frères : Hichem et Nassim à qui je souhaite de la réussite

Je dédie également ce mémoire à mes Grands-parents Iekhal et Messaouda.

A la mémoire de ma défunte grand-mère YAYA

A Hichem Bennia qui a toujours été là pour moi, je le remercie pour le soutien moral qu'il m'a apporté.

A Mes tantes et mes oncles ainsi que mes cousins et cousines.

A Chahrazed, Amina Afaf, Imenou, IMéne, row, Asma, ryadh, khero, soheib, Adel mes compagnons de route, les meilleurs. ainsi que Meriem, Romeissa, Yasmina, Amel, Sissi, Selma avec qui j'ai passé de très bons moments.

Merci à tous ceux qui m'ont soutenue au cours de la réalisation de ce mémoire

KEHAL RIM

ملخص

تعرف مدينة شيبشيب المتواجدة ببلدية الرغاية ولاية الجزائر تطورا ملحوظا في عدد السكان و الذي ادى بدوره الى زيادة في كمية مياه الصرف, حيث تشهد خلال الفترة الممطرة فيضانات تعقد الحياة اليومية للسكان .
الهدف من هذه الدراسة هو تحسين نظام الصرف الصحي بالمدينة و ايجاد حل للفيضانات ت نتيجة الميول السالبة ذلك من خلال القيام بعملية تشخيص اماكن سوء سير شبكة المياه القذرة و مياه الامطار
بغرض تحقيق الاهداف المسطرة اعتمدنا على التشخيص الفيزيائي و الهيدروليكي المتعلق بنظام الصرف قمنا باقتراح مخطط جديد من شأنه ضمان السير الحسن للشبكة .

Résumé :

La ville de CHEBCHEB située dans la commune de REGHAIA wilaya d'Alger connaît un développement de la population considérable ce qui engendre une augmentation de la quantité des rejets ainsi qu'un problème d'inondation en temps de pluie bloquant toute activité. Le but de cette étude est d'améliorer le système d'assainissement de la ville et de trouver une solution aux inondations de la chaussée, (dues aux contre pentes), à partir d'un diagnostic pour connaître les points de dysfonctionnement du réseau d'évacuation des usées et pluviales. Pour atteindre les objectifs de cette étude et après un diagnostic physique et hydraulique de notre réseau, nous avons proposé un nouveau tracé pour garantir le bon fonctionnement de ce dernier.

Abstract:

The city of chebcheb knows an important development in the population's number which generated a big augmentation of rejected water quantity as well as a problem of flood blocking all activity. The purpose of the study is to improve the city's sanitation system and to find solution against flooding based on a diagnosis to identify the points of malfunction and capacity of the wastewater and storm water network.
In order to achieve the objectives of this study a physical and hydraulic diagnosis are made in order to know the behavior of the drainage network. Finally, we propose recommendations for better management of the evacuation system.

Sommaire

CHAPITRE I : présentation de la zone d'étude

Introduction.....	1
I. Présentation de la commune de reghaia	1
I.1.Situation géographique.....	1
I.2. Données naturelles du site.....	2
I.3.Situation climatique	4
I.4.Caractéristiques hydrographique :.....	5
I.5. Implantation de la STEP de REGHAIA :	5
I.6.Situation hydraulique :	6
Conclusion :	7

CHAPITRE II : diagnostic du réseau d'assainissement

Introduction :	8
II.1 Objectif de l'étude du diagnostic	9
II.2 Type de diagnostic.....	9
II.3 .La méthodologie d'une étude de diagnostic.....	9
II.4.Présentation du système actuelle d'assainissement de la zone d'étude(chebcheb)	11
II.5.Etat du système d'assainissement de la ville de chebcheb	11
Conclusion :	18

CHAPITRE III : Etude hydrologique

Introduction.....	19
III.1 Une Averse.....	19
III.2 Choix de la période de retour	19
III.3 Intensité moyenne des précipitations.....	19
III.4 Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement	20
III.5.Ajustement de la série des pluies maximales journalières	23
III.5.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.....	24
III.5.2Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (loi log normal)	27
III.5.3. Choix de la loi d'ajustement	30
III.6.Calcul de l'intensité de la pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de MONTANARI	31
Conclusion :	32

CHAPITRE IV : Evaluation des débits

Introduction.....	33
IV.1 : Délimitation des sous bassins.....	33
IV.2 . Estimation de la population.....	34
IV.3. Choix du coefficient de ruissellement	34
III.4 : Calcul de la densité de population partielle	37
IV.5 : détermination du nombre d’habitant	37
IV .6 : Evaluation des débits d’eaux usées	39
IV.7.Evaluation des débits d’eaux pluviales.....	42
IV.7.1 La méthode Rationnelle.....	42
IV.8 : Choix de méthode de calcul :	48
Conclusion :	48

CHAPITRE V : dimensionnement du réseau d’assainissement

Introduction :	49
V.1.Conditions d’écoulement et de dimensionnement :	49
V.2. Mode de calcul :	49
Conclusion :	53

CHAPITRE VI : Eléments constitutifs du réseau d’assainissement

Introduction :	54
VI.1 : Les ouvrages principaux	54
VI.1.1.Les conduites.....	54
VI.1.2.Critères de choix de matériaux La canalisation d’assainissement doit essentiellement	57
VI.1.3 : Les joints des conduites en béton armé	57
VI.1.4.Différentes actions supportées par la conduite	58
VI.2.Les ouvrages annexes.....	59
VI.2.1.Les ouvrages normaux.....	59
VI.2.2.Ouvrages spéciaux	
VI.2.2.1.Les déversoirs d’orage :	61
VI. 3. Dimensionnement du déversoir d’orage :	64
Conclusion :	66

CHAPITRE VIII : organisation de chantier

Introduction :	67
VII.1 Exécution des travaux	67
VI.1.1 Décapage de la couche de terre végétale	67
VII.1.2 Implantation des regards et des axes des tranchées	68
VII.1.3 Excavation des tranchées et des fouilles pour les regards :	68
VII.1.4 Aménagement du lit de sable :	68
VII.1.5 Mise en place des canalisations :	69
VI.1.6 Assemblage des conduites :	70
VI.1.7 Remblaiement et compactage des tranchées :	70
VI.1.8 Réalisation des regards :	70
VI.1.9 Devis quantitatif est estimatif :	71
VI.1.9.1 Détermination des différents volumes :	71
VI.1.10 Planification des travaux :	72
Conclusion :	75

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.1 : limite administrative de la commune de Reghaia (google earth)	1
Figure I.2 : géologie de la commune de reghaia. (Carte géologique d'Alger 1964)	2
Figure I.3 : légende de la carte géologique d'Alger	3
Figure I.4 : carte de zonage sismique en Algérie	3
Figure I.5 : Image satellite non traitée de l'implantation de la STEP de Reghaia	6

CHAPITRE II

Figure II .1 : tronçons du réseau qui sont en contre pente (source :seaal)	12
Figure II.2 : localisation du regard en trop plein (Google earth)	13
Figure II.3 : niveau statique du regard du $\varnothing$ 1000	13
Figure II.4 : niveau statique du regard du $\varnothing$ 800	14
Figure II.5 : le collecteur $\varnothing$ 800 presque en charge	14
Figure II.6 : stagnation des eaux usées dans le regard	15
Figure II.7 : regards en béton avec tampon	15
Figure II.8 : regard sans tampon	16
Figure II.9 : obstruction de la bouche la D'égouts par du sable	16
figure II.10 : déchets a l'intérieur de la bouche d'égout	16

CHAPITRE III

Figure III.1 : Ajustement des précipitations a la loi de Gumbel	27
---	----

Figure III.2 : Ajustement des précipitations maximales journalières par la loi de Galton	30
Figure III.3 : courbe IDF (intensité –durée- fréquence).....	32

CHAPITRE VI

Figure VI.1 : conduite en béton.....	55
Figure VI.2 : conduite en PVC	56
Figure VI.3 : conduite en PEHD	56
Figure VI.4: Déversoir d'orage	62
Figure VI.5 : Déversoir à seuil latéral, vue de dessus	62
Figure VI.6 : Déversoir à seuil latéral	63
Figure VI.7 : Déversoirs à seuil frontal	63
Figure VI.8 : Déversoir à seuil double	64

CHAPITRE VII

Figure VII.1 : Bulldozer	67
Figure VII.2 : Rouleau compacteur	69
Figure VII.3 : Un pipelayer	69
Figure VII.4 : Chargeur.....	70

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

Tableau I.1 : Températures moyennes mensuelles : (2001-2015).....	5
Tableau I.2 : Pluies moyennes mensuelles : (2001-2015).....	5
Tableau I.3-Humidités minimales, moyennes et maximales : (2001-2015).....	5
Tableau I.4 :Vitesses moyennes du vent : (2001-2015).....	6

CHAPITRE III

Tableau III.1 : Identification de la station de REGHAIA	20
Tableau III.2 : Série de précipitations maximales journalières de la station de REGHAIA.....	21
Tableau III.3 : Test de la médiane	22
Tableau III.4 : récapitulatif des caractéristiques :	23
Tableau III.5 : Ajustement des précipitations maximales journalières à la loi de Gumbel	25
Tableau III.6 : vérification de l'adéquation au test khi 2	26
Tableau III.7 : Ajustement des précipitations maximales journalières à la loi de Galton	28

Tableau III.8 : vérification de l'adéquation au test khi 2	30
Tableau III.9 : Intensité pour une période de retour de 10 ans.	31

CHAPITRE IV

Tableau IV.1 : Répartition de la population à différents horizons de calcul	34
Tableau IV.2 : Estimation du coefficient de ruissellement suivant la nature des surfaces.	35
Tableau IV.3 : coefficient de ruissèlement en fonction de la surface drainée	35
Tableau IV.4 : Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	35
Tableau IV .5 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population	36
Tableau IV.6 : coefficient de ruissèlement de chaque sous bassin	36
Tableau IV.7 : détermination des débits d'eaux usées des équipements de la commune	38
Tableau IV.8 : détermination du nombre d'habitant	39
Tableau IV.9 : Détermination des débits de pointe d'eaux usées pour chaque sous bassin.....	42
Tableau IV.10 : .Détermination des paramètres équivalents dans le cas d'assemblage des bassins versants en série ou en parallèle	47
Tableau IV.11 : évaluation du débit d'eau pluviale et le débit total de chaque sous bassin	48

CHAPITRE V

Tableau V.1 : paramètres de rugosité.	51
--	----

CHAPITRE VI

Tableau VI.1 : les dimensions d'un regard	61
---	----

CHAPITRE VII

Tableau VI.1 : délai de réalisation par la méthode du tableau.	73
Tableau VI.2 : Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.	74

LISTE DES PLANCHES

Planche n°1: Plan de masse avec réseau projeté et existant

Planche n°2: Profil en long de la conduite protégée

Planche n°3: éléments constitutifs du réseau d'assainissement

Introduction générale

L'assainissement d'une agglomération est une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique le plus rapidement possible et sans stagnation des déchets provenant d'une agglomération urbaine, dans des conditions satisfaisantes.

Notre étude porte sur le diagnostic et le réaménagement du réseau d'assainissement de la ville de CHEBCHEB à Reghaia. Devant l'extension de la ville et la croissance démographique le réseau existant connaît de grands problèmes liés à la fiabilité de l'évacuation des eaux pluviales et usées. On note aussi le problème des contre pentes et du regard en trop plein au niveau de l'intercepteur. Toutes ces conditions font qu'en temps de pluie les quartiers subissent des inondations. Les eaux stagnent dans la rue et les regards débordent

Afin de remédier à cette situation nous proposons, par le biais de ce travail, un diagnostic qui nous oriente vers la solution qui va assurer l'évacuation des eaux pluviales et usées dans de bonnes conditions.

La solution pourrait suivre le cheminement suivant :

- Un diagnostic précis du réseau existant qui permettrait :
 - De vérifier l'état physique des collecteurs et des regards.
 - De déterminer les débits des collecteurs à pleine section et vérifier les capacités hydrauliques des collecteurs existants.
- La réhabilitation nécessite de passer par les étapes suivantes :
 - Étude hydrologique complète pour déterminer les débits pluviaux provenant de la zone d'étude.
 - Détermination des débits pluviaux et des débits d'eaux usées recueillies par les différents collecteurs et vérifier que les apports pluviaux pouvant provenir de l'amont sont ou peuvent être pris en charge par le réseau actuel.
 - Proposer une autre variante de modification nécessaire dans le cas où les collecteurs actuels ne Remplissent plus leurs missions.

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Introduction

La première partie de notre étude consiste à collecter les données de bases, et a pour objectif de réunir l'ensemble des informations nécessaires pour synthétiser notre projet de la façon la plus précise possible. On doit donc analyser les facteurs physiques (reliefs, climat..) qui influent sur la conception d'un projet d'assainissement

I. Présentation de la commune de reghaia

I.1.Situation géographique

La commune de reghaia est située a 30 km a l'est de la capitale et 16 km de la wilaya de boumerdes elle appartient a la circonscription administrative de rouiba et limitée par :

- La mer méditerranée au nord
- Commune d'ouled heddadh au sud
- Les communes de heuraoua et rouiba à l'ouest
- La commune de boudouaou a l'est.



Figure I.1 : limite administrative de la commune de Reghaia (google earth)

Limite de la commune de reghaia

échelle : 1 :1000

I.2. Données naturelles du site

➤ Topographie

Le site de Réghaia sur la plaine de Mitidja est une sorte de relief plat, dont on trouve 90 % de la surface de Réghaia est située dans les hauteurs 10-30 m au-dessus de la mer et atteint 60 m dans le sud. Elle se situe sur une pente de moins de 2%.

• Géologie

D'un point de vue géologique, la zone d'étude s'inscrit dans la région qui représente une structure assez complexe, pour cela on y retrouve :

✓ Le tertiaire

Miocène inférieur : qui est constitué de grès et de poudingues qui sont particulièrement tétanisés avec des surfaces d'affleurement réduites.

Pliocène inférieur qui est argilo-marneux

- ✓ **Le quaternaire** : la plaine est recouverte d'une très grande épaisseur de sédiments quaternaire qui englobe de nombreux termes lithologiques : sable, grès dunaires, limons éboulis.

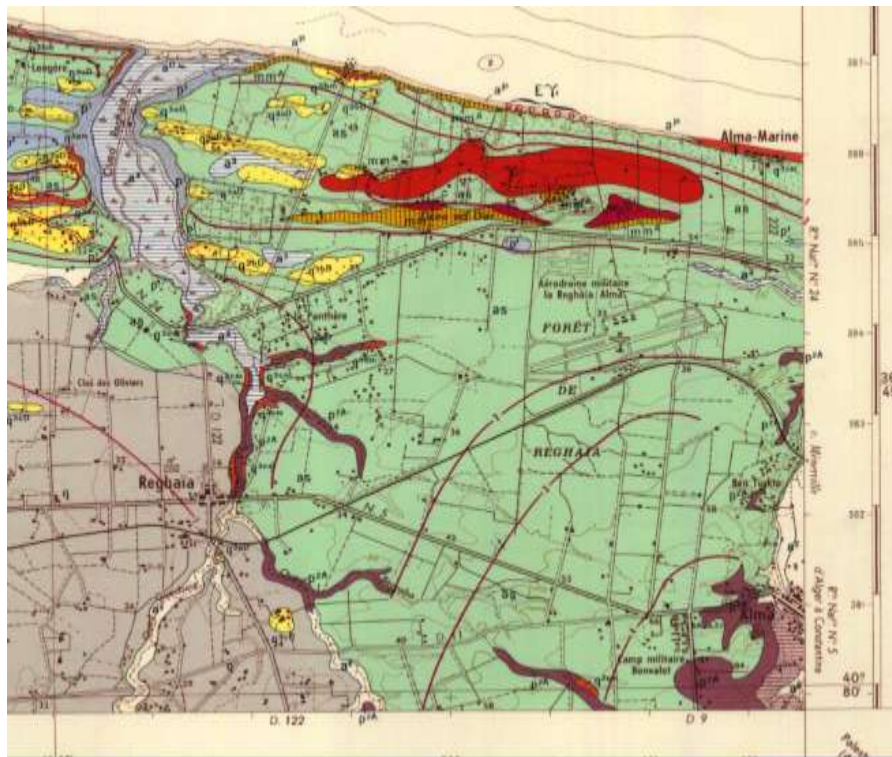


Figure I.2 : géologie de la commune de reghaia. (Carte géologique d'Alger 1964)
Echelle : 1/50000

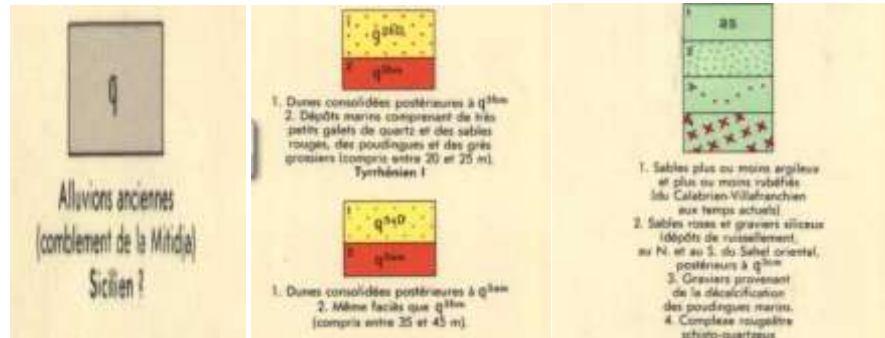


Figure I.3 : légende de la carte géologique d'Alger

- Sismicité

La zone de Réghaia est située dans une zone tectonique qui est en mouvement continu de Collision. Elle se jette aux séismes de par sa proximité avec les épicentres provenant de la mer et des failles qui existent dans l'oued Réghaia à Thénia et à zemmouri.

Le règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003 classe l'Algérie en 4 zones de sismicité :

- Zone 0 : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zones IIa et IIb : sismicité moyenne
- Zone III : sismicité élevée



Figure I.4 : carte de zonage sismique en Algérie

I.3.Situation climatique

La commune de reghaia est caractérisée par un climat méditerranéen, froid en hiver et plutôt chaud en été.

Les différents paramètres climatologiques de notre zone d'étude seront représentés dans les tableaux qui suivent :

a-Températures

Concernant les températures dans notre zone d'étude, elles sont maximales en période estivale et surtout en mois de Juillet et Aout, et minimale en période hivernale, avec une température moyenne annuelle de 18.25°C.

Tableau I.1 : Températures moyennes mensuelles : (2001-2015)

Mois	Sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	Aout
T(C°)	23.8	21	15.6	12.3	11.3	11.3	13.8	15.9	18.8	22.9	25.9	26.5

Source :(ONM)

b- L'Humidité

Le tableau suivant donne les moyennes mensuelles de l'Humidité Relative minimales, moyennes et maximales en % :

Tableau N°I.2-Humidités minimales, moyennes et maximales : (2001-2015)

Mois	sept	oct	nov	dec	jan	fev	mars	avril	mai	Juin	juil	Aout
Humidité relative minimale %	46	47	53	55	55	53	51	51	49	43	44	44
Humidité relative moyenne %	73	75	78	81	81	79	78	77	75	71	71	71
Humidité relative Maximale %	93	94	95	96	96	96	96	97	96	94	93	93

d-Vent

Les vitesses moyennes mensuelles du vent varient entre 2 et 2.8m/s, tandis que la moyenne annuelle est de 2.58m/s. Pour les vents qui dominent, ils proviennent pour la majorité du secteur OUEST et NORD-EST.

Le tableau suivant illustre les vitesses moyennes du vent

Tableau I.3 : Vitesses moyennes du vent : (2001-2015)

Mois	Sept	oct	nov	dec	jan	fev	mars	avril	mai	Juin	juil	Aout
V(m/s)	2.5	2	2.4	2.2	2.5	2.7	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.7

Source : (ONM)

I.4. Caractéristiques hydrographique :

La commune de reghaia est drainée par :

- **Oued reghaia** : dont la superficie de son bassin versant est de 75 km² alimenté par deux effluents oued guesbai et oued berrabah .
- **Oued el biar** : qui prend naissance aux environs de la zone industrielles rouiba-reghaia et se déverse au niveau du lac de reghaia avec une superficie de 20km² et une longueur de 4075 m
- **Oued boureah** : est un affluent de l'oued el hamiz , son bassin versant est de 20 km² de surface.

I.5. Implantation de la STEP de REGHAIA :

La station d'épuration a été Construite en 1997 (première tranche) par Degremont (Actuellement (Suez environnement): uniquement des prétraitements et une décantation primaire ; En 2007 il y a eu l'extension et modernisation de la STEP par l'entreprise Vatech Wabag avec notamment :

:

- réhabilitation des prétraitements et des décanteurs primaires.
- construction de deux files biologiques.
- construction d'un étage de filtration sur sable.
- modification de la filière boue et remplacement des filtres à bandes par des centrifugeuses.

Erigée sur les berges du lac, cette station traite plus de 60 000 mètres cubes d'eaux usées par jour, et veille à ce que les eaux déversées dans le lac après traitement soient «clean». La station d'épuration de REGHAIA est l'une des stations gérées par la Société des eaux et de l'assainissement d'Alger (Seaal) d'Alger. La STEP couvre sept communes d'Alger-Est (dont celles de Rouiba, Réghaia, Bordj El Bahri, Aïn Taya). Sa capacité nominale est de 80 000

mètres cubes/jour, soit 400 000 équivalent-habitant. L'exutoire de rejet actuel est le lac REG-HAIA. Ce lac communique avec la mer Méditerranée.

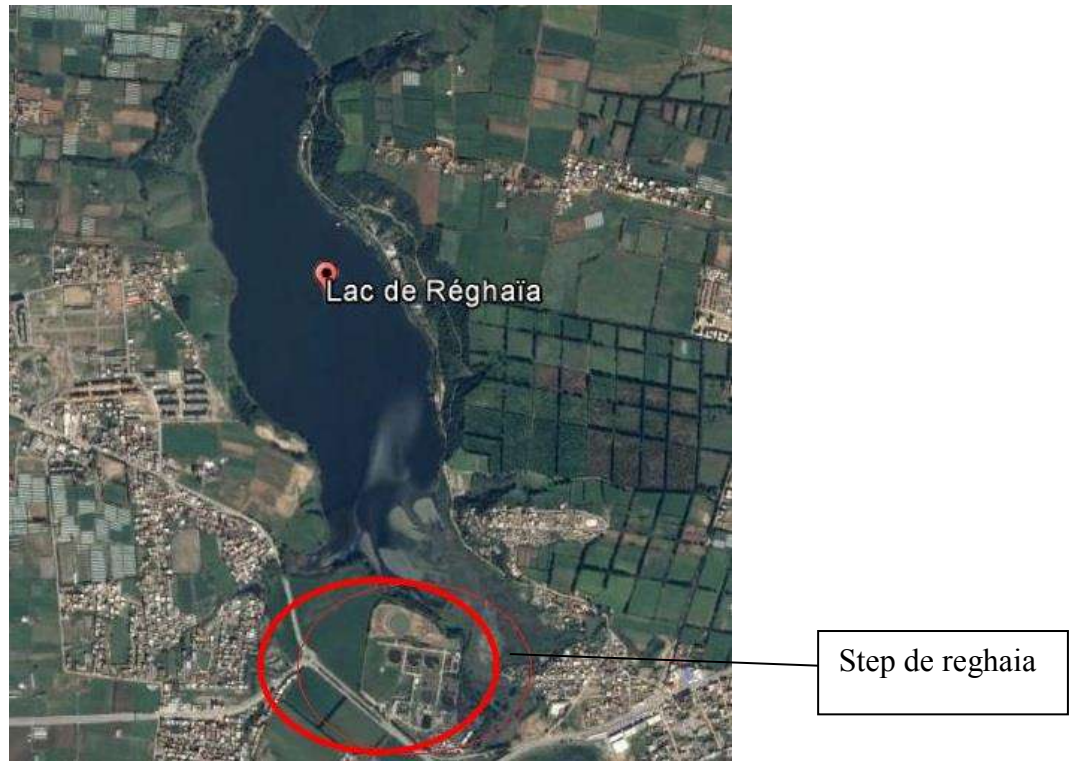


Figure I.5 : Image satellite non traitée de l'implantation de la STEP de Reghaia

I.6.Situation hydraulique :

➤ Réseau de distribution :

la commune de reghaia est alimentée partir du complexe hydraulique qui se compose de :

- Deux réservoirs au sol d'une capacité de 5000 m^3 qui servent de bache d'aspiration pour la station de pompage.
- Un château d'eau d'une capacité de 1500 m^3

Réseau d'assainissement :

Le réseau d'évacuation des eaux usées existant de la commune de reghaia est de type unitaire et véhicule les eaux usées et les eaux pluviales avec des diamètres variant de 400 à 1500 mm. Le rejet se fait vers la station d'épuration de reghaia à partir d'une chaîne de trois postes de relevages situés sur la rive droite de l'oued regahia et à partir des postes de relevages cheb cheb 1 et cheb cheb 2 qui collectent les eaux usées et pluviales de la rive gauche de l'oued reghaia où se trouve notre zone d'étude ; les nouvelles extensions de logement ne sont pas encore raccordées au réseau .

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires qui concernent notre ville du point de vue géographique, topographique, climatique, hydraulique, ces données nous serviront pour entamer notre étude. Après la présentation de la zone d'étude, on peut faire notre projet en considérant toutes les données présentes dans ce chapitre.

Chapitre II : diagnostic du réseau d'assainissement

Introduction :

Les réseaux d'assainissement peuvent présenter des anomalies susceptibles de perturber le fonctionnement du système d'évacuation. Pour cela on doit effectuer un diagnostic qui a pour but de dresser un bilan sur l'état actuel du réseau d'assainissement, de détecter les différents points noirs, de prendre des précautions afin d'améliorer le fonctionnement des systèmes d'assainissement et d'établir un programme de travaux à effectuer.

Généralité

Un système d'assainissement est l'ensemble des ouvrages hydrauliques qui assurent la collecte et l'évacuation des effluents des citoyens vers le milieu exutoire (STEP ou OUED). Ce système peut être constitué d'émissaire à ciel ouvert ou de canalisations enterrées d'ouvrages particuliers. Sa structure topologique est définie par :

- Des nœuds qui sont les points d'entrée ou de sortie du système, matérialisés par des ouvrages ponctuels : regards de visite, chambre de raccordement, débouchés...
- Des tronçons limités par un nœud origine *i* et un nœud d'extrémité *j*. Chaque tronçon détermine une partie de collecteur de pente et de section constantes, ou une partie d'ouvrage ayant des caractéristiques spécifiques ;
- Des branches, ensemble de tronçons consécutifs, qui assurent la continuité de l'écoulement.

La conception d'un système d'assainissement se caractérise par :

- Des contraintes physiques subordonnées au relief du terrain, aux branchements d'immeubles et à la dépendance par rapport aux autres réseaux ;
- Des données hydrauliques : nature de l'effluent, débits, caractéristiques des sections ;
- Des dispositions techniques, qui exigent les solutions les plus économiques.

Ce dernier 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.

II.1 Objectif de l'étude du diagnostic

L'étude du diagnostic d'un réseau d'assainissement a pour but :

- La localisation de tous les points de rejet et faire le point sur leur état actuel ;
- La visite des différents ouvrages tels que les collecteurs primaires et secondaires ainsi que la constatation de l'état général de l'ensemble du réseau
- Proposer les solutions techniques les mieux adaptées à la collecte, au traitement et aux rejets dans le milieu naturel des eaux usées de différentes natures.

Ces études permettent donc de garantir à la population présente et à venir des solutions durables pour l'évacuation et le traitement des eaux usées, en tenant compte des objectifs de développement de l'urbanisme et des contraintes du site.

II.2 Type de diagnostic

a. Diagnostic fonctionnel

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

B .Diagnostic structurel

Basé sur l'état de la structure, il porte sur la pérennité des ouvrages. 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 (exemple : les fissures provoquent des infiltrations en déstabilisant l'ouvrage par entraînement des particules fines).

II.3 .La méthodologie d'une étude de diagnostic

La méthodologie d'une étude de diagnostic est présentée sur cinq grandes phases :

II.3.1.Pré-diagnostic

Dans la phase initiale, après un recueil des données, un examen des réseaux, des ouvrages, et au besoin un levé topographique complémentaire des points caractéristiques sont nécessaires, il convient d'effectuer une mise à jour de la cartographie des patrimoines et des informations

associées, une définition des débits 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.

II.3.2.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.

II.3.3.Etude fonctionnelle des bassins versants élémentaires

La troisième phase nécessite en général des investigations complémentaires sur les Tronçons suspects, des inspections diurnes et 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 maîtrise à terme l'incidence des projets d'urbanisation.

II.3.4Conception 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 que 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.

II.3.5.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.

II.3.6.Examen préalable des réseaux et des ouvrages

L'expérience et les problèmes particuliers rencontrés lors d'études de diagnostic permettent de préciser que les principales difficultés sont relatives :

- A l'accessibilité au réseau, aux tampons non apparents, anciens réseaux non visitables ou dalot oubliés, ces derniers pouvant être responsables des intrusions d'eaux claires ou pertes de pollution ;
- A la faiblesse du taux de raccordement dans les secteurs anciens équipés de fosses fixes ou autres installations obsolètes dont la recherche et la mise en conformité peuvent s'avérer difficiles ;
- Aux rejets directs permanents dans le milieu récepteur qui peuvent représenter un pourcentage important des flux épurés déversés par temps sec par la station d'épuration ;
- Aux réseaux de capacité insuffisante, débordant fréquemment avec des mises en Charge cascade, recevant de nouveaux raccordements et des extensions anarchiques qui viennent aggraver une situation déjà limite.

La reconnaissance initiale des réseaux et des ouvrages est donc à mener, avec l'aide des services d'exploitation, sur l'ensemble des réseaux, de manière à bien connaître le patrimoine, à effectuer un examen exhaustif des ouvrages où se posent des problèmes et où l'assainissement est défaillant.

II.4.Présentation du système actuelle d'assainissement de la zone d'étude(chebcheb)

Le réseau est de type unitaire, composé de deux réseaux en parallèles :

- un ancien réseau en $\varnothing$ 400mm, il est peu profond caractérisé par une très faible pente, ce dernier déborde souvent au niveau de la localité dite CHEBCHEB.
- un nouveau réseau en $\varnothing$ 800 mm a été récemment posé par la DRE sur lequel on a raccordé l'ancien réseau et repris tous les branchements de la partie inondable. Ce réseau est plus profond et permet d'évacuer un débit beaucoup plus important que l'ancien réseau.
- Le nouveau réseau $\varnothing$ 800 mm se raccorde à un collecteur $\varnothing$ 1000 mm qui achemine les eaux usées et pluviales vers le PR Chebcheb qui les évacue vers la step de reghaia

II.5.Etat du système d'assainissement de la ville de chebcheb

II.5.1.diagnostic physique

➤ Diagnostic du collecteur $\varnothing$ 800 mm

Lors du raccordement du nouveau lycée qui est en cours de réalisation il a été constaté qu'il y a une stagnation au niveau du regard de raccordement ; de ce fait un curage hydrodynamique

a été effectué mais sans aucune amélioration ; pour cela un levé topographique a été réalisé au niveau du collecteur $\varnothing 800$ il a été constaté ce qui suit :

- étant donné que le collecteur a été récemment posé par la DRE l'état physique du collecteur est bon.
- Le collecteur $\varnothing 800$ comporte des contre-pentes au niveau des tronçons entre les regards R9 et R12 et entre les regards R14 et R16.
- Au niveau du raccordement avec la $\varnothing 1000$, la profondeur du $\varnothing 800$ est plus basse que celle du $\varnothing 1000$, il en résulte un trop plein au niveau du raccordement et une stagnation des eaux tout au long du réseau $\varnothing 800$.
- Une conduite d'assainissement provenant de la commune Boudouaou El Bahri, wilaya de Boumerdes. est raccordée au premier regard de la $\varnothing 800$ (R842)

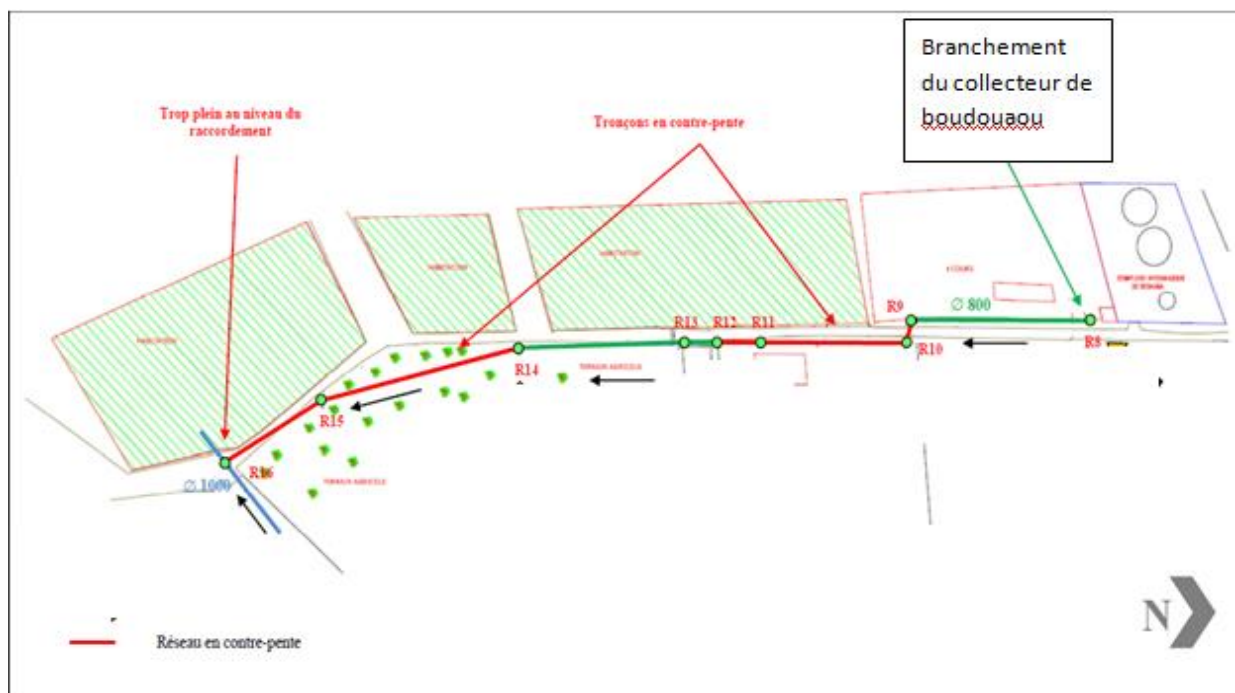


Figure II .1 : tronçons du réseau qui sont en contre pente (source :seaal)

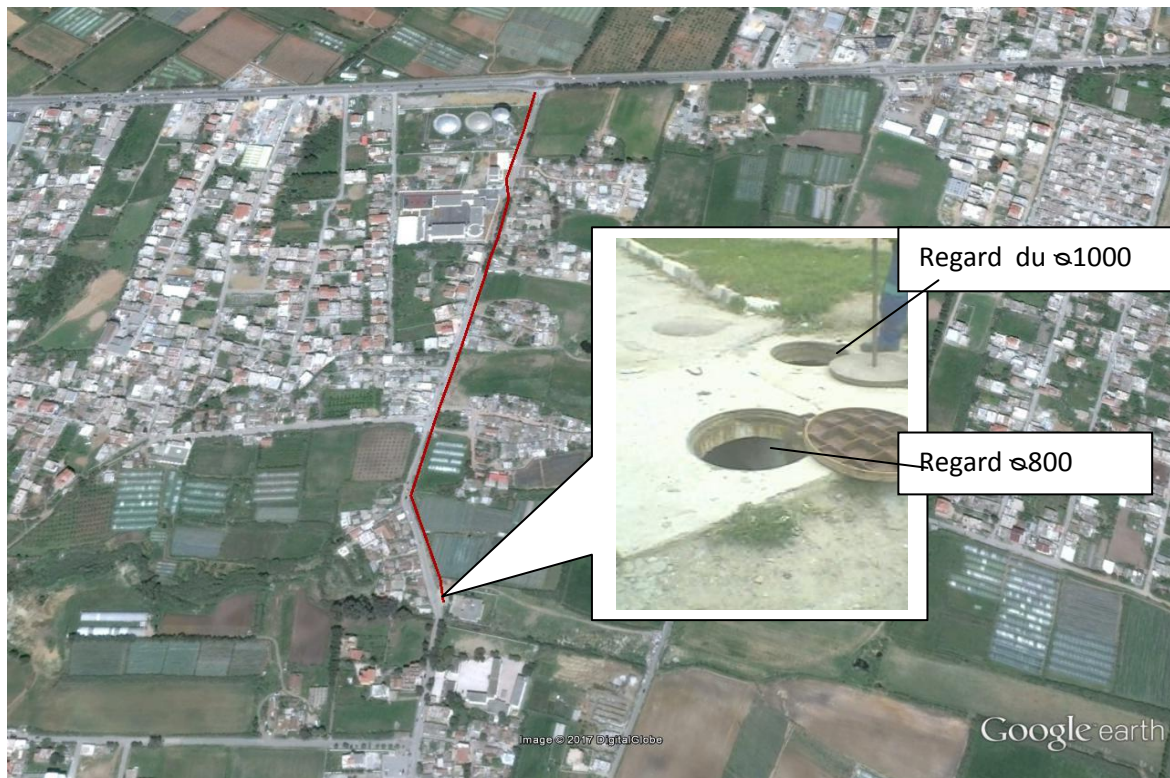


Figure II.2 : localisation du regard en trop plein (Google earth)



Figure II.3 : niveau statique du regard du ø 1000



Figure II.4 : niveau statique du regard du $\varnothing$ 800

- Le taux de remplissage du collecteur $\varnothing$ 800 est de 40 a 60 % et une stagnation tout au long du collecteur.



Figure II.5 : le collecteur $\varnothing$ 800 presque en charge

II.5.1.1Etat des regards

- Pendant l'enquête il a été constaté que tout le long du collecteur les regards sont remplis tout le temps ce qui engendre les mauvaises odeurs
- Le taux d'encrassement dans les regards est de 5%.
- Les regards sont accessibles mais il ya stagnation comme on a cité précédemment
- Le génie civil des regards est en bon état
- La plus part des regards sont avec trompons sauf quelques uns



Figure II.6 : stagnation des eaux usées dans le regard



Figure II.7 : regards en béton avec tampon



Figure II.8 : regard sans tampon

II.5.1.2Etat des bouches d'égout

D'après les sorties de visites on a remarqué la présence des bouches d'égouts dont les grilles sont en bon état mais avec la présence des déchets solide a l'intérieur et l'obstruction des grilles avec de la terre ; cela est du au manque d'entretien et de nettoyage.



Figure II.9 : obstruction de la bouche la D'égouts par du sable



figure II.10 : déchets a l'intérieur de bouche d'égout

Remarque : les figures II.3, II.4, II.5, II.6, II.7, II.8, II.9, II.10 ont été prises en mai 2016 par la société des eaux et de l'assainissement d'Alger

II.5.2.Diagnostic hydraulique :

Le collecteur intercepteur qui rejoint la station d'épuration étant en bon état, nous devons vérifier sa capacité à véhiculer le débit qui sera calculé.

D'une manière générale, les ouvrages sont calculés à partir de la formule de Manning Strickler.

$$V = K \cdot R^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{I_m} \dots \dots \dots \text{II.1}$$

Dans laquelle :

- V : est la vitesse d'écoulement, en mètres par seconde.
- R : est le rayon hydraulique moyen (rapport entre la section d'écoulement en m² et le périmètre mouillé en m).
- I : est la pente de l'ouvrage, en mètres par mètre.
- K : coefficient de rugosité de Strickler

Dans notre cas le collecteur est en béton armé, avec un coefficient de rugosité K égal à 70. Le diagnostic hydraulique des collecteurs secondaires ainsi que celui du principal sont représentés en annexe I

Recommandations :

- Afin d'éviter les contres pentes constatés lors du diagnostic effectué et pour régler le problème du regard qui fonctionne en trop plein nous proposons de projeter un nouveau tracé de l'intercepteur.
- Prendre en considération tout les branchements qui se trouvent sur l'actuel intercepteur.
- Planter un deversoir d'orage qui permettra de véhiculer les eaux usées vers la station de relevage existante et surverser les eaux de pluies vers l'un des affluents de l'oued de reghaia .

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons établis un diagnostic afin de relever tout les anomalies qui existent au niveau du système d'assainissement (collecteurs, regards, bouches d'gouts). Nous avons ensuite proposé des solutions pour meilleur fonctionnement du réseau.

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction

L'hydrologie est l'étude de la distribution et de la circulation de l'eau dans la nature, elle concerne aussi bien les écoulements dans les systèmes naturels ou dans les zones industrielles et urbanisées que le dimensionnement des ouvrages hydrauliques utilisés à l'exploitation et à la gestion des eaux.

En assainissement, le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des différents ouvrages sont liées à une évaluation saine non seulement des débits d'eau usée mais aussi des débits d'eau pluviale, de ce fait le but de cette étude est de déterminer l'intensité moyenne maximale qui permettra par la suite l'estimation des débits de ruissèlement.

III.1 Une Averse

Une averse est un mode de précipitations se caractérisant par un début et une fin brusque et par des variations rapides d'intensité. C'est une période de forte pluie qui peut varier d'une minute à plusieurs heures. Les averses sont caractérisées par un volume important et une forte intensité par unité de temps. [3]

III.2 Choix de la période de retour

La notion de temps de retour est destinée à caractériser la fréquence d'apparition d'un phénomène. Une période de retour est le temps que met une averse pour se manifester. Le dimensionnement d'un système d'assainissement est influencé de façon importante par l'événement pluvieux pris comme référence, c'est-à-dire par la période de retour des précipitations retenue. Les systèmes de gestion des eaux pluviales sont dimensionnés pour des périodes de retour de 10, 20, 30 ou 100 ans. Pour un projet d'assainissement, une période de 10 ans est suffisante dans la plupart des cas. [3]

III.3 Intensité moyenne des précipitations

A égalité d'intensité, les pluies qui occasionnent le débit maximum en un point du réseau d'écoulement sont celles dont la durée de précipitation est au moins égale au temps de concentration des eaux. Quelle que soit la forme de la précipitation, liquide ou solide, on mesure la quantité d'eau tombée durant un certain temps. On l'exprime généralement en hauteur de précipitation ou lame d'eau précipitée par unité de surface horizontale (mm). On définit aussi son intensité (mm/h) comme la hauteur d'eau précipitée par unité de temps. L'analyse de cette intensité est très importante dans le dimensionnement des réseaux d'égout et des systèmes de drainage.

Lors de l'étude d'une averse, on doit estimer les intensités moyennes maximales qui se définissent par rapport à la hauteur d'eau tombée en un temps donné t , soit : [3]

$$i_m = \frac{P_{j,max}}{t} \quad \text{.....III.1}$$

Avec :

i_m : Intensité moyenne en (mm/h).

$P_{j,max}$: Précipitation maximale journalière (mm).

t : durée de précipitation en (min).

III.4 Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement

En assainissement, l'étude des précipitations est très importante, pour cela on a besoin d'une série de précipitations comportant les données des précipitations maximales journalières pour une période de retour la plus longue que possible.

Pour notre cas, l'étude est basée sur les données enregistrées au niveau de la station pluviométrique de REGHAIA qui se localise dans les environs immédiats de la région d'étude, sont identifiées dans le tableau (III.1)

La série de base de la station expérimentale de REGHAIA fournie par l'ANRH d'Alger, a une période de fonctionnement de 40 ans (soit de 1972 à 2011).

La station de REGHAIA qui est prise comme station de référence, son identification est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III.1 : Identification de la station de REGHAIA

Station	Code	X (Km)	Y (Km)	Z (m)	Période d'observation	Nombre d'années
REGHAIA	020632	557.8	382.25	20	1972-2011	40

Source : ANRH d'Alger

Tableau III.2 : Série de précipitations maximales journalières de la station de REGHAIA.

Année	$P_{j,max}$	Année	$P_{j,max}$
1972	105,2	1992	94,8
1973	98,5	1993	34
1974	47,7	1994	45,2
1975	42,2	1995	50,8
1976	36	1996	44
1977	71,7	1997	64
1978	48,2	1998	43,7
1979	51,4	1999	40,3
1980	48,2	2000	31,5
1981	33,2	2001	49
1982	63,5	2002	45,2
1983	46,3	2003	77,4
1984	101,4	2004	53
1985	34,4	2005	102,1
1986	44	2006	37,1
1987	41,2	2007	60,8
1988	38,5	2008	35,8
1989	14,8	2009	62,3
1990	28	2010	62,2
1991	48,8	2011	55,2

Source A.N.R.H .Alger

III.4.1.Vérification de l'homogénéité de la série

Avant de passer à l'ajustement de la série pluviométrique on doit d'abord vérifier l'homogénéité de la série qui est une étape primordiale pour la détection des anomalies au niveau de la série ; pour procède à l'homogénéisation en utilisant la méthode de la médiane (test de mood) dont le principe est de :

- ✓ On classe l'échantillon par ordre croissant.
- ✓ On détermine la Médiane Me .
- ✓ On remplace les valeurs de la série non classée par :
 - Un signe (-) si : $X_i < Me$.
 - Un signe (+) si : $X_i > Me$.
- ❖ On calcule les valeurs de T_s et N_s tel que :

N_s : Nombre total de séries de + ou de - ;
 T_s : Taille de la plus grande série de + ou de - ;

Avec :

$$N_s > \frac{1}{2} (n+1 - \mu_{1-\frac{\alpha}{2}} \sqrt{n+1}) \quad \text{..... III.2}$$

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

Si les conditions sont vérifiées donc l'homogénéité est vérifiée

On Calcul :

Tableau III.3 : Test de la médiane

Ordre	valeurs classées	Valeurs de départ	Signe	Ordre	valeurs classées	Valeurs de départ	Signe
1	14,8	105,2	+	21	48,2	94,8	+
2	28	98,5	+	22	48,2	34	-
3	31,5	47,7	-	23	48,8	45,2	-
4	33,2	42,2	-	24	49	50,8	+
5	34	36	-	25	50,8	44	-
6	34,4	71,7	+	26	51,4	64	+
7	35,8	48,2	+	27	53	43,7	-
8	36	51,4	+	28	55,2	40,3	-
9	37,1	48,2	+	29	60,8	31,5	-
10	38,5	33,2	-	30	62,2	49	+
11	40,3	63,5	+	31	62,3	45,2	-
12	41,2	46,3	-	32	63,5	77,4	+
13	42,2	101,4	+	33	64	53	+
14	43,7	34,4	-	34	71,7	102,1	+
15	44	44	-	35	77,4	37,1	-
16	44	41,2	-	36	94,8	60,8	+
17	45,2	38,5	-	37	98,5	35,8	-
18	45,2	14,8	-	38	101,4	62,3	+
19	46,3	28	-	39	102,1	62,2	+
20	47,7	48,8	+	40	105,2	55,2	+

Puisque on a une série de taille paire donc la médiane est égale au centre de l'intervalle $X_n ; X_{n+1}$.

Médiane = 47.95

$$N_s = 21 > \frac{1}{2} (40+1 - \mu_{1-\frac{\alpha}{2}} \sqrt{40+1}) = 14.22 \quad ; \quad \text{avec } : \mu_{1-\frac{\alpha}{2}} = 1.96$$

$$T_s = 6 < 3.3 (\log 40+1) = 8.59$$

Les conditions sont bien vérifiées donc l'homogénéité de la série est vérifiée

III.4.2. Caractéristiques de la série pluviométrique

L'analyse des données consiste à calculer les caractéristiques empiriques de la série des pluies maximales journalières.

✓ **La moyenne arithmétique**

La moyenne interannuelle des précipitations maximales journalières $\overline{p_{maxj}}$ est la somme des valeurs observées, divisée par le nombre d'observations n durant les 40 années.

$$\begin{aligned}\overline{p_{maxj}} &= \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n p_i & \dots\dots\dots \text{III.4} \\ &= \frac{2131.6}{40} = 53.29 \text{ mm}\end{aligned}$$

Avec :

n : le nombre d'années d'observations

❖ **L'écart type :**

Pour $n \geq 30$ on a :

$$\begin{aligned}\sigma_{p_{maxj}} &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (p_{maxj} - \overline{p_{maxj}})^2}{n}} & \dots\dots\dots \text{III.5} \\ &= 21.69 \text{ mm}\end{aligned}$$

❖ **L'exposant climatique** $b=0.36$ (ANRH ALGER)

Tableau III.4 : récapitulatif des caractéristiques :

n	$\overline{p_{maxj}}$	$\sigma_{p_{maxj}}$	B
40	53.29	21.69	0.36

III.5. Ajustement de la série des pluies maximales journalières

Le but de cette étude est de faire un ajustement de la série des précipitations maximales journalières par la loi choisie et de déterminer une intensité de pluie de durée et de période de retour donnée.

III.5.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

La fonction de répartition de la loi de Gumbel $F(x)$ est donnée par l'expression : [3]

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots \text{II.6} \quad \text{et} \quad Y = \alpha(x - x_0) \dots\dots\dots \text{III.7}$$

Avec :

y : variable réduite de Gumbel.

x : Précipitation maximale journalière.

Cette variable x , exprimée en fonction de la variable réduite y , est l'équation de la droite de Gumbel sur papier à probabilité GUMBEL.

$$x = \frac{1}{\alpha} y + x_0 \dots\dots\dots \text{III.8}$$

Soit : $p_{\max} p\% = \frac{1}{\alpha} y + x_0$

❖ Le procédé d'ajustement :

- Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2, 3,n.
- Calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale $F(x)$ par la formule de Hazen :

$$F(x) = \frac{m-0.5}{n} \dots\dots\dots \text{III.9}$$

Avec :

m : rang de précipitation
 n : la taille de la série

- Calculer la variable réduite de Gumbel donnée par la formule :

$$Y = -[\ln(-\ln F(x))] \dots\dots\dots \text{III.10}$$

- Calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x_0 »
- Représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier Gumbel.

III.5.1.1. Estimation des paramètres d'ajustement de la loi de GUMBEL à partir de la méthode des moments

$$\frac{1}{\alpha} = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \sigma_x = 0.78 \sigma_x = 16.92 \text{ mm} \quad \text{.....III.11}$$

$$x_0 = \bar{x} - \gamma \frac{1}{\alpha} = 43.53 \text{ mm} \quad \text{.....III.12}$$

$1/\alpha$: représente la pente de la droite de Gumbel.

x_0 : représente l'ordonnée à l'origine

γ : Constante d'Euler égale à 0.577

en remplaçant les relations (III.11) et (III.12) dans (III.8) on trouve la droite de gumbel qui s'écrit comme suit :

$$p_{maxj p\%} = 16.92 y + 43.53 \quad \text{.....III.13}$$

Tableau III.5 : Ajustement des précipitations maximales journalières à la loi de Gumbel

valeurs classées	ordre de classement	fréquence expérimentale	variable réduite	valeurs théorique
14,8	1	0,013	-1,478	18,53
28	2	0,038	-1,189	23,42
31,5	3	0,063	-1,020	26,28
33,2	4	0,088	-0,890	28,47
34	5	0,113	-0,782	30,31
34,4	6	0,138	-0,685	31,94
35,8	7	0,163	-0,597	33,43
36	8	0,188	-0,515	34,81
37,1	9	0,213	-0,437	36,13
38,5	10	0,238	-0,363	37,39
40,3	11	0,263	-0,291	38,61
41,2	12	0,288	-0,220	39,80
42,2	13	0,313	-0,151	40,97
43,7	14	0,338	-0,083	42,13
44	15	0,363	-0,015	43,28
44	16	0,388	0,053	44,43
45,2	17	0,413	0,122	45,59
45,2	18	0,438	0,190	46,75
46,3	19	0,463	0,260	47,93
47,7	20	0,488	0,331	49,12
48,2	21	0,513	0,403	50,34

valeurs classées	ordre de classement	fréquence expérimentale	variable réduite	valeurs théorique
48,2	22	0,538	0,477	51,59
48,8	23	0,563	0,553	52,88
49	24	0,588	0,631	54,21
50,8	25	0,613	0,713	55,59
51,4	26	0,638	0,798	57,03
53	27	0,663	0,887	58,54
55,2	28	0,688	0,982	60,14
60,8	29	0,713	1,082	61,83
62,2	30	0,738	1,189	63,65
62,3	31	0,763	1,305	65,61
63,5	32	0,788	1,432	67,75
64	33	0,813	1,572	70,12
71,7	34	0,838	1,730	72,79
77,4	35	0,863	1,911	75,86
94,8	36	0,888	2,126	79,49
98,5	37	0,913	2,391	83,98
101,4	38	0,938	2,740	89,89
102,1	39	0,963	3,264	98,76
105,2	40	0,988	4,376	117,56

A partir du logiciel HYFRAN, on obtient les résultats de l'ajustement :

Fréquence	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
0.9	80.4	68.5	92.4

❖ Adéquation de la loi de Gumbel à partir du test de khi 2 :

Tableau III.6 : vérification de l'adéquation au test khi 2

$X^2_{\text{calculé}}$	Degré de liberté	Nombre de classe	$X^2_{\text{Théo}}$
8.4	5	8	11.07

On pose l'hypothèse : "H₀ la loi de distribution de la fréquence théorique P ajuste la droite expérimentale F".

On a $X^2_{\text{calculé}} < X^2_{\text{Théo}}$; Nous pouvons accepter H₀ au niveau de signification de 5%.

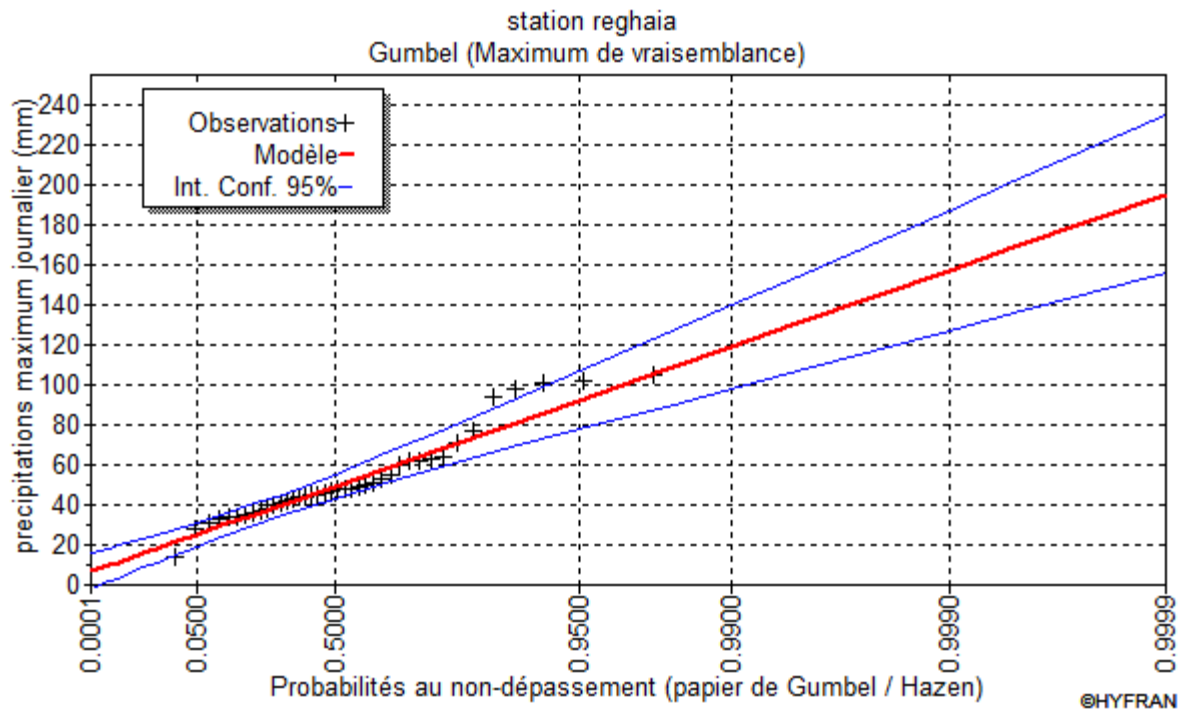


Figure III.1 : Ajustement des précipitations a la loi de Gumbel

III.5.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (loi log normal)

La fonction de répartition de la loi de Galton s'exprime selon la formule suivante : [3]

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{u^2}{2}} du \quad \dots\dots\dots \text{III.14}$$

Où :

$F(x)$: fréquence au non dépassement

u : variable réduite de GAUSS

$$u = \frac{\ln x_i - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}} \quad \dots\dots\dots \text{III.15}$$

C'est l'équation d'une droite sur papier Gauss -logarithmique.

$$\ln x(p\%) = \overline{\ln x} + u \sigma_{\ln x} \quad \dots\dots\dots \text{III.16}$$

❖ Le procédé d'ajustement :

- Classement des valeurs par ordre décroissant (fréquence au dépassement)
- Calcul de la fréquence expérimentale
- Calcul des caractéristiques empiriques de série initiale $\bar{x}$ et σ
- Calcul des caractéristiques de la série transformée en logarithme $\overline{\ln x}$ et $\sigma_{\ln x}$
- Reporter les valeurs sur papier Gauss-logarithmique
- Détermination de la droite de Galton $\ln x (p\%) = \overline{\ln x} + u\sigma_{\ln x}$
- Détermination de la valeur extrême soit graphiquement sur la droite, soit analytiquement par : $x (p\%) = e^{\ln x (p\%)}$
- Tracer la droite de Galton.

III.5.2.1. Calcul des paramètres d'ajustement de la loi de GALTON

$$\begin{aligned} \blacksquare \overline{\ln x} &= \sum_{i=1}^n \frac{\ln x_i}{n} = 3.9 & \text{..... III.17} \\ \blacksquare \sigma_{\ln x} &= 0.3 & \text{..... III.18} \end{aligned}$$

Tableau III.7 : Ajustement des précipitations maximales journalières à la loi de Galton

valeurs classées	ordre de classement	Ln (moyenne)	fréquence expérimentale	U	Ln Pjmax	droite de Galton
14,8	1	3,900	0,013	-3,092	2,695	2,70
28	2	3,900	0,038	-1,457	3,332	3,34
31,5	3	3,900	0,063	-1,155	3,450	3,46
33,2	4	3,900	0,088	-1,020	3,503	3,51
34	5	3,900	0,113	-0,959	3,526	3,54
34,4	6	3,900	0,138	-0,929	3,538	3,55
35,8	7	3,900	0,163	-0,827	3,578	3,59
36	8	3,900	0,188	-0,813	3,584	3,59
37,1	9	3,900	0,213	-0,735	3,614	3,62
38,5	10	3,900	0,238	-0,640	3,651	3,66
40,3	11	3,900	0,263	-0,523	3,696	3,71
41,2	12	3,900	0,288	-0,467	3,718	3,73
42,2	13	3,900	0,313	-0,405	3,742	3,75
43,7	14	3,900	0,338	-0,316	3,777	3,79

valeurs classées	ordre de classement	Ln (moyenne)	fréquence expérimentale	U	Ln Pjmax	droite de Galton
44	15	3,900	0,363	-0,298	3,784	3,79
44	16	3,900	0,388	-0,298	3,784	3,79
45,2	17	3,900	0,413	-0,229	3,811	3,82
45,2	18	3,900	0,438	-0,229	3,811	3,82
46,3	19	3,900	0,463	-0,167	3,835	3,84
47,7	20	3,900	0,488	-0,091	3,865	3,87
48,2	21	3,900	0,513	-0,064	3,875	3,88
48,2	22	3,900	0,538	-0,064	3,875	3,88
48,8	23	3,900	0,563	-0,033	3,888	3,90
49	24	3,900	0,588	-0,022	3,892	3,90
50,8	25	3,900	0,613	0,070	3,928	3,94
51,4	26	3,900	0,638	0,100	3,940	3,95
53	27	3,900	0,663	0,179	3,970	3,98
55,2	28	3,900	0,688	0,283	4,011	4,02
60,8	29	3,900	0,713	0,531	4,108	4,12
62,2	30	3,900	0,738	0,590	4,130	4,14
62,3	31	3,900	0,763	0,594	4,132	4,14
63,5	32	3,900	0,788	0,643	4,151	4,16
64	33	3,900	0,813	0,663	4,159	4,17
71,7	34	3,900	0,838	0,954	4,272	4,28
77,4	35	3,900	0,863	1,150	4,349	4,36
94,8	36	3,900	0,888	1,670	4,552	4,56
98,5	37	3,900	0,913	1,768	4,590	4,60
101,4	38	3,900	0,938	1,843	4,619	4,63
102,1	39	3,900	0,963	1,860	4,626	4,64
105,2	40	3,900	0,988	1,937	4,656	4,67

En remplaçant les relations (III.17) et (III.18) dans La relation (III.16) on trouve la droite de GALTON comme suit :

$$\ln x_{p\%} = \overline{\ln x} + u \sigma_{\ln x} \\ = 3.9 + u_{p\%} 0.39$$

Donc :

$$X_{p\%} = e^{3.9 + 0.39 u_{p\%}}$$

Les résultats d'ajustement avec la loi GALTON a partir du logiciel HYFRAN :

Fréquence	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
0.9	81.8	68.1	95.6

❖ Adéquation de la loi de GALTON à partir du test de khi 2 :

Tableau III.8 : vérification de l'adéquation au test khi 2

$X^2_{\text{calculé}}$	Degré de liberté	Nombre de classe	$X^2_{\text{Théo}}$
9.6	5	8	11.07

On pose l'hypothèse : “ H_0 la loi de distribution de la fréquence théorique P ajuste la droite expérimentale F”.

On a $X^2_{\text{calculé}} < X^2_{\text{Théo}}$; Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5%.

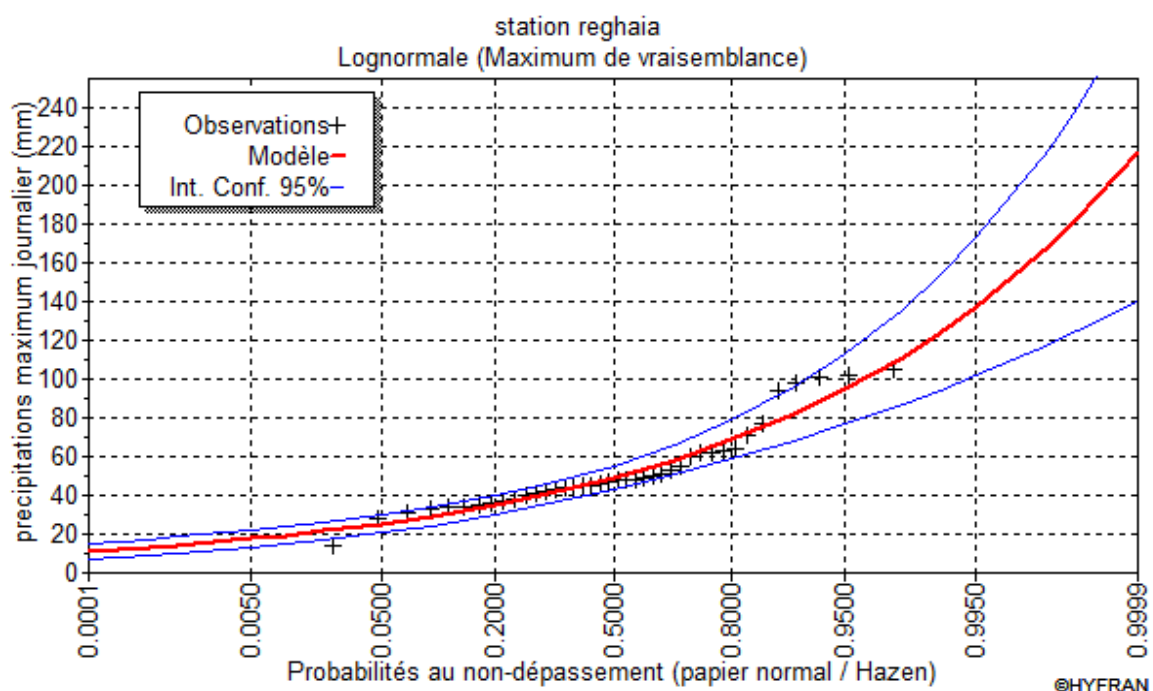


Figure III.2 : Ajustement des précipitations maximales journalières par la loi de Galton

III.5.3. Choix de la loi d'ajustement

Après la comparaison entre les deux méthodes on remarque que notre série pluviométrique s'ajuste suivant les deux lois Gumbel et Galton, mais en comparant les deux graphiques on voit bien que la série s'ajuste mieux à la loi de Galton car dans le graphe les points se rapprochent plus de la droite de Galton que de Henry.

III.6. Calcul de l'intensité de la pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de MONTANARI

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation nous utilisons la formule de Montanari.

$$i_{tp\%} = i_{24p\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} = \frac{p_{maxj\ 10\%}}{24} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \dots\dots\dots \text{III.19}$$

Avec :

- $i_{t15\ min\ p\%}$: Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (p%).
- $i_{24p\%}$: Intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence (p%) donnée.
- t : durée de l'averse en heure, $t=0.25h = 15\ min$ pour une période de retour de 10ans.
- b : exposant climatique de la région ($b=0.36$) Nous aurons donc :
- $p_{maxj\ 10\%}$: est donnée par la droite de Galton égale a 81.8mm

On aura donc :

$$i_{15\ min\ 10\%} = \frac{81.8}{24} \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.36-1} = 63.26\ mm/h$$

$$= 175.72\ l/s/ha$$

III.6.1 Courbe « Intensité-Durée-Fréquence » :

Tableau III.9 : Intensité pour une période de retour de 10 ans.

t	Pjmax	I	t	Pjmax	I
0,25	15,82	63,27	12,5	64,68	5,17
0,5	20,30	40,60	13	65,60	5,05
1	26,05	26,05	13,5	66,50	4,93
1,5	30,15	20,10	14	67,37	4,81
2	33,44	16,72	14,5	68,23	4,71
2,5	36,24	14,49	15	69,07	4,60
3	38,69	12,90	15,5	69,89	4,51
3,5	40,90	11,69	16	70,69	4,42
4	42,92	10,73	16,5	71,48	4,33
4,5	44,77	9,95	17	72,25	4,25
5	46,51	9,30	17,5	73,01	4,17
5,5	48,13	8,75	18	73,75	4,10
6	49,66	8,28	18,5	74,48	4,03
6,5	51,11	7,86	19	75,20	3,96
7	52,49	7,50	19,5	75,91	3,89
7,5	53,81	7,18	20	76,60	3,83

t	Pjmax	I	t	Pjmax	I
8	55,08	6,88	20,5	77,29	3,77
8,5	56,29	6,62	21	77,96	3,71
9	57,47	6,39	21,5	78,62	3,66
9,5	58,59	6,17	22	79,28	3,60
10	59,69	5,97	22,5	79,92	3,55
10,5	60,74	5,79	23	80,56	3,50
11	61,77	5,62	23,5	81,18	3,45
11,5	62,77	5,46	24	81,80	3,41
12	63,74	5,31			

Ces résultats reportés sur les courbes IDF (Intensité, durée, fréquence) dans la figure III.3 et cela pour mieux exprimer les variations d'intensité.

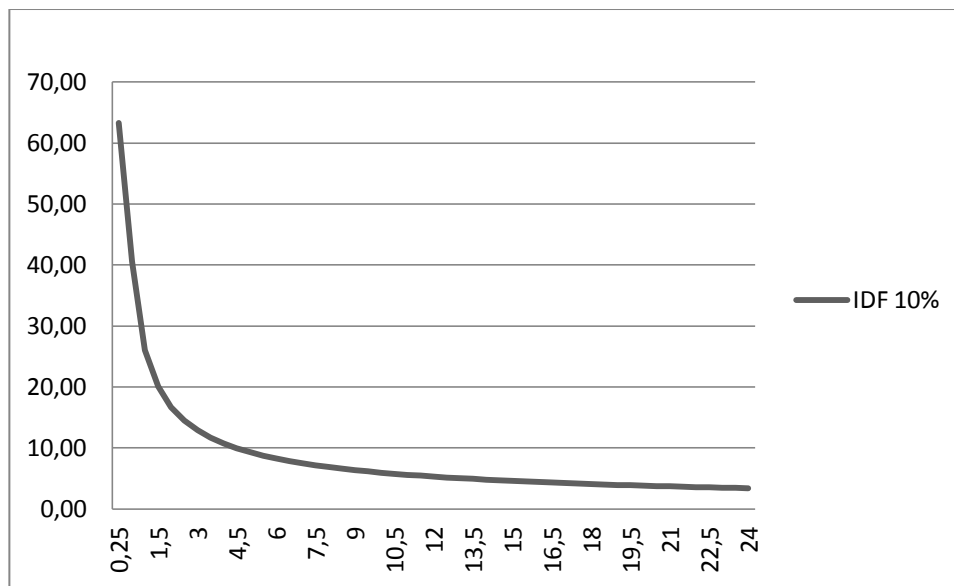


Figure III.3 : courbe IDF (intensité –durée- fréquence)

Conclusion :

L'étude hydrologique nous a permis de déterminer l'intensité moyenne des précipitations ; nous avons utilisé la loi Gumbel et Galton pour l'ajustement de précipitations maximales journalières. La projection des données expérimentales sur les graphes des figures 1 et 2 a permis de percevoir que la loi de Galton est meilleure. Pour le dimensionnement de notre réseau d'assainissement, il convient alors de retenir la valeur obtenue par la loi de GALTON $i_{15 \text{ min } 10\%} = 63.26 \text{ mm/h}$.

Chapitre IV : évaluation des débits

Introduction

Le réseau d'assainissement est appelé à assurer la collecte et l'évacuation des eaux de ruissellement et les eaux usées de différentes origines. L'assainissement des agglomérations consiste à évacuer le plus rapidement que possible et sans stagnation les eaux usées de différentes origines provenant de cette dernière. Donc L'établissement d'un réseau d'assainissement pour une agglomération, répond à deux catégories de préoccupations :

- Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales.
- Assurer l'élimination des eaux usées hors de l'agglomération.

Dans ce contexte, le dimensionnement d'un réseau d'assainissement est indispensable, d'où on va s'intéresser dans ce chapitre à l'évaluation des différents débits.

• IV.1 : Délimitation des sous bassins [2]

Le bassin versant se définit comme l'aire de collecte qui recueille les eaux de ruissellement, il les concentre vers le point de sortie appelé exutoire.

Un bassin versant est caractérisé par sa surface, sa pente moyenne, sa longueur hydraulique et son coefficient de ruissellement.

Le découpage du bassin versant dépend du système d'assainissement choisi. Pour les systèmes séparatifs et unitaires le découpage englobe

- La nature des sols
- La densité des habitants
- Les courbes de niveaux
- Les routes et les voiries existantes
- Les pentes et les contre pentes
- Les limites naturelles (oueds, talwegs...)

Remarque : Le découpage de notre bassin a été fait en fonction de la nature du sol et la pente.

IV.2 : Estimation de la population

La population de la commune de reghaia est estimée actuellement à 85452 habitants d'après le recensement de 2008 avec un taux d'accroissement de 2.6 % (d'après le service technique de l'APC de reghaia) ; dans notre projet on doit estimer la population future durant la durée de vie du réseau projeté, on utilisera la formule de croissance géométrique.

$$p_n = p_0 * (1 + \tau)^n \quad \text{..... IV.1}$$

Avec :

P_n : Population à l'horizon de calcul.

P_0 : Population de référence. (85452 habitants en 2008)

τ : taux d'accroissement démographique. (2.6%) .

n : nombre d'années séparant l'année de référence de l'horizon de calcul (2008-2045) ; $N= 37$ ans

Tableau IV.1 : Répartition de la population à différents horizons de calcul

Horizon d'étude	2008	2016	2045
Population	85452	104930	220889

IV.3. Choix du coefficient de ruissellement [2]

Le coefficient de ruissellement Cr est le rapport caractérisant le volume d'eau ruisselée sur une surface, au volume d'eau tombée sur cette surface. Autrement dit c'est le taux d'imperméabilisation, si « A » est La surface totale du bassin versant, « A' » la superficie de surface revêtue donc :

$$Cr = \frac{A'}{A} \quad \text{..... IV.2}$$

Ce coefficient dépend de plusieurs facteurs :

- La durée de pluie, et l'humidité de l'air.
- La nature du sol.
- La pente du terrain.
- Le mode d'occupation du sol.
- La densité de la population.

Comme une estimation erronée du coefficient de ruissellement conduit à un sous ou surdimensionnement du réseau, tous ces facteurs doivent être pris en considération pour la détermination de ce coefficient.

Le coefficient de ruissellement est estimé suivant deux cas :

- **Premier cas** : en fonction de la nature des surfaces à drainer. Les valeurs du coefficient de ruissellement de ces surfaces sont estimées d'une façon approchée, vu l'hétérogénéité de la nature de ces surfaces.

Tableau IV.2 : Estimation du coefficient de ruissellement suivant la nature des surfaces.

Nature de la surface	Valeurs du coefficient de ruissèlement
Toit en métal , tuile , ardoise	0.9
Chaussées avec peu de joints	0.85-0.9
Pavés en pierre naturelles	0.75-0.85
Joints cimentés	
Pavage en blocages	0.40-0.50
Surfaces goudronnées	0.25-0.60
Chemins en graviers	0.25-0.30
Gare, terrain de sport	0.10-0.30
Parcs, jardins, gazon	0.05-0.25
Forets	0.01-0.20

Tableau IV.3 : coefficient de ruissèlement en fonction de la surface drainée

Surface	Coefficient de ruissèlement
Chaussées en béton asphaltée	0.70-0.95
Chaussée en brique	0.70-0.85
Toiture	0.75-0.95
Terrain gazonné , sol sablonneux	
Plat (pente <2 %)	0.13-0.17
Pente moyenne 2 a 7 %	0.18-0.22
Pente abrupte	0.25-0.35
Entrée de garage en gravier	0.15-0.30

Tableau IV.4 : Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

Zones d'urbanisme	Cr
Zones très denses	0.90
Zones denses	0.60 – 0.70
Zones moins denses	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Squares, jardins, prairies	0.05 – 0.20

Deuxième cas : la densité de population influe énormément sur le coefficient de ruissellement, étant donné que les surfaces habitables sont revêtues (toitures ou surfaces goudronnées) Il a été constaté que plus la densité de population est importante plus le coefficient de ruissellement augmente, ce qui rend son estimation difficile pour des sous bassins préurbains vu la densité de population très éparse et faible.

Tableau IV .5 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population

Densité de la population (hab /km2)	Cr
20	0.20
30 – 60	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 – 600	0.70 – 0.90

Remarque : le coefficient de ruissèlement de chaque sous bassin va être déterminé en fonction de la nature d’urbanisation.

Tableau IV.6 : coefficient de ruissèlement de chaque sous bassin

Sous bassin	Surface (ha)	C_{ri}
A	51.98	0.49
B	7.42	0.50
C	4.18	0.45
D	2.18	0.45
E	7.31	0.60
F	8.41	0.70

IV.3.1 : Coefficient de ruissellement pondéré

En pratique, le découpage de l’aire d’étude en « n » surfaces élémentaires « A_i » d’une agglomération de superficie « A », montre que ces dernières présentent des natures du sol hétérogènes au sein d’un même sous bassin, et il est très difficile d’estimer leurs propres coefficients de ruissellement « C_{ri} »

La détermination du coefficient de ruissellement pondéré « C_{rp} » permet d’y remédier à cette difficulté.

$$C_{rp} = \frac{\sum_{i=1}^n C_{ri} A_i}{A} \quad \text{.....IV.3}$$

Avec :

A : surface totale en (ha)

Cri : coefficient de ruissellement partiel

Crp : coefficient de ruissellement total pondéré

III.4 : Calcul de la densité de population partielle

$$D_i = \frac{C_{ri} \cdot p_t}{C_{rp} \cdot A} \quad \dots\dots\dots \text{IV.4}$$

Avec :

D_i: Densité partielle pour chaque sous bassin (hab / ha)

C_{rp}: Coefficient de ruissellement total pondéré

A: Surface totale (ha) A=81.47 ha

P_t: Nombre total d'habitants (hab.) à l'horizon 2045

Remarque : dans notre projet la densité d'habitant va être considérer comme homogène sur toute la surface de la commune, cela est du au manque d'information concernant le nombre d'habitant dans notre zone d'étude. Dans ce cas la densité va être calculée par la formule suivante :

$$D_i = \frac{p_t}{S_t} \quad \dots\dots\dots \text{IV.5}$$

= 85 hab /ha

Avec :

P_t: Nombre total d'habitants (hab.) à l'horizon 2045

S_t: surface totale de la commune 2630 ha

IV.5 : détermination du nombre d'habitant

On procède a la détermination du nombre d'habitant pour ensuite passer a l'évaluation des débits rejetés par les habitants ; vu qu'on a un manque d'informations concernant les équipements qui existent dans chaque sous bassin nous allons utiliser la notion d'équivalent habitant .

IV.5.1 la notion d'équivalent habitant

L'équivalent habitant est une notion utilisée afin de transformer les besoins en eau des équipements en nombre de population, cette mesure est exprimée par la formule suivante :

$$EQH = \frac{Q_{\text{moyeq}}}{\text{dot}} \quad \text{..... IV.6}$$

Avec :

Q_{moyeq} : débit moyen journalier des équipements de la commune de reghaia

Dot : la dotation en prends une dotation de 200 l/j/hab .

Tableau IV.7 : détermination des débits d'eaux usées des équipements de la commune

Equipements	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Débit (l/j)
4 Lycée	Elèves	3415	20	68300
8 CEM	Elèves	6369	20	127380
25Ecole primaire	Elèves	10780	20	215600
2 centres de formations	Stagiaires	800	20	16000
APC	Fonctionnaires	25	10	250
Poste	Fonctionnaires	20	10	200
Bibliothèque	Lecteurs	400	10	4000
Cinéma	Place	162	10	1620
2 postes polices	Fonctionnaires	100	15	1500
2 gendarmeries	Fonctionnaires	100	15	1500
4 douches publiques	Douches	60	25	1500
Mosquée	Fideles	2000	15	30000
Marché	Surface (m ²)	20000	5	100000
Stade	Vestiaire	25	25	625
Station d'essence	Fonctionnaires	18	10	180
2 centres culturels		206	10	2060
2plycliniques	Lits	48	40	1920
4 salles de soin	Patients	320	25	8000

Application numérique : $EQH = \frac{580635(\frac{l}{j})}{200} = 2903 \text{ hab}$

Donc la population totale c'est la somme entre la population estimé à l'horizon d'étude et la population obtenue des équivalents habitants :

$$P_t = p_f + EQH = 220889 + 2903 = 223792 \text{ habitants}$$

Le nombre d'habitant dans chaque sous bassin sera calculer par la relation suivante :

$$p_i = D_i * A_i \quad \text{.....IV.7}$$

Tableau IV.8 : détermination du nombre d'habitant

Sous bassin	Surface (ha)	C_{ri}	D_i	Nbre d'habitant
A	51.98	0.49	85	4419
B	7.42	0.50	85	631
C	4.18	0.45	85	356
D	2.18	0.45	85	186
E	7.31	0.60	85	622
F	8.41	0.70	85	715

IV .6 : Evaluation des débits d'eaux usées [2]

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées est de connaître la quantité et la qualité des rejets à traiter (liquides provenant des habitations). Car les eaux usées sont constituées par des effluents pollués et nocifs qui peuvent être une source de plusieurs maladies à transmission hydrique (fièvre typhoïde, dysenterie....). Donc il faut évacuer ces eaux hors limite de l'agglomération.

IV.6.1 : Nature des eaux usées à évacuer

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

- a) Les eaux usées d'origine domestique.
- b) Les eaux usées d'origine industrielle.
- c) Les eaux usées du service public.

a. les usées domestiques :

Les eaux usées domestiques comprennent les eaux ménagères (lessives ; cuisine, douches...) et les eaux vannes (toilettes, wc...).

b. les eaux industrielles :

Sont classées dans les 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'industries ; les eaux usées provenant de l'agglomération sont d'origine domestique et du service public.

c. Les eaux usées du service public :

Les eaux usées du service public proviennent essentiellement du lavage des espaces publics. Elles sont recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, sauf dans le cas d'un système unitaire. Les autres besoins publics seront pris en compte avec les besoins domestiques.

IV.6.2 : Estimation des débits d'eaux usées domestique [2]

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% ($K_r=80\%$).

IV.6.3 : Evaluation du débit moyen journalier :

Le débit moyen d'eau usée est calculé par la relation suivante :

$$Q_{moy} = \frac{N.D.K_r}{86400} \quad \text{.....IV.8}$$

Avec :

$Q_{moy.j}$: Débit moyen rejeté quotidiennement en (l / s).

N : Nombre d'habitants à l'horizon d'étude (hab).

D : Dotation journalière prise égale à 200 l/j hab.

K_r : Coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.

IV.6.4 : Evaluation du débit de pointe :

La consommation et le rejet des eaux usées sont variables dans la journée, d'où on est appelé à déterminer le débit de pointe qui est donné par la formule suivante :

$$Q_p = K_p \cdot Q_{moyj} \quad \text{.....IV.9}$$

L'analyse de ces variations montre qu'une prévision heure par heure est actuellement très difficile. Ainsi pour des besoins du dimensionnement de notre réseau, on aura recours à une méthode simplifiée basée sur la notion de coefficient de pointe.

✓ **Coefficient de pointe :**

Le coefficient de pointe est un multiplicateur permettant de calculer le débit de pointe à partir du débit horaire moyen. Le coefficient de pointe peut être calculé de plusieurs manières.

- Estimé d'une façon moyenne

$$K_p = \frac{24}{24}; \quad \text{.....IV.10}$$

$$K_p = \frac{24}{10} \quad \text{.....IV.11}$$

- Relié à la position de la conduite dans le réseau :

- $K_p = 3$ en tête du réseau ;
- $K_p = 2$ à proximité de l'exutoire.

- Ou bien calculé à partir du débit moyen journalier :

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

- $K_p = a + \frac{b}{\sqrt{Q_{moy}}}$ si $Q_{moy} \geq 2.8 \text{ l/s}$
- $K_p = 3$ si $Q_{moy} < 2.8 \text{ l/s}$

Avec :

K_p : coefficient de pointe ;

Q_{moy} : débit moyenne journalière ;

a : limite inférieure à ne pas dépasser lorsque Q_{moy} tend vers l'infini, on prend **a=1.5**.

b : paramètre qui introduit par sommation avec le terme « a » la valeur de croissance exprimée par le second terme de la formule lorsque Q_{moy} tend vers zéro. On prend **b=2.5**.

Remarque : on va utiliser la méthode du débit moyen journalier pour le calcul du débit de pointe

Tableau IV.9 : Détermination des débits de pointe d'eaux usées pour chaque sous bassin

Sous bassin	Surface (ha)	Nbre d'habitant	Q_{moy} (l/s)	K_p	Q_p (l/s)	$Q(\text{m}^3/\text{s})$
A	51.98	4419	8.18	2.37	19.39	0.019
B	7.42	631	1.16	3	3.48	0.004
C	4.18	356	0.66	3	1.98	0.002
D	2.18	186	0.34	3	1.02	0.001
E	7.31	622	1.15	3	3.45	0.003
F	8.41	715	1.32	3	3.96	0.004

IV.7.Evaluation des débits d'eaux pluviales

Les eaux pluviales sont les eaux de ruissellement de surface issues des précipitations. Elles s'écoulent sur le sol pour éventuellement rejoindre des cours d'eau. La quantification de ces eaux se fait suivant différentes méthodes, parmi ces méthodes on cite la méthode superficielle et la méthode rationnelle.

IV.7.1 La méthode Rationnelle [2]

La méthode rationnelle consiste à estimer les débits pluviaux suite à une averse d'intensité I supposée constante sur des surfaces d'influence de superficie A , caractérisée par un coefficient de ruissellement C_r . Donc le débit déterminé est proportionnel à l'intensité moyenne, au coefficient de ruissellement et l'aire balayée.

$$Q = C_r \cdot I \cdot A \quad \text{..... IV.12}$$

Cependant, si on tient compte que l'intensité n'est pas uniforme (que l'averse à un épocentre 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 :

$$Q = \alpha \cdot C_r \cdot I \cdot A \quad \text{.....IV.13}$$

Avec :

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

C_r : Coefficient de ruissellement.

I : Intensité de précipitation (l/s/ha).

A : Surface de l'aire d'influence (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.

IV.7.1.1 : Hypothèses de la méthode rationnelle [2]

Les hypothèses de base sont les suivantes :

- L'intensité de l'averse en (mm/h) est uniforme, dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin drainé.
- Le débit de pointe « Q_p » en (m^3/s) de l'hydro-gramme de ruissellement est une fonction du débit précipité ($i \cdot A$)
- L'intervalle de récurrence du débit de pointe « Q_p » est le même que celui de l'averse d'intensité uniforme i .
- Le coefficient de ruissellement est constant d'une averse à l'autre.
- Les surfaces imperméables sont uniformément réparties sur le bassin.
- La surface du sous bassin s'apparente à un rectangle.

La méthode rationnelle est efficace pour des aires relativement limitées (≤ 10 ha), 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.

IV.7.1.2 : Critiques de la méthode rationnelle [2]

La décomposition du bassin en aires élémentaires est grossièrement approchée en raison de la difficulté de déterminer avec précision suffisante la durée du ruissellement entre ces diverses zones et l'exutoire.

- Le coefficient de ruissellement est toujours constant sur tout le bassin et pendant toute la durée de l'averse.
- La méthode rationnelle ne tient pas en compte le stockage de l'eau de ruissellement sur le bassin.

IV.7.1.3 : Le temps de concentration [2]

C'est une caractéristique du bassin, définie comme étant le temps mis par une goutte d'eau tombée au point le plus éloigné, en durée d'écoulement pour atteindre l'entrée du collecteur qui doit évacuer l'apport e surface considérée.

Le temps de concentration t_c se compose de :

$$t_c = t_1 + t_2 + t_3 \text{ (min)} \quad \text{.....IV.14}$$

- Le temps t_1 (min) mis par la goutte d'eau pour s'écouler dans les canalisations de longueur L, avec une vitesse v.

$$t_1 = \frac{L}{60 \cdot v} \quad \text{.....IV.15}$$

- Le temps t_2 mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, ce temps varie de 2 à 20 minutes.
- Le temps t_3 de ruissellement dans un bassin de pente I%, ne comportant pas de canalisation autrement dit le parcours superficiel du bassin de longueur L_s exprimé en Km.

$$t_3 = \frac{L_s}{11\sqrt{I}} \quad \text{.....IV.16}$$

Trois cas peuvent être envisagés :

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

Dans le cas général, pour les zones peu allongées, le temps de concentration est :

$$t_c = 3.98 \left[\frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77} \quad \text{.....IV.17}$$

Avec :

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

IV.7.1.4.Coefficient réducteur d'intensité :

En réalité la répartition d'une pluie au niveau d'un bassin est irrégulière surtout pour les pluies de courte durée et de forte intensité. Ceci en fonction de la nature des nuages, vents... Pour en tenir compte nous affectons l'intensité d'un coefficient réducteur : $\alpha \leq 1$.

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

$$\alpha = 1 - 0.006 \sqrt{d/2} \quad \text{.....IV.18}$$

- Pour des bassins ramassés (carrés ou cercles), le coefficient sera égal a :

$$\alpha = 1 - 0.005 \sqrt{d/2} \quad \text{.....IV.19}$$

Avec :

d : Distance du milieu du bassin.

IV.7.2: Méthode superficielle ou méthode de Caquot [2]

La méthode de Caquot ou méthode superficielle est une forme globaliste de la méthode rationnelle. Elle permet de déterminer les débits de pointe en divers points caractéristiques des tronçons d'un réseau d'évacuation des eaux pluviales.

La formule superficielle du débit de fréquence de dépassement « F » est donnée par :

$$Q(f) = k^{\frac{1}{u}} \cdot I^{\frac{v}{u}} \cdot C_r^{\frac{1}{u}} \cdot A^{\frac{w}{u}} \quad \text{.....IV.20}$$

Dans laquelle les divers paramètres sont des fonctions de : a(F) et b(F) qui sont eux-mêmes les paramètres de la relation.

$$I(t, F) = a(F) \cdot t^{b(F)} \quad \text{.....IV.21}$$

$I(t, F)$: étant l'intensité maximale de la pluie de durée (t) et de fréquence de dépassement (F).

Avec :

$I(t, F)$: Est exprimée en millimètres par minute et t en minutes ($5\text{min} \leq t \leq 20\text{min}$).

Q(f):Débit de fréquence de dépassement F, il est exprimé en Pente moyenne du collecteur en (mm).

C_r : Coefficient de ruissellement.

S :Superficie à drainer.

K, u, v, w : Sont des coefficients d'expressions :

$$k = \frac{0.5^{b(f)} a(f)}{6.6} \quad \text{.....IV.22}$$

$$u = 1 + 0.287b(f) \quad \text{.....IV.23}$$

$$w = 0.95 + 0.507b(f) \quad \text{.....IV.24}$$

$$\text{.....IV.25}$$

.IV.7.2.1 : Hypothèses de la méthode superficielle [2]

- 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 a la même période de retour que l'intensité qui le provoque.

➤ Les limites d'application de la méthode superficielle sont les suivantes [2]

- 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 $0.8 < M$
- La pente doit être comprise entre 0.2 et 5%.

• IV.6.2.2 : Définition des variables de la formule de Caquot [2]**a. Allongement du bassin versant :**

L'allongement A_L d'un bassin à assainir est égal au rapport du plus long cheminement hydraulique « L » au côté du carré dont la surface est équivalente à celle du bassin considéré. Avec :

$$M = \frac{L}{\sqrt{A_c}} \quad \text{.....IV.26}$$

Où :

M: Coefficient d'Allongement.

L : La longueur du plus long cheminement.

A_c : La surface du carré dont la surface est équivalente à celle du bassin considéré.

b. Pente moyenne du bassin versant :

Il s'agit d'une pente moyenne au sens hydraulique. Soit L le plus long chemin hydraulique décomposé en K tronçons de longueur l_k et de pente sensiblement constante I_k , l'expression de la pente moyenne exprime le temps d'écoulement le long de ce cheminement le plus hydrauliquement explicite sous la forme :

$$I_{\text{eq}} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2 \quad \dots\dots\dots \text{IV.27}$$

Avec :

L_i : Distance partielle du tronçon i.

I_i : Pente du tronçon i.

N : Nombre des tronçons.

c. Cas des bassins en série ou en parallèle :

L'application de la méthode de Caquot à un ensemble de bassins versants hétérogènes placés en série ou en parallèle.

Il est en effet nécessaire de rechercher les caractéristiques du bassin versant équivalent, le tableau suivant fournit les règles d'assemblage à utiliser, sachant que dans certains cas des anomalies peuvent apparaître.

Tableau IV.10 : Détermination des paramètres équivalents dans le cas d'assemblage des bassins versants en série ou en parallèle

Paramètres équivalents	A_{eq}	C_{eq}	I_{eq}	M_{eq}
Bassins en série	$\sum A_i$	$\frac{\sum C_i A_i}{\sum A_i}$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^n L_i}{\sum_{i=1}^n \frac{L_i}{\sqrt{I_i}}} \right]^2$	$\frac{\sum L_i}{\sqrt{\sum A_i}}$
Bassins en parallèles	$\sum A_i$	$\frac{\sum C_i A_i}{\sum A_i}$	$\frac{\sum l_i Q_{pi}}{\sum Q_{pi}}$	$\frac{L(t_{c \max})}{\sqrt{\sum A_i}}$

Avec :

L_i : Pente du tronçon i.

Q_i : Débit du tronçon i.

N : Nombre de tronçons

IV.8 : Choix de méthode de calcul :

Selon les conditions de validité de chaque méthode, et vu les caractéristiques des sous bassins on opte dans notre étude pour l'utilisation de la méthode rationnelle. Les résultats du calcul sont représentés sur le tableau ci-dessous

Tableau IV.11 : évaluation du débit d'eau pluviale et le débit total de chaque sous bassin

Sous bassin	Surface (ha)	A	c_{ri}	I (l/s/ha)	Q_{plu} (l/s)	Q_{plu} (m ³ /s)	Q_{tot} (m ³ /s)
A	A1	6.78	0.95	0.45	175.72	509.32	4.39
	A2	6.33	0.95	0.7	175.72	739.68	
	A3	8.93	0.93	0.45	175.72	656.70	
	A4	8.36	0.94	0.45	175.72	621.40	
	A5	9.37	0.93	0.30	175.72	459.37	
	A6	6.21	0.94	0.65	175.72	666.73	
	A7	6	0.95	0.65	175.72	651.04	
B	7.42	0.93	0.5	175.72	606.29	0.606	0.610
C	4.17	0.96	0.45	175.72	316.54	0.317	0.319
D	2.18	0.95	0.45	175.72	163.76	0.164	0.165
E	7.31	0.94	0.60	175.72	724.47	0.724	0.727
F	8.41	0.94	0.70	175.72	972.40	0.972	0.976

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons tout d'abord estimé la population à l'horizon 2045 qui s'élève à 6929 habitants, ainsi que les coefficients de ruissellement qui ont été déterminés après avoir fait le découpage de notre zone d'étude en 7 sous bassins ; tous ces paramètres nous ont permis d'évaluer les débits d'eaux usées et les débits pluviaux, cette évaluation nous permettra de faire un bon dimensionnement qui permettra de véhiculer ce débit tout en respectant les vitesses d'auto curage dans le cas de débit minimum.

Chapitre V : dimensionnement du réseau d'assainissement

Introduction :

Le calcul hydraulique d'un réseau d'assainissement consiste à dimensionner les ouvrages de ce dernier tout en respectant les normes d'écoulement. Un réseau d'assainissement doit dans toute la mesure du possible être auto-cureur. Donc il est important de vérifier les vitesses d'écoulement pour les faibles débits. C'est-à-dire qu'il doit être conçu de telle manière que les sables soient automatiquement entraînés par des débits pluviaux.

V.1. Conditions d'écoulement et de dimensionnement :

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

- La vitesse d'auto curage : comme les eaux usées sont des eaux chargées, qui contiennent du sable, facilement décantable. Pour empêcher ce phénomène il faut avoir une vitesse d'écoulement qui satisfait les conditions suivantes :
 - Une vitesse d'au moins 0,6 m/s pour un dixième du débit de pleine section.
 - Une vitesse d'au moins 0,3 m/s pour un centième du débit de pleine section.
- Si ces vitesses ne sont pas respectées, il faut prévoir des curages périodiques.
- La vitesse d'érosion : c'est la limite supérieur (entre 4 et 5 m/s), au dessus de celle ci les parois internes des conduites seront soumises à une forte érosion due au sable.

V.2. Mode de calcul :

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau on définit les paramètres suivants :

- Périmètre mouillé (P) : C'est la longueur du périmètre de la conduite qui est au contact de l'eau (m)
- Section mouillée (S) : C'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau elle est exprimée en (m²).
- Rayon hydraulique (Rh) : C'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé. Exprimé en (m).
- Vitesse moyenne (v) : C'est le rapport entre le débit volumique (m³/s) et la section (m²). Cette dernière est exprimée en (m/s).

Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit en pleine section Q_{ps} ne débitent en réalité, et dans la plupart du temps que des quantités d'eaux plus faibles que celles pour lesquelles elles ont été calculées. Les calculs des écoulements dans les réseaux doivent être conduits en fonction des contraintes : débits connus, sections et pentes des collecteurs imposées. Le débit Q s'exprime par la formule :

$$Q = V.S \dots\dots\dots V.1$$

Avec :

Q : Débit (m³/s).

S : Section mouillée (m²).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Cette vitesse se calcule par différentes expressions. Si on choisit la formule de Manning, la vitesse en m/s est déterminée par l'expression :

$$V = K_s . R^{2/3} . I^{1/2} \dots\dots\dots V.2$$

Où :

K_s : Coefficient de rugosité.

R : Le rayon hydraulique (m).

I : Pente motrice nécessaire à l'écoulement d'un débit Q donné (m/m).

❖ Coefficient de rugosité de STIRICKLER qui dépend de la paroi de la conduite. Il intègre de nombreux paramètres :

- nature de l'effluent (eaux usées ou eaux pluviales), la qualité de la matière solide véhiculée et des éventuels dépôts et la température. Les caractéristiques des tuyaux et donc des diamètres intérieurs et de leurs éventuelles déformations (ovalisation, aplatissement). La rugosité absolue des tuyaux modifiée en service par le développement de bio film, le nombre de joints mais surtout la façon dont ils assurent la continuité géométrique de la canalisation
- La qualité de la pose et notamment des contre-pentes ou des désalignements qui peuvent résulter des conditions de pose où apparaître pendant la durée de vie de l'ouvrage

- Les points singuliers du réseau et donc les coudes éventuels et la qualité des raccordements au niveau des regards et branchements.

Le tableau suivant donne la valeur des paramètres de rugosité utilisés classiquement en assainissement.

Tableau V.1 : paramètres de rugosité.

Rugosité	Valeur k
Lisse	98 -120
Rugueux	73

- Concernant le diamètre, il sera calculé par la formule suivante

$$D = \left(3.2 \frac{Q_t}{K_s \sqrt{I_m}} \right)^{\frac{3}{8}} \dots\dots\dots V.3$$

Tel que : $Q_t = Q_{usée} + Q_{pluv}$, avec :

$Q_{usée}$: débit d'eau usée (m^3/s).

Q_{pluv} : débit d'eau pluviale (m^3/s).

- Le débit à pleine section est donné par la relation suivante :

$$Q_{ps} = v_{ps} * (D_{nor})^2 / 4 \dots\dots\dots V.4$$

- Le calcul de la vitesse à pleine section se fera par l'intermédiaire de la relation suivante :

$$V_{ps} = K_s \left(\frac{D_{nor}}{4} \right)^{2/3} \sqrt{I} \dots\dots\dots V.5$$

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

- Rapport des débits : $R_q = \frac{Q}{Q_{ps}} \dots\dots\dots V.6$

- Rapport des vitesses : $R_v = \frac{V}{V_{ps}} \dots\dots\dots V.7$

- Rapport des hauteurs : $R_h = \frac{H}{D} \dots\dots\dots V.8$

Avec :

Q : Débit véhiculé par la conduite circulaire en (m³/S)

V: Vitesse d'écoulement en (m/s)

h : Hauteur de remplissage dans la conduite en (m)

D_{nor}: diamètre normalisé de la conduite en (mm)

I: Pente du collecteur en (m/m)

Q_{ps}: Débit de pleine section en (m³/s)

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

Les valeurs de R_v et R_h sont données en fonction R_q en annexe III ; des relations entre R_v en fonction de R_q et R_h en fonction de R_q ont été développées afin de faciliter le calcul et ont aboutis à établir les relations suivantes :

$$R_h = 0,029 - 0.86R_q^{0.5} + 32.7R_q - 336.44R_q^{1.5} + 1923R_q^2 - 6621.64R_q^{2.5} + 14266.02R_q^3 - 19348.04R_q^{3.5} + 16030.81R_q^4 - 7406.85R_q^{4.5} + 1461.66R_q^5 \dots\dots\dots V.9$$

$$R_v = 0.18 + 13.02R_q - 147.41R_q^2 + 1453.71R_q^3 - 7013.42R_q^4 + 20892.22R_q^5 + 47540R_q^7 - 35211.58R_q^8 + 14635R_q^9 - 2611.51R_q^{10} \dots\dots\dots V.10$$

Le dimensionnement du réseau d'assainissement en gravitaire considère les hypothèses suivantes :

- L'écoulement est permanent uniforme à surface libre.
- La pente de la ligne d'énergie est assimilée à celle du radier du collecteur,
- Les pertes de charge engendrées dans la conduite d'une longueur donnée représentent exactement l'énergie potentielle donnée par la différence des cotes entre les extrémités Amont et aval.

Remarque : Les résultats de notre dimensionnement sont représentés en annexe II

Conclusion :

L'objectif de ce chapitre s'articule autour des dimensionnements du collecteur principal et les collecteurs secondaires, D'après les tableaux du calcul hydraulique qu'on a fait, on peut dire que le remplacement des collecteurs projetés va résoudre les problèmes constatés. L'auto-curage est largement vérifié, et le fonctionnement du réseau est bon en périodes sèches et humides. Pour une exploitation rationnelle de notre réseau d'assainissement, il est nécessaire de faire un bon choix des conduites ce qui nous a amené à opter pour des conduites

Chapitre VI : éléments constitutifs du réseau d'assainissement

Introduction :

La priorité des réseaux d'assainissement est de transférer les eaux usées et pluviales vers la station d'épuration tout en garantissant la sauvegarde du milieu naturel, à travers le passage par différents éléments constitutifs du réseau qui doivent assurer Une évacuation correcte et rapide sans stagnation des eaux

VI.1 : Les ouvrages principaux

VI.1.1.Les conduites

➤ Conduites en béton :

Les conduites en béton sont rarement utilisées car elles sont fragiles et elles se fissurent facilement, ce qui a pour effet d'accroître les débits d'infiltration. Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux non armés pour des canalisations visitables, sous voirie. La longueur utile ne doit pas dépasser 2.50 m.

➤ Conduites en béton armé :

Les conduites d'égout en béton armé préfabriqué sont les plus utilisées en assainissement. On y fait appel pour évacuer les eaux usées par gravité. On rend étanches les jonctions entre les tronçons de conduite par l'installation de garnitures de caoutchouc, obligatoirement de nos jours pour les réseaux d'égout sanitaire et pluviaux. Afin d'éviter l'infiltration d'eau aux raccordements des branchements.

✓ Avantage :

- Résistent très bien aux charges mortes et aux charges vives
- Sont disponibles dans une grande variété de diamètre et de classes.
- Bonne étanchéité.
- bonne stabilité dans les tranchées.
- Pose et assemblage facile.

✓ Inconvénients :

- Subissent aisément la corrosion due aux acides
- Sont particulièrement difficiles à manipuler lorsqu'elles ont de grands diamètres



Figure VI.1 : conduite en béton

➤ **Conduites en amiante ciment :**

Elles se composent d'un mélange de ciment portland et d'amiante en fibre fait en présence d'eau ; ces conduites peuvent servir à l'évacuation des eaux usées par gravité ou par sous pression.

✓ **Avantage :**

- Légèreté
- Facilité d'installation
- Grande étanchéité des joints entre les tronçons et les branchements
- Grande longueur des tronçons de conduites (4m), le nombre de jonctions nécessaires est inférieur à celui requis pour les conduites en bétons.

✓ **Inconvénients :**

- Fragilité de l'amiante-ciment
- Coût élevé des conduites de grands diamètres

➤ **Conduite en grès :**

Les canalisations en grès offrent une résistance aux eaux usées agressives, à tous les pH d'extrêmement acide à basique (pH 0-14). Les eaux usées de température élevée (jusque à 90 °C) elles peuvent être aussi récoltées dans des canalisations en grès. Ce matériau convient en outre idéalement à l'évacuation des eaux usées industrielles car il est inattaquable par les agents chimiques, sauf l'acide fluorhydrique. D'autre part les tuyaux en grès présentent aujourd'hui des classes de résistance supérieures, ce qui permet de les enfouir à de grandes profondeurs. Enfin, les tuyaux en grès résistent parfaitement à l'érosion.

➤ **Conduite en PVC :**

Les conduites en PVC s'utilisent principalement pour les évacuations des eaux usées. Ces tubes sont d'un usage pratique par leur légèreté et leur relative facilité à mettre en œuvre. Le PVC rigide non plastifié, utilisé en assainissement, est opaque et de couleur normalisée gris clair. Il offre une exceptionnelle résistance à l'agression d'ordre chimique. Il est sensible à l'effet de température.

Les caractéristiques du (PVC) sont:

- Matière plastifiée de synthèse polychlorure de vinyle ($\text{CH}_2\text{-CHCL}$) ;

- Imperméable
- Facilite du transport et du branchement
- Légère de poids
- Résistance aux gaz chimiques
- La longueur minimale est de 6 m
- Résistance mécanique aux chocs, à l'abrasion et à la corrosion
- Recyclable



Figure VI.2 : conduite en PVC

➤ **conduite en PEHD :**

Ce matériau a l'avantage de véhiculer un débit important ($KS=110$) et a pour particularité d'être facile à manipuler lors des travaux (transport, pose et poids). Son inconvénient est que pour les diamètres supérieurs à 600 mm le produit n'est pas très disponible sur le marché

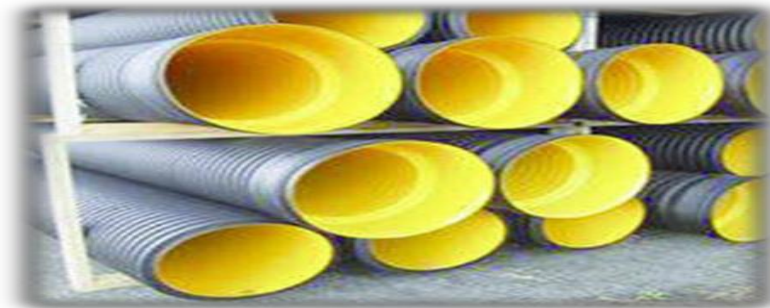


Figure VI.3 : conduite en PEHD

VI.1.2.Critères de choix de matériaux La canalisation d'assainissement doit essentiellement

- Résister à son propre poids et à celui de l'effluent, aux poids des terres, aux surcharges routières de surface, aux tassements différentiels et aux poussées horizontales des terres.
- Etre étanche pour éviter l'exfiltration des eaux transportées (pour ne pas polluer l'environnement extérieur : nappe ...) et l'infiltration d'eaux parasites (eaux de Nappe ...).
- Etre inerte pour ne pas réagir avec les polluants contenus dans les effluents transportés (donc pour ne pas se corroder).
- Etre suffisamment lisse pour faciliter l'écoulement (pour réduire l'érosion notamment).

Remarque : dans notre projet on a opté pour l'utilisation des conduites en béton armé pour les avantages qu'elles représentent.

VI.1.3 : Les joints des conduites en béton armé

Le choix judicieux des assemblages est lié à la qualité du joint. Ce dernier est en fonction de la nature des eaux et leur adaptation vis à vis de la stabilité du sol et, en fonction de la nature des tuyaux et de leurs caractéristiques (diamètre, épaisseur). Pour les tuyaux en béton armé on a différents types des joints à utiliser :

a)- Joint type Rocla :

Ce type de joint assure une très bonne étanchéité pour les eaux transitées et les eaux extérieures. Ce joint est valable pour tous les diamètres

b)- Joint à demi-emboîtement :

Avec cordon de bourrage en mortier de ciment, ce joint est utilisé dans les terrains stables .Il y a risque de suintement si la pression est trop élevée. Il est à éviter pour les terrains à forte pente

c)-joint torique :

Il est utilisé pour des diamètres variant entre 700 et 900mm, assure une bonne étanchéité pour les faibles pressions.

d)-Joint à collet :

C'est un joint à emboîtement rigide, avec collage en ciment, il est utilisé que dans les bons sols et terrains à pente faible, à éviter dans les terrains argileux.

e)-joint plastique :

Ce Joint assure une bonne étanchéité même si la conduite est en charge, la présence du cordon de la butée en bitume et la bague ou manchon en matière plastique contribuent à la bonne étanchéité, s'adapte à presque tous les sols si la confection est bien faite.

VI.1.4.Différentes actions supportées par la conduite

Les canalisations sont exposées à des actions extérieures et intérieures. Pour cela, ces canalisations doivent être sélectionnées pour lutter contre ces actions qui sont : Les actions mécaniques ; les actions statiques et les actions chimiques.

a)- Actions mécaniques :

Ce type d'action résulte de l'agressivité des particules de sable et de gravier qui forment le remblai et le radier des canalisations. Cette agressivité provoque la détérioration des parois intérieures par le phénomène d'érosion dû essentiellement à de grandes vitesses imposées généralement par le relief.

b)- Actions statiques :

Les actions statiques sont dues aux surcharges fixes ou mobiles comme le remblai, au mouvement de l'eau dans les canalisations ainsi qu'aux charges dues au trafic routier.

c)-Actions chimiques :

Elles sont généralement à l'intérieur de la conduite. Une baisse de pH favorise le développement des bactéries acidophiles qui peuvent à leur tour favoriser la formation de l'acide sulfurique (H_2S) corrosif et néfaste aux conduites.

VI.1.5.Essais des tuyaux préfabriqués

Avant d'entamer la pose des canalisations ; il est obligatoire de faire quelques essais notamment l'essai à l'écrasement, à l'étanchéité et à la corrosion. Ces essais sont exécutés sur des tuyaux prélevés au hasard à raison de cinq éléments par lot de 1000 éléments pour l'essai à l'écrasement et de dix éléments par lot de 1000 éléments pour l'essai d'étanchéité.

a)-Essai à l'écrasement :

Les ouvrages doivent résister aux charges permanentes des remblais d'une part, aux surcharges dans les zones accessibles aux véhicules routiers d'autre part. Ce qui nous oblige de faire l'essai de l'écrasement. L'épreuve à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts. Ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice supérieure de tuyau. La mise en marche est effectuée jusqu'à la rupture par écrasement. à une vitesse de 1000 daN/m de longueur et par minute. Cet essai permet de déterminer la charge de rupture.

b)-Essai à l'étanchéité :

L'essai à l'étanchéité est effectué sous pression d'eau sur deux tuyaux assemblés, de manière à vérifier la bonne tenue des éléments de jonction et des bagues d'étanchéité.

On procède comme suit :

- Les tuyaux à base de ciment sont fabriqués depuis au moins 21 jours et préalablement imbibés d'eau pendant 48 heures par remplissage total.
- Les tuyaux sont disposés à plat, la mise en pression est assurée pendant 30 mn Par une presse hydraulique, La pression d'essai est de 0,5 bar pour les ovoïdes et de 1 bar pour les autres tuyaux.

c) - Essai de corrosion

Les eaux ménagères et les eaux industrielles évacuées par les canalisations en béton renferment de l'acide carbonique dissous dans l'eau, de l'hydrogène Sulfuré (H_2S) produit par les fermentations anaérobies et des composés acides divers des eaux industrielles .Sous l'action de ces agents, le béton est corrodé et ce matériau se détériore. L'épreuve de corrosion se fait par addition des produits, après on fait un lavage à l'eau douce. Après un séchage à l'étuve on pèse l'échantillon. Les surfaces de la paroi interne ne doivent pas être altérées

VI.2.Les ouvrages annexes

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

Les ouvrages annexes sont considérés selon deux groupes :

- Les ouvrages normaux ;
- Les ouvrages spéciaux ;

VI.2.1.Les ouvrages normaux

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

VI.2.1.1. les branchements

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

- Un regard de façade qui doit être disposé en bordure de la voie publique et au plus près de la façade de la propriété raccordée pour permettre un accès facile aux personnels chargés de l'exploitation et du contrôle du bon fonctionnement

- Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées suivant une oblique inclinée à 45° ou. 60° par rapport à l'axe général du réseau public.
- Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement sont liés la nature et aux dimensions du réseau public

VI.2.1.2. Les fossés

Les fossés sont destinés à la recueille des eaux provenant des chaussées en milieu rural. Ils sont soumis à un entretien périodique.

VI.2.1.3. Les caniveaux

Sont destinés au recueil des eaux pluviales ruisselant sur le profil transversal de la chaussée et trottoirs et au transport de ces eaux jusqu'aux bouches d'égout.

VI.2.1.4. Les bouches d'égout

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

VI.2.1.5. Les regards

Les regards permettent au personnel d'entretien d'y pénétrer afin d'assurer le service et la surveillance du réseau. Ce type de regard varie en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation, et on distingue

➤ Regard de visite :

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

➤ Regard de ventilation :

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

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

➤ **Regard de jonction :**

Ils servent à unir deux collecteurs de même ou de différentes sections ; ils sont construits de telle manière à avoir :

- Une bonne aération des collecteurs en jonction (regard).
- Les dénivelées entre les radiers des collecteurs.
- Une absence de reflux d'eau par temps sec.
- Les niveaux d'eau des conduites doivent être à la même hauteur

➤ **Regard de chute :**

C'est l'ouvrage le plus répandu en Assainissement, il permet d'obtenir une dissipation d'énergie en partie localisée, il est très utilisé dans le cas où le terrain d'une agglomération est trop accidenté.

Les dimensions d'un regard :

Tableau V.2 : les dimensions d'un regard

Diamètres des conduites (mm)	Dimension du regard (m*m)
300	1,1*1,1
400	1,1*1,1
500	1,2*1,2
600	1,2*1,2
800	1,6*1,6
1000	2,0*2,0
1200	2,2*2,2
1500	2,5*2,5
1800	3,0*3,0

VI.2.2.Ouvrages spéciaux

VI.2.2.1.Les déversoirs d'orage :

Les déversoirs d'orage sont des ouvrages utilisés sur le réseau d'évacuation des eaux des agglomérations possédant un réseau unitaire. Ils permettent de rejeter une partie des effluents dans le milieu naturel ou dans un bassin de rétention, sans passer par la station d'épuration. On distingue plusieurs types de déversoirs.

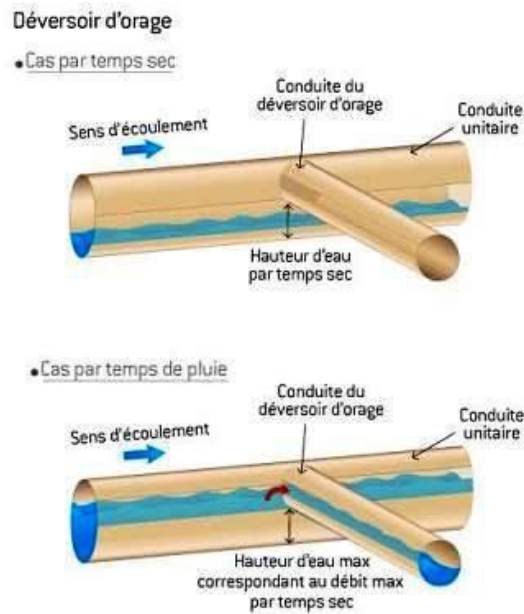


Figure VI.4: Déversoir d'orage

➤ Déversoirs à seuil latéral : [4]

Dans le cas du déversoir à seuil latéral pur, le seuil est rectiligne et strictement parallèle à l'écoulement.

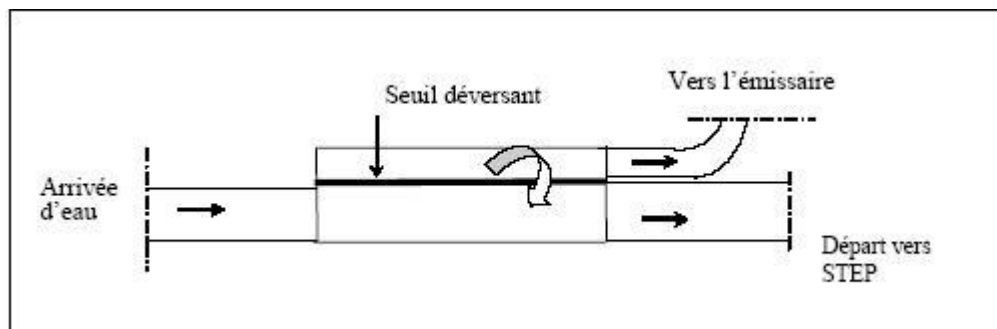


Figure VI.5 : Déversoir à seuil latéral, vue de dessus



Figure VI.6 : Déversoir à seuil latéral

➤ **Déversoirs à seuil frontal : [4]**

Le seuil est alors rectiligne et perpendiculaire à l'écoulement. Parmi les déversoirs à seuils frontaux, on peut encore établir une sous-catégorie selon la présence ou non d'une contraction au niveau du seuil, selon la mise en charge de la conduite aval et selon l'orientation de cette même conduite par rapport à la crête.



Figure VI.7 : Déversoirs à seuil frontal

➤ Déversoirs à seuil double :

Le seuil est placé de chaque côté de l'ouvrage. Ce type de déversoirs représente environ 15% des déversoirs à seuil. Ce sont des déversoirs suspendus.



Figure VI.8 : Déversoir à seuil double

VI. 3. Dimensionnement du déversoir d'orage :

Pour notre cas nous optons pour la double dilution, c'est à dire, une partie d'eau usée domestique pour une partie d'eau pluviale. Donc, le débit qui se dirige vers la station d'épuration par l'intermédiaire du déversoir d'orage est égal à deux fois le débit de temps sec. Le débit restant sera rejeté vers l'exutoire par caniveaux ou par conduite.

Pour le calcul des déversoirs d'orage à seuil latéral et conduite aval libre. On doit adopter :

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

$$Q_t = Q_p + Q_{us} \quad \text{.....VI.1}$$

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

$$Q_{st} = 2 \cdot Q_{us} \quad \text{.....VI.2}$$

- Le débit rejeté vers l'exutoire:

$$Q_r = Q_t - Q_{st} \quad \text{.....VI.3}$$

- On détermine la valeur de la lame déversée (H_r).

- On détermine la longueur du seuil, déversant (L)

VI.3.1.Paramètres de calcul du débit critique :

- Temps de concentration (t_c) :

Correspond au temps nécessaire pour permettre à l'eau de ruisseler du point le plus éloignés du bassin versant jusqu'à l'exutoire.

Dans notre cas, le bassin est urbanisé et comporte une canalisation, donc le temps de concentration est donné par la formule suivante

$$t_c = t_1 + t_2 \quad \text{..... VI.4}$$

➤ Coefficient de retardement Z

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

$$Z = 1 - \frac{t_c}{100} \quad \text{..... VI.5}$$

t_c = temps de concentration (mn)

1. Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée : $D_e = 1800 \text{ mm}$.
- Débit total à l'entrée : $Q_t = 7.183 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Débit à pleine section : $Q_{ps} = 9.549 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Débit du temps sec : $Q_{ts} = 0.033 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Débit de pointe allant vers la station : $Q_{st} = 2 * Q_{ts} = 0.066 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Hauteur d'entrée d'eau : 1164 mm

2. Calcul du débit critique :

$$Q_{cr} = z * Q_{pl} = 0.85 * 7.15 = 6.08 \text{ m}^3/\text{s}$$

3. Calcul du débit déversé :

Le débit critique se compose :

- Du débit déversé : Q_{dev}
- Du débit allant vers le PR

$$Q_{cr} = Q_{dev} + Q_{st}$$

D'où :

$$Q_{dev} = Q_{cr} - Q_{st} = 6.08 - 0.066 = 6.014 \text{ m}^3/\text{s}$$

4. Hauteur d'eau allant vers la station :

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

$$Rq = \frac{Q_{st}}{Q_{ps}} = 0.0069$$

Rh = 0.060 (Rh est calculée partir de la sa formule dans le chapitre du dimensionnement)

$$Rh = Hst / De \text{ donc } Hst = Rh * De = 108 \text{ mm}$$

Pour éviter le problème de dépôts au niveau de seuil et pour le bon fonctionnement du déversoir, nous supposons que la hauteur du seuil est égale à :

$$HST = Hst + 20\% Hst = 129.6 \text{ mm}$$

5. Hauteur de la lame déversante :

La hauteur de la lame déversante sera calculée par la formule suivante :

$$Hdev = He - Hst = 1034 \text{ mm.}$$

6. Longueur de déversoir :

Pour calculer ce paramètre on applique la formule de BAZIN :

$$Q_{dev} = 2/3 * \mu L \sqrt{2g} (hdev)^{2/3} \quad \text{..... VI.6}$$

Avec :

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

L : La longueur du déversoir (longueur de la lame déversante) exprimée en mètres

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

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

La longueur du déversoir est calculée par la formule suivante :

$$L = 3/2 \frac{Q_{dev}}{\mu hdev \sqrt{2g}} = 3.28 \text{ m}$$

Conclusion :

Pour une exploitation rationnelle de notre réseau d'assainissement, et après avoir exposé les divers types de conduites, on a opté pour des conduites circulaires en béton armé. D'autre part pour assurer une meilleure sécurité à notre réseau, on a procédé à l'implantation et au dimensionnement des divers éléments constitutifs du réseau d'égout

Chapitre VII : Organisation de chantier

Introduction :

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter avant d'aller sur chantier et avant le commencement de la réalisation. Pour cela il faut toujours commencer par une étude théorique et par la suite la partie pratique. Dans la première, on détermine le temps de réalisation avec précision, le matériel à utiliser, la main d'œuvre nécessaire et les matériaux de construction nécessaires. Dans la deuxième partie on passe à l'exécution des travaux sur terrain.

VII.1 Exécution des travaux

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

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

VI.1.1 Décapage de la couche de terre végétale

Si la tranchée est ouverte sous les voies publiques, le décapage est fait avec soin sans dégradation des parties voisines. L'opération se fait par un engin sur une couche de (10 à 20) cm.



Figure VII.1 : Bulldozer

VII.1.2 Implantation des regards et des axes des tranchées

On matérialise l'axe des tranchées sur le terrain par des jalons ou des piquets suivant Les tracés du plan de masse, les jalons doivent être placés aussi dans chaque point d'emplacement d'un regard, c'est-à-dire à chaque changement de direction ou pente, et à Chaque branchement ou jonction de canalisation, pour cela on a besoin des instruments Suivants : les jalons, les niveaux, les théodolites, les mires ...etc.

VII.1.3 Excavation des tranchées et des fouilles pour les regards :

La largeur de la tranchée, doit être au moins égale au diamètre extérieur de la conduite avec des sur largeurs de 30 cm de part et d'autre.

- Largeur de la tranchée :

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

$$B = d + (2 \times 0,3)$$

B : largeur de la tranchée en (m) ;

d : diamètre de la conduite en (m)

- Profondeur de la tranchée :

La profondeur est donnée par la formule suivante :

$$H = e + d + h$$

H : profondeur de la tranchée en (m) ;

e : épaisseur de lit de sable en (m), e = 20 cm ;

D : diamètre de la conduite en (m) ;

h : la hauteur du remblai au dessus de la conduite en (m)

VII.1.4 Aménagement du lit de sable :

Les conduites seront posées sur un lit de sable d'épaisseur égale au moins à 10cm. Ce dernier sera bien nivelé suivant les côtes du profil en long. Le lit de pose doit être constitué de sable contenant au moins 12% de particules inférieures à 0,1mm Si le terrain est instable, des travaux spéciaux se révèlent nécessaire : exécution d'un béton de propreté, des berceaux ou même des dalles de répétition.



Figure VII.2 : Rouleau compacteur

VII.1.5 Mise en place des canalisations :

La pose de canalisation d'assainissement s'opère de l'aval vers l'amont. Avant la mise en place des conduites en fouillées, on procède à un triage des conduites de façon à éliminer celles qui ont subi des chocs importants, ou des fissurations, on doit s'assurer au préalable qu'aucun corps étranger ne se trouve à l'intérieur des conduites. On doit vérifier l'état de revêtement intérieur et extérieur des tuyaux.

Une conduite doit toujours être posée avec une légère pente afin de créer des points pour évacuer l'air entraîné, soit lors du remplissage, ou pendant le fonctionnement des conduites. Les tuyaux seront posés en fouillées au moyen d'une grue ou d'une pose tube, la descente des tuyaux doit être faite lentement et dans l'ordre.

- Il faut vérifier régulièrement l'alignement des tuyaux.
- Il faut aligner les tuyaux pour les coller, en coulant dans les terres meubles seulement.



Figure VII.3 : Un pipelayer

VI.1.6 Assemblage des conduites :

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

VI.1.7 Remblaiement et compactage des tranchées :

Après la pose des canalisations, on procède au remblaiement des tranchées afin de reconstituer le terrain naturel ; les remblais sont effectués par couches de 20 cm soigneusement compactées et damées.

- Le remblaiement des tranchées et leur compactage se fait par le chargeur et le rouleau lisse.



Figure VII.4 : Chargeur

VI.1.8 Réalisation des regards :

Les regards sont généralement de forme carrée dont les dimensions varient en fonction des collecteurs. La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre. La réalisation de ces regards s'effectue sur place avec le béton armé. On peut avoir de regards préfabriqués.

Les tampons doivent comporter un orifice, ayant pour but de faciliter leur levage ainsi que l'aération de l'égout.

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.1.9 Devis quantitatif est estimatif :

Afin d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, il faut passer par le calcul du devis quantitatif et estimatif. Ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant.

Les différentes tâches effectuées par ordre chronologique sont :

- -Travaux de décapage de la terre végétale.
- L'exécution des tranchées.
- Fourniture et pose de lit de sable.
- Fourniture et pose des buses en béton ou en béton armé.
- Construction des regards et des déversoirs d'orage en béton armé.
- Travaux de remblaiement de la tranchée.
- Transport des sols excédentaires

VI.1.9.1 Détermination des différents volumes :

a) Volume de la couche de terre végétale :

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

Avec :

b : largeur de la couche végétale (m)

h : hauteur de la couche (m)

L : longueur total des tranchées (m).

b) Volume des déblais des tranchées :

$$V_d = b.H.L \text{ (m}^3\text{)} \quad \text{.....(VII.2)}$$

V_d : Volume des déblais des tranchées en (m³).

b : Largeur de la couche du tronçon en (m).

L : Longueur totale de la tranchée en (m).

H : Profondeur de la tranchée en (m).

c) Volume du lit de sable :

$$V_{ls} = b.L.e \text{ (m}^3\text{)} \quad \text{..... (VII.3)}$$

V_{ls} : Volume du lit du sable en (m³).

e : Epaisseur de la couche de sable en (m).

b : Largeur de la couche du tronçon en (m).

L : Longueur totale de la tranchée en (m).

d) Volume occupé par les conduites :

$$V_{\text{condt}} = L.(\pi.D^2/4) \text{ (m}^3\text{)} \quad \text{.....(VII.4)}$$

V_{condt} : Volume occupé par les conduites en (m3).

L : Longueur totale de la tranchée en (m).

D : Diamètre de la conduite en (m).

e) Volume du remblai :

$$V_r = V_{\text{deb}} - [V_{\text{condt}} + V_{\text{cv}} + V_{\text{ls}}] \text{ (m}^3\text{)} \quad \text{.....(VII.5)}$$

V_r : Volume du remblai en (m3).

f) Volume excédentaire :

$$V_{\text{excé}} = V_f - V_{\text{remb}} \quad \text{.....(VII.6)}$$

V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m3).

V_f : Volume du sol foisonné en (m3).

Tel que $V_f = V_{\text{deb}}. K_f$

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a :

$K_f = 1,23$.

Remarque : Les résultats du devis quantitatif et estimatif sont représentés dans le **tableau VII.2**

VI.1.10 Planification des travaux :

Les principales opérations à exécuter sont :

- A.** Piquetage.
- B.** Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de la végétation.
- C.** Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- D.** Aménagement du lit de pose.
- E.** Construction des regards.
- F.** La mise en place des canalisations en tranchée.
- G.** constructions des ouvrages annexes (les dessaleurs, les bassins de retenue, D. O.)
- H.** Assemblage des tuyaux.
- I.** Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- J.** Remblai des tranchées.
- K.** Travaux de finition.

Tableau VI.1 : délai de réalisation par la méthode du tableau.

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

Avec :

TR: temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DFP : date de finissement au plus tôt.

DCPP: date de commencement au plus tard.

DFPP : date de finissement au plus tard.

MT : marge totale.

Le chemin critique

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

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

Tableau VI.2 : Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.

	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Décapage de la tranchée	m ³	381.88	170	64919.6
2	Déblai	m ³	18422 .8	300	5526840
3	Pose du lit de sable	m ³	381.88	1000	381880
4	Remblai de a tranchée	m ³	15307.44	2500	38268600
5	Evacuation des déblaies excédentaire	m ³	7352.604	500	3676302
B	(fourniture, transport et pose de canalisation en béton armé)				
	400	MI	220	2000	440000
	800	MI	1344	2500	3360000
	1200	MI	86	8000	688000
	1500	ML	260	40000	10400000
	1800	ML	437	50000	21850000
C	Construction				
	Construction des regards en béton armé de 2.5 a 3 m	U	35	115910	4056850
	Construction regard profondeur 5 a6 m		20	190000	3800000
	Exécution des déversoirs d'orage	U	1	300000	300000
				THT	92813391.6
				TVA 19%	17634544.4
				TTC	110447936

Conclusion :

A travers ce chapitre on a défini les engins nécessaires utilisés sur le chantier et évalué la durée de réalisation du projet qui est de 210 JOURS en se basant sur la succession des tâches par la méthode de chemin critique CPM. Ensuite on a évalué le cout du projet qui est de l'ordre de : **110447936** DA TTC soit **cent dix millions quatre cent quarante sept milles et neuf cent trente six dinars algérien.**

Conclusion générale

Dans notre travail, l'établissement d'un diagnostic du système d'assainissement de la ville de ChebCheb, nous a permis de relever les anomalies que présente ce dernier. En effet le réseau d'assainissement existant est en majeure partie défectueux principalement au niveau de l'intercepteur de 800 mm de diamètre qui est incapable de véhiculer les débits futurs ainsi que les collecteurs secondaires de quelques sous bassin. Devant ce constat la rénovation de certains tronçons et la projection d'un nouveau tracé pour l'intercepteur sont nécessaires, ce dernier nous a permis de suivre un cheminement gravitaire tout en respectant les branchements existant et l'introduction de deux nouvelles agglomérations qui sur versaient dans l'affluent de oued reghaia

Cependant quelques tronçons sont toujours en bon état et ont pu être récupéré. Ainsi, d'après les résultats de calcul obtenus, nous avons conclu que les caractéristiques hydrauliques du réseau sont vérifiées, du point de vue vitesse auto curage, vitesse d'écoulement

Nous sommes aussi parvenus à élaborer un plan final de notre projet qui comprend le projet d'exécution et le devis quantitatif estimatifs qui s'élève à 110447936 DA avec une durée de 210 jours

Enfin nous espérons avoir décelé toutes les anomalies qui se trouvent au niveau de notre réseau pour une meilleure exploitation future

Références Bibliographie

- **[1] :ANRH** (Agence Nationale des Ressources hydrauliques) Données pluviométriques
- **[2] :SALAH.B**, Cours d'assainissement 2^{ème} et 3^{ème} années, ENSH, Blida.
- **[3] :TOUAIBIA.B**, Manuel Pratique d'Hydrologie, Presses Madani Frères. Blida.
- **[4] : Guide technique déversoir d'orage (DO), ENGEES** (Ecole Nationale du génie de l'eau et de l'environnement de STRASBOURG), Juillet 2006.
- **BOUKOFTANE.A**, Mémoire de fin d'étude d'Assainissement, Diagnostic du system d'assainissement de la ville de BOUINAN (W. Blida), ENSH 2010.
- **AKROUCHE.E**, Mémoire de fin d'étude d'Assainissement, Etude de la réhabilitation de réseau de l'assainissement de la ville de BOUFARIK (W. Blida), ENSH 2010.
- **KERKAR LILIA**, dimensionnement et protection du réseau D'assainissement de la ville d'EL-AFFROUN (BLIDA), ENSH 2010.

ANNEXES

ANNAXE I :

Diagnostic hydraulique du réseau d'assainissement

Tableau II.1 : Diagnostic hydraulique du collecteur principal

N° Regard	cote TN(m)	CFE Am(m)	CFE Av (m)	Dist part(m)	Dist cum (m)	pent	Ø(mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Qcum (m3/s)	rQ	observation
R1	25,42		20,72									
R2	24,53	20,72	20,53	48,23	48,23	0,0039	800	1,50	0,76	4,05	5,36	insuffisant
R3	24,29	20,53	20,29	74	122,23	0,0032	800	1,36	0,69	6,28	9,16	insuffisant
R4	24,19	20,29	20,69	14,64	136,87	- 0,0273	800	#####	#####	6,28	#####	contre pente
R5	23,93	20,69	20,73	49,81	186,68	- 0,0008	800	#####	#####	7,18	#####	contre pente
R6	23,84	20,73	20,74	52,68	239,36	- 0,0002	800	#####	#####	7,18	#####	contre pente
R7	23,3	20,74	20,85	30,194	269,554	- 0,0036	800	#####	#####	7,18	#####	contre pente
R8	23,32	20,85	20,62	22,74	292,294	0,0101	800	2,41	1,21	8,49	7,02	insuffisant
R9	23,4	20,62	20,52	50,55	342,844	0,002	800	1,06	0,54	8,49	15,86	insuffisant
R10	23,46	20,52	20,36	64,14	406,984	0,0025	800	1,20	0,60	8,49	14,13	insuffisant
R11	23,49	20,36	20,39	55,45	462,434	- 0,0005	800	#####	#####	8,49	#####	Contre pente
R12	22,32	20,39	20,36	86,68	549,114	0,0003	800	0,45	0,22	8,49	37,92	insuffisant
R13	223,26	20,36	20,36	74,75	623,864	0,0882	800	7,11	3,57	8,49	2,38	insuffisant

Tableau II.2 : diagnostic du sous bassin A

sous bassin A3															
N° Regard	cote TN(m)	CFE Am(m)	CFE Av (m)	Dist part(m)	Dist cum (m)	pent	Ø(mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Qcum (m3/s)	rQ	rv	V (m/s)	Vauto	observation
R1	33,832	30,83	30,69	14,113	14,113	0,0099	800	2,38	1,1985	0,657	0,5	1,03	2,45	Oui	suffisant
R2	33,689	30,69	29,92	25	39,113	0,0308	800	4,2	2,11	0,657	0,31	0,86	3,63	Oui	suffisant
R3	32,422	29,92	29,74	32	71,113	0,0056	800	1,8	0,90	0,657	0,73	0,86	1,55	Oui	suffisant
R4	32,736	29,74	28,87	25,29	96,403	0,0344	800	4,44	2,23	0,657	0,29	0,86	3,84	Oui	suffisant
R5	31,868	28,87	28,6	15,7	112,103	0,0172	800	3,14	1,58	0,657	0,42	0,94	2,96	Oui	suffisant
R6	31,601	28,6	27,94	17,64	129,743	0,0374	800	4,63	2,33	0,657	0,28	0,86	3,97	Oui	suffisant
R7	30,937	27,94	27,6	21,98	151,723	0,0155	800	2,98	1,50	0,657	0,44	0,96	2,85	Oui	suffisant
R8	30,598	27,6	26,89	30,35	182,073	0,0234	800	3,66	1,84	0,657	0,36	0,90	3,3	Oui	suffisant
R9	29,894	26,89	26,22	22,53	204,603	0,0297	800	4,13	2,08	0,657	0,32	0,88	3,62	Oui	suffisant
R10	29,215	26,22	25,44	25,66	230,263	0,0304	800	4,17	2,10	0,657	0,31	0,88	3,65	Oui	suffisant
R11	28,439	25,44	25,2	25,79	256,053	0,0093	800	2,31	1,16	0,657	0,57	1,04	2,4	Oui	suffisant
R12	28,404	25,2	25,08	24,66	280,713	0,0049	800	1,67	0,84	0,657	0,78	1,10	1,84	Oui	suffisant
R13	28,383	25,18	24,92	25,86	306,573	0,0101	800	2,40	1,21	0,657	0,54	1,03	2,46	Oui	suffisant
R14	28,402	24,92	24,76	32	338,573	0,005	800	1,69	0,85	0,657	0,77	1,10	1,86	Oui	suffisant
sous bassin A1															
R1	36,877	33,87	32,88	42	42	0,0236	800	3,68	1,85	0,51	0,28	0,85	3,01	Oui	suffisant
R2	35,889	32,88	32,49	16,62	58,62	0,0235	800	3,67	1,84	0,51	0,28	0,85	3,14	Oui	suffisant
R3	35,487	32,49	31,87	35,48	94,1	0,0175	800	3,16	1,59	0,51	0,32	0,88	3,23	Oui	suffisant
R4	34,877	31,87	31,48	35,48	129,58	0,011	800	2,51	1,26	0,51	0,40	0,93	2,95	Oui	suffisant
R5	34,478	31,48	30,94	35,48	165,06	0,0152	800	2,95	1,48	0,51	0,34	0,89	2,24	Oui	suffisant
R5	33,948	30,94	30,54	35,48	200,54	0,0113	800	2,54	1,28	0,51	0,40	0,93	2,75	Oui	suffisant
R6	33,542	30,54	29,89	35,48	236,02	0,0183	800	3,24	1,63	0,51	0,31	0,88	2,22	Oui	suffisant

R7	32,897	29,89	28,95	35,48	271,5	0,0265	800	3,90	1,96	0,51	0,26	0,84	2,74	Oui	suffisant
R8	31,956	28,95	28,45	35,48	306,98	0,0141	800	2,84	1,43	0,51	0,36	0,90	3,52	Oui	suffisant
R9	31,466	28,45	27,98	35,48	342,46	0,0132	800	2,76	1,38	0,51	0,37	0,91	2,58	Oui	suffisant
R10	30,978	27,98	27,69	35,48	377,94	0,0082	800	2,16	1,09	0,51	0,47	0,98	2,69	Oui	suffisant
R11	30,687	27,69	27,48	35,48	413,42	0,0059	800	1,84	0,93	0,51	0,55	1,03	2,23	Oui	suffisant
R12	30,475	27,48	26,34	35,48	448,9	0,0321	800	4,29	2,16	0,51	0,24	0,83	1,53	Oui	suffisant
R13	29,339	26,34	25,88	35,48	484,38	0,013	800	2,73	1,37	0,51	0,37	0,91	3,91	Oui	suffisant
R14	28,878	25,88	24,93	35,48	519,86	0,0268	800	3,92	1,97	0,51	0,26	0,84	2,30	Oui	suffisant
R15	27,926	24,93		35,48	555,34	0,7026	500	14,67	2,88	0,51	0,18	0,78	3,07	Oui	suffisant
sous bassin A2															
R1	32,768	29,77	29,48	32,7	32,7	0,0089	800	2,25	1,13	0,74	0,65	1,08	2,42	Oui	suffisant
R2	32,478	29,48	29,32	25,48	58,18	0,0063	800	1,90	0,95	0,74	0,78	1,10	2,48	Oui	suffisant
R3	32,315	29,32	28,98	35,48	93,66	0,0096	800	2,34	1,18	0,74	0,63	1,07	2,02	Oui	suffisant
N° Regard	cote TN(m)	CFE Am(m)	CFE Av (m)	Dist part(m)	Dist cum (m)	pentés	Ø(mm)	Vps	Qps	Qcum	rQ	rv	V (m/s)	Vauto	observation
R4	31,983	28,98	28,65	35,48	129,14	0,0093	800	2,31	1,16	0,74	0,64	1,07	2,51	Oui	suffisant
R5	31,645	28,65	28,22	35,48	164,62	0,0121	800	2,64	1,32	0,74	0,56	1,03	2,39	Oui	suffisant
R6	31,218	28,22	27,99	35,48	200,1	0,0065	800	1,93	0,97	0,74	0,76	1,10	2,90	Oui	suffisant
R7	30,994	27,99	27,57	35,48	235,58	0,0118	800	2,60	1,31	0,74	0,57	1,04	2,00	Oui	suffisant
R8	30,574	27,57	27,32	35,48	271,06	0,007	800	2,01	1,01	0,74	0,73	1,09	2,85	Oui	suffisant
R9	30,315	27,32	26,94	35,48	306,54	0,0107	800	2,48	1,25	0,74	0,59	1,05	2,11	Oui	suffisant
R10	29,938	26,94	26,7	26,48	333,02	0,0091	800	2,28	1,15	0,74	0,65	1,07	2,66	Oui	suffisant
R11	29,695	26,7	26,21	35,48	368,5	0,0138	800	2,81	1,41	0,74	0,52	1,01	2,31	Oui	suffisant
R12	29,21	26,21	25,89	25,48	393,98	0,0126	800	2,68	1,35	0,74	0,55	1,03	2,89	Oui	suffisant
R13	28,895	25,89		35,48	1712,5	0,7297	800	20,45	10,28	0,74	0,07	0,58	1,56	Oui	suffisant
sous bassin A4															
R1	34,243	31,24	30,93	35,48	35,48	0,0087	800	2,24	1,12	0,62	0,55	1,03	2,30	Oui	suffisant

R2	33,927	30,93	30,62	35,48	70,96	0,0087	800	2,24	1,12	0,62	0,55	1,03	2,30	Oui	suffisant
R3	33,625	30,62	30,31	35,48	106,44	0,0087	800	2,24	1,12	0,62	0,55	1,03	2,30	Oui	suffisant
R4	33,312	30,31	29,89	35,48	141,92	0,0118	800	2,60	1,31	0,62	0,47	0,98	2,20	Oui	suffisant
R5	32,889	29,89	29,51	35,48	177,4	0,0107	800	2,48	1,25	0,62	0,50	1,00	2,60	Oui	suffisant
R6	32,513	29,51	29,35	35,48	212,88	0,0045	800	1,61	0,81	0,62	0,77	1,10	2,72	Oui	suffisant
R7	32,345	29,35	28,97	35,48	248,36	0,0107	800	2,48	1,25	0,62	0,50	1,00	1,60	Oui	suffisant
R8	31,976	28,97	28,68	35,48	283,84	0,0082	800	2,16	1,09	0,62	0,57	1,04	2,58	Oui	suffisant
R9	31,678	28,68	27,44	35,48	319,32	0,0349	800	4,48	2,25	0,62	0,28	0,85	1,85	Oui	suffisant
R10	30,441	27,44	26,62	35,48	354,8	0,0231	800	3,64	1,83	0,62	0,34	0,89	3,99	Oui	suffisant
R11	29,623	26,62	26,047	35,48	390,28	0,0161	800	3,04	1,53	0,62	0,41	0,93	3,40	Oui	suffisant
R12	29,047	26,047	25,61	35,48	425,76	0,0123	800	2,66	1,34	0,62	0,46	0,97	2,97	Oui	suffisant
sous bassin A5															
R1	27,908	24,908	24,814	35,48	35,48	0,0026	800	1,23	0,62	0,531	0,86	1,11	1,37	Oui	suffisant
R2	27,814	24,814	24,741	35,48	70,96	0,0021	800	1,09	0,55	0,531	0,97	1,12	1,38	Oui	suffisant
R3	27,741	24,741	24,558	30,48	101,44	0,006	800	1,85	0,93	0,531	0,57	1,04	1,13	Oui	suffisant
R4	27,458	24,558	24,444	20,48	121,92	0,0056	800	1,79	0,90	0,531	0,59	1,05	1,95	Oui	suffisant
R5	27,444	24,444	24,346	20,48	142,4	0,0048	800	1,66	0,83	0,531	0,64	1,07	1,91	Oui	suffisant
R6	27,346	24,346	24,29	25,48	167,88	0,0022	800	1,12	0,56	0,531	0,94	1,12	1,85	Oui	suffisant
R7	27,29	24,29	24,238	20,48	188,36	0,0025	800	1,21	0,61	0,531	0,88	1,11	1,34	Oui	suffisant
R8	27,238	24,238	24,189	20,48	208,84	0,0024	800	1,17	0,59	0,531	0,90	1,12	1,35	Oui	suffisant
R9	27,149	24,189	24,12	25,48	234,32	0,0027	800	1,25	0,63	0,531	0,85	1,11	1,30	Oui	suffisant
R10	27,12	24,12	24,083	18	252,32	0,0021	800	1,09	0,55	0,531	0,97	1,12	1,40	Oui	suffisant
R11	27,073	24,083	24,038	19	271,32	0,0024	800	1,17	0,59	0,531	0,91	1,12	1,21	Oui	suffisant
R12	27,038	24,038	24	15,3	286,62	0,0025	800	1,19	0,60	0,531	0,89	1,11	1,30	Oui	suffisant
R13	27,01	24,01	23,772	35,48	322,1	0,0067	800	1,96	0,99	0,531	0,54	1,02	1,22	Oui	suffisant
R14	26,872	23,872	23,651	35,48	357,58	0,0062	800	1,89	0,95	0,531	0,56	1,03	2,03	Oui	suffisant
sous bassin A6															

R1	28,759	25,76	25,5	35,48	35,48	0,0073	800	2,05	1,03	0,67	0,65	1,07	2,20	Oui	suffisant
R2	28,503	25,503	25,049	35,48	70,96	0,0128	800	2,71	1,36	0,67	0,49	0,99	2,04	Oui	suffisant
R3	28,049	25,049	24,926	35,48	106,44	0,0035	800	1,41	0,71	0,67	0,95	1,12	3,03	Oui	suffisant
R4	27,926	24,926	24,837	25,48	131,92	0,0035	800	1,41	0,71	0,67	0,94	1,12	1,58	Oui	suffisant
R5	27,837	24,837	24,596	35,48	167,4	0,0068	800	1,97	0,99	0,67	0,68	1,08	1,53	Oui	suffisant
R6	27,596	24,596	24,424	35,48	202,88	0,0048	800	1,67	0,84	0,67	0,80	1,10	2,18	Oui	suffisant
sous bassin A7															
R1	28,616	25,616	25,54	16,5	16,5	0,0046	800	1,62	0,82	0,65	0,80	1,10	1,79	Oui	suffisant
R2	28,57	25,54	25,442	30,48	46,98	0,0032	800	1,36	0,68	0,65	0,95	1,12	1,82	Oui	suffisant
R3	28,442	25,442	25,219	35,48	82,46	0,0063	800	1,90	0,95	0,65	0,68	1,08	1,47	Oui	suffisant
R4	28,219	25,219	25,111	25,48	107,94	0,0042	800	1,56	0,78	0,65	0,83	1,11	2,10	Oui	suffisant
R5	28,111	25,111	24,876	35,48	143,42	0,0066	800	1,95	0,98	0,65	0,66	1,08	1,68	Oui	suffisant

Tableau VI.3 : diagnostic du sous bassin B

N° Regard	CFE Am(m)	CFE Av (m)	Dist part(m)	Dist cum (m)	pent	Ø(mm)	Vps	Qps	Qcum	rQ	rv	V (m/s)	Vauto	observation
Rb1- Rb2	21,068	20,827	50	50	0,0048	500	1,21	0,24	0,6	2,52	####	0,00	Non	insuffisant
Rb2-Rb3	20,827	20,624	44,35	94,35	0,0046	500	1,18	0,23	0,6	2,58	####	#####	Non	insuffisant
Rb3-Rb4	20,624	20,522	33	127,35	0,0031	500	0,97	0,19	0,6	3,14	####	#####	Non	insuffisant
Rb4-Rb5	20,522	20,419	35	162,35	0,0029	500	0,95	0,19	0,6	3,22	####	#####	Non	insuffisant
Rb5-Rb6	20,419	20,245	50	212,35	0,0035	500	1,03	0,20	0,6	2,96	####	#####	Non	insuffisant
Rb6-Rb7	20,245	20,068	50	262,35	0,0035	500	1,04	0,20	0,6	2,93	####	#####	Non	insuffisant
Rb7-Rb8	20,068	19,105	80	342,35	0,012	500	1,92	0,38	0,6	1,59	####	-15,91	Non	insuffisant
Rb8-Rb9	19,105	18,671	50	392,35	0,0087	500	1,63	0,32	0,6	1,87	####	#####	Non	insuffisant
Rb9-Rb10	18,671	18,205	64	456,35	0,0073	500	1,49	0,29	0,6	2,05	####	#####	Non	insuffisant
Rb10Rb11	18,205	17,429	66	522,35	0,0118	500	1,90	0,37	0,6	1,61	####	-26,14	Non	insuffisant
Rb11- Rb12	17,429	15,99	75	597,35	0,0192	500	2,42	0,48	0,6	1,26	0,27	0,52	Non	insuffisant
Rb12- Rb13	15,99	15,843	50	647,35	0,0029	500	0,95	0,19	0,6	3,22	####	#####	Non	insuffisant

Tableau II.4 : diagnostic du sous bassin C

N° Regard	CFE Am(m)	CFE Av (m)	Dist part(m)	Dist cum (m)	pent	Ø(mm)	Vps	Qps	Qcum	rQ	rv	V (m/s)	Vauto	observation
Rc1 Rc2	20,327	20,22	25	25	0,0043	500	1,15	0,23	0,319	1,41	- 2,97	0,00	Non	insuffisant
Rc2Rc3	20,219	19,03	64	89	0,0186	500	2,39	0,47	0,319	0,68	1,08	1,25	Oui	suffisant
Rc3Rc4	19,027	18,9	50	139	0,0026	500	0,89	0,18	0,319	1,82	####	#####	Non	insuffisant
Rc4Rc5	18,897	18,64	50	189	0,0052	500	1,27	0,25	0,319	1,28	0,02	0,02	Non	insuffisant
Rc5Rc6	18,635	18,16	50	239	0,0095	500	1,71	0,33	0,319	0,95	1,12	1,42	Oui	suffisant
Rc6Rc7	18,16	18,08	25	264	0,0032	500	0,99	0,19	0,319	1,64	####	-36,96	Non	insuffisant
Rc7Rc8	18,08	17,82	50	314	0,0052	500	1,26	0,25	0,319	1,29	- 0,05	-0,04	Non	insuffisant
Rc8Rc9	17,82	17,61	50	364	0,0043	500	1,15	0,23	0,319	1,42	- 3,09	-3,90	Non	insuffisant

Tableau II.5 : diagnostic du sous bassin D

N° Regard	CFE Am(m)	CFE Av (m)	Dist part(m)	Dist cum (m)	pent	Ø(mm)	Vps	Qps	Qcum	rQ	rv	V (m/s)	Vauto	observation
Rd1Rd2	18,855	18,42	50	50	0,0087	500	1,63	0,32	0,165	0,51	1,01	1,69	Oui	suffisant
Rd2Rd3	18,42	18,29	48	98	0,0027	500	0,90	0,18	0,165	0,93	1,12	1,83	Oui	suffisant
Rd3Rd4	18,292	17,94	50	148	0,007	500	1,46	0,29	0,165	0,58	1,04	0,94	Oui	suffisant
Rd4Rd5	17,944	17,8	15,49	163,49	0,0092	500	1,68	0,33	0,165	0,50	1,00	1,46	Oui	suffisant
Rd5Rd6	17,802	17,34	50	213,49	0,0093	500	1,68	0,33	0,165	0,50	1,00	1,67	Oui	suffisant
Rd6Rd7	17,339	16,84	50	263,49	0,01	500	1,75	0,34	0,165	0,48	0,99	1,66	Oui	suffisant
Rd7Rd8	16,841	16,51	47	310,49	0,0071	500	1,47	0,29	0,165	0,57	1,04	1,82	Oui	suffisant

Tableau II.6 : diagnostic du sous bassin E

N° Regard	CFE Am(m)	CFE Av (m)	Dist part(m)	Dist cum (m)	pent	Ø(mm)	Vps	Qps	Qcum	rQ	rv	V (m/s)	Vauto	observation
Re1Re2	20,327	20,22	25	25	0,0043	500	1,15	0,23	0,319	1,41	-2,97	0,00	Non	insuffisant
Re2Re3	20,219	19,03	64	89	0,0186	500	2,39	0,47	0,319	0,68	1,08	1,25	Oui	suffisant
Re3Re4	19,027	18,9	50	139	0,0026	500	0,89	0,18	0,319	1,82	####	#####	Non	insuffisant

Re4Re5	18,897	18,64	50	189	0,0052	500	1,27	0,25	0,319	1,28	0,02	0,02	Non	insuffisant
Re5Re6	18,635	18,16	50	239	0,0095	500	1,71	0,33	0,319	0,95	1,12	1,42	Oui	suffisant
Re6Re7	18,16	18,08	25	264	0,0032	500	0,99	0,19	0,319	1,64	####	-36,96	Non	insuffisant
Re7Re8	18,08	17,82	50	314	0,0052	500	1,26	0,25	0,319	1,29	-0,05	-0,04	Non	insuffisant

Tableau II.7 : diagnostic du sous bassin F

N° Regard	CFE Am(m)	CFE Av (m)	Dist part(m)	Dist cum (m)	pent	Ø(mm)	Vps	Qps	Qcum	rQ	rv	V (m/s)	Vauto	observation
Rf1Rf2	18,933	18,5	50	50	0,0087	800	2,24	1,12	0,976	0,87	1,11	2,48	Oui	suffisant
Rf2Rf3	18,497	18,36	20	70	0,0069	800	1,98	1,00	0,976	0,98	1,12	2,51	Oui	suffisant
Rf3Rf4	18,36	18,03	36	106	0,0091	800	2,28	1,15	0,976	0,85	1,11	2,20	Oui	suffisant
Rf4Rf5	18,034	17,82	23,16	129,16	0,0092	800	2,30	1,16	0,976	0,84	1,11	2,52	Oui	suffisant
Rf5Rf6	17,82	17,61	25,63	154,79	0,0083	800	2,18	1,10	0,976	0,89	1,11	2,56	Oui	suffisant
Rf6Rf7	17,607	17,17	50	204,79	0,0088	800	2,25	1,13	0,976	0,86	1,11	2,42	Oui	suffisant
Rf7Rf8	17,165	17,03	20	224,79	0,0069	800	2,00	1,00	0,976	0,97	1,12	2,53	Oui	suffisant
Rf8Rf9	17,026	16,55	50	274,79	0,0095	800	2,34	1,17	0,976	0,83	1,11	2,21	Oui	suffisant

Rf9Rf10	16,55	15,82	37,93	312,72	0,0192	800	3,32	1,67	0,976	0,58	1,05	2,45	Oui	suffisant
---------	-------	-------	-------	--------	--------	-----	------	------	-------	------	------	------	-----	-----------

ANNEXE II

Dimensionnement du réseau d'assainissement

Tableau V.2 : dimensionnement du collecteur d'assainissement du sous bassin B

tronçons	CR am	CR av	distance part	I m/m	Q Total (M3/S)	D Calculé (m)	D Normal (m)	QPS (M3/S)	VPS	Rq	Rv	V	Rv Min	V Min	Rh	h (m)	Qps/100	Qps/100- Qeu	Auto Curage 0,3
Rb1.Rb2	21,068	20,827	50	0,00482	0,61	0,711	0,8	0,835	1,66	0,730	1,086	1,804	0,238	0,396	0,63	0,51	0,0084	0,004	VRAI
Rb2.Rb3	20,827	20,624	44,35	0,004572	0,61	0,718	0,8	0,814	1,62	0,750	1,093	1,769	0,240	0,388	0,64	0,52	0,0081	0,004	VRAI
Rb3.Rb4	20,624	20,522	33	0,003091	0,61	0,773	0,8	0,669	1,33	0,912	1,139	1,516	0,252	0,335	0,74	0,60	0,0067	0,003	VRAI
Rb4.Rb5	20,522	20,419	35	0,002943	0,61	0,780	0,8	0,653	1,30	0,934	1,139	1,480	0,253	0,329	0,76	0,61	0,0065	0,003	VRAI
Rb5.Rb6	20,419	20,245	50	0,00348	0,61	0,756	0,8	0,710	1,41	0,859	1,132	1,599	0,248	0,350	0,71	0,57	0,0071	0,003	VRAI
Rb6.Rb7	20,245	20,068	50	0,00354	0,61	0,753	0,8	0,716	1,42	0,852	1,131	1,610	0,247	0,352	0,71	0,57	0,0072	0,003	VRAI
Rb7.Rb8	20,068	19,105	80	0,012038	0,61	0,599	0,8	1,320	2,63	0,462	0,976	2,564	0,218	0,572	0,48	0,38	0,0132	0,009	VRAI
Rb8.Rb9	19,105	18,671	50	0,00868	0,61	0,637	0,8	1,121	2,23	0,544	1,025	2,286	0,224	0,500	0,52	0,42	0,0112	0,007	VRAI
Rb9.Rb10	18,671	18,205	64	0,007281	0,61	0,658	0,8	1,027	2,04	0,594	1,046	2,137	0,228	0,466	0,55	0,44	0,0103	0,006	VRAI
Rb10.Rb11	18,205	17,429	66	0,011758	0,61	0,602	0,8	1,305	2,60	0,468	0,980	2,543	0,218	0,567	0,48	0,38	0,0130	0,009	VRAI
Rb11.Rb12	17,429	15,99	75	0,019187	0,61	0,549	0,8	1,667	3,32	0,366	0,918	3,044	0,210	0,697	0,42	0,33	0,0167	0,013	VRAI
Rb12.Rb13	15,99	15,843	50	0,00294	0,61	0,780	0,8	0,652	1,30	0,935	1,139	1,479	0,253	0,329	0,76	0,61	0,0065	0,003	VRAI

Tableau V.3 : dimensionnement du collecteur d'assainissement du sous bassin c

tronçons	CR am	CR av	distance part	I m/m	Q Total (M3/S)	D Calculé (m)	D Normal (m)	QPS (M3/S)	VPS	Rq	Rv	Rh	h (m)	Qps/10	Qps/10 - Qeu	Auto Curage 0,3
Rc1-Rc2	20,327	20,219	20	0,0054	0,319	0,546	0,6	0,411	1,452	0,777	1,103	0,662	0,397	0,041	0,0371	VRAI
Rc2-Rc3	20,219	19,027	64	0,018625	0,319	0,433	0,6	0,763	2,697	0,418	0,949	0,452	0,271	0,076	0,0723	VRAI
Rc3-Rc4	19,027	18,897	50	0,0026	0,319	0,626	0,8	0,614	1,221	0,520	1,012	0,510	0,408	0,061	0,0574	VRAI
Rc4-Rc5	18,897	18,635	50	0,00524	0,319	0,549	0,6	0,404	1,431	0,789	1,108	0,670	0,402	0,040	0,0364	VRAI
Rc5-Rc6	18,635	18,16	50	0,0095	0,319	0,491	0,6	0,545	1,926	0,586	1,043	0,546	0,327	0,054	0,0505	VRAI
Rc6-Rc7	18,16	18,08	25	0,0032	0,319	0,602	0,8	0,681	1,354	0,469	0,981	0,481	0,385	0,068	0,0641	VRAI
Rc7-Rc8	18,08	17,82	50	0,0052	0,319	0,550	0,6	0,403	1,425	0,792	1,109	0,672	0,403	0,040	0,0363	VRAI
Rc8-Rc9	17,82	17,605	50	0,0043	0,319	0,570	0,6	0,366	1,296	0,871	1,135	0,720	0,432	0,037	0,0326	VRAI

Tableau V.4 : dimensionnement du collecteur d'assainissement du sous bassin E

tronçons	CR am	CR av	distance part	I m/m	Q Total (M3/S)	Calculé (m)	D Normal (m)	QPS (M3/S)	VPS	Rq	Rv	V	Rv Min	V Min	Rh	h (m)	Qps/100	Qps/100-Queu	Auto Curage 0,3
Re1Re2	21,445	21,1	50	0,007064	0,728	0,707	0,8	1,011	2,012	0,720	1,082	2,177	0,229	0,460	0,626	0,501	0,0101	0,0061	VRAI
Re2Re3	21,17	20,8	50	0,00644	0,728	0,720	0,8	0,966	1,921	0,754	1,094	2,102	0,231	0,444	0,648	0,518	0,0096	0,0056	VRAI
Re3Re4	20,848	20,1	60	0,010983	0,728	0,651	0,8	1,261	2,509	0,577	1,040	2,609	0,220	0,551	0,541	0,433	0,0126	0,0086	VRAI
Re4e5	20,189	19,1	62	0,016	0,728	0,607	0,8	1,522	3,028	0,478	0,987	2,988	0,213	0,645	0,487	0,389	0,0152	0,0112	VRAI
Re5Re6	19,197	18,9	52	0,004538	0,728	0,768	0,8	0,811	1,613	0,898	1,138	1,836	0,240	0,387	0,736	0,589	0,0081	0,0041	VRAI
Re6Re7	18,961	18,8	22,6	0,006767	0,728	0,713	0,8	0,990	1,969	0,735	1,087	2,141	0,230	0,453	0,636	0,509	0,0098	0,0058	VRAI
Re7-Re8	18,808	18,43	42	0,008952	0,728	0,676	0,8	1,139	2,265	0,639	1,060	2,401	0,224	0,507	0,576	0,461	0,0113	0,0073	VRAI

Tableau V.5 : dimensionnement du nouveau collecteur principal projeté

tronçons	CR am	CR av	distance part	I m/m	Q Total (M3/S)	D Calculé (m)	D Normal (m)	QPS (M3/S)	VPS	Rq	Rv	V	Rv Min	V Min	Rh	h (m)	Qps/100	Qps/100- Qeu	Auto Curage 0,3
R1-R2	17,242	16,87	23	0,016174	4,39	1,188	1,2	4,512	3,99	0,973	1,140	4,548	0,232	0,925	0,785	0,942	0,0451	0,026	VRAI
R2-R3	16,87	16,401	25	0,01876	4,71	1,186	1,2	4,859	4,30	0,969	1,140	4,897	0,233	1,001	0,783	0,939	0,0486	0,028	VRAI
R3-R4	16,401	16,043	15	0,023867	4,711	1,134	1,2	5,481	4,85	0,860	1,132	5,488	0,227	1,102	0,713	0,856	0,0548	0,034	VRAI
R4-R5	16,043	15,829	25	0,00856	4,711	1,374	1,5	5,952	3,37	0,792	1,109	3,736	0,224	0,754	0,672	1,007	0,0595	0,039	VRAI
R5-R6	15,829	15,535	25	0,01176	5,315	1,355	1,5	6,976	3,95	0,762	1,097	4,332	0,224	0,886	0,653	0,979	0,0698	0,045	VRAI
R6-R7	15,535	15,246	33	0,008758	5,315	1,432	1,5	6,020	3,41	0,883	1,137	3,873	0,231	0,787	0,727	1,091	0,0602	0,035	VRAI
R7-R8	15,246	15,078	22,5	0,007467	5,315	1,475	1,5	5,558	3,15	0,956	1,139	3,584	0,235	0,739	0,773	1,159	0,0556	0,031	VRAI
R8-R9	15,078	14,653	40	0,010625	5,315	1,381	1,5	6,631	3,75	0,802	1,113	4,177	0,227	0,850	0,678	1,017	0,0663	0,041	VRAI
R9-R10	14,653	14,226	50	0,00854	5,486	1,456	1,5	5,945	3,36	0,923	1,139	3,833	0,234	0,786	0,751	1,127	0,0594	0,033	VRAI
R10- R11	14,226	14,124	35	0,002914	5,486	1,781	1,8	5,647	2,22	0,972	1,140	2,530	0,236	0,524	0,784	1,412	0,0565	0,030	VRAI
R11- R12	14,124	13,893	45	0,005133	5,486	1,601	1,8	7,494	2,95	0,732	1,086	3,199	0,223	0,657	0,634	1,140	0,0749	0,049	VRAI

(Suite tableau V.5)

tronçons	CR am	CR av	distance part	<i>I m/m</i>	<i>Q Total (M3/S)</i>	D Calculé (m)	D Normal (m)	QPS (M3/S)	VPS	Rq	Rv	V	Rv Min	V Min	Rh	h (m)	Qps/100	Qps/100- Qeu	Auto Curage 0,3
R12- R13	13,893	13,638	50	0,0051	5,486	1,603	1,8	7,470	2,94	0,734	1,087	3,191	0,223	0,655	0,635	1,143	0,0747	0,049	VRAI
R13- R14	13,638	13,548	17,328	0,005194	7,183	1,768	1,8	7,539	2,96	0,953	1,139	3,375	0,234	0,692	0,771	1,387	0,0754	0,042	VRAI
R14- R15	13,548	13,414	25	0,00536	7,183	1,757	1,8	7,658	3,01	0,938	1,139	3,429	0,233	0,701	0,761	1,369	0,0766	0,044	VRAI
R15- R16	13,414	13,127	25	0,01148	7,183	1,523	1,8	11,208	4,40	0,641	1,060	4,670	0,217	0,955	0,577	1,039	0,1121	0,079	VRAI
R16- R17	13,127	12,926	30	0,0067	7,183	1,685	1,8	8,562	3,36	0,839	1,127	3,791	0,228	0,766	0,701	1,262	0,0856	0,053	VRAI
R17- R18	12,926	12,773	25	0,00612	7,183	1,714	1,8	8,183	3,22	0,878	1,136	3,653	0,230	0,739	0,724	1,304	0,0818	0,049	VRAI
R18- R19	12,773	12,523	30	0,008333	7,183	1,618	1,8	9,549	3,75	0,752	1,094	4,104	0,223	0,837	0,646	1,164	0,0955	0,062	VRAI
R19- R20	12,523	12,273	30	0,008333	7,183	1,618	1,8	9,549	3,75	0,752	1,094	4,104	0,223	0,837	0,646	1,164	0,0955	0,062	VRAI

Tableau V.6 : dimensionnement du collecteur a la sortie du DVO

tronçons	CR am	CR av	distance part	<i>I m/m</i>	<i>Q Total (M3/S)</i>	D Calculé (m)	D Normal (m)	QPS (M3/S)	VPS	Rq	Rv	V	Rv Min	V Min	Rh	h (m)	Qps/10	Qps/10 - Qeu	Auto Curage 0,6
R20R21	12,273	11,903	50	0,0074	0,066	0,285	0,4	0,163	1,30	0,405	0,940	1,220	0,819	1,062	0,444	0,177	0,016	0,022	VRAI
R21R22	11,903	11,77	25	0,00532	0,066	0,303	0,4	0,138	1,10	0,477	0,986	1,085	0,860	0,946	0,486	0,195	0,014	0,024	VRAI
R22R23	11,77	11,656	25	0,00456	0,066	0,312	0,4	0,128	1,02	0,516	1,010	1,028	0,876	0,892	0,507	0,203	0,013	0,025	VRAI
R23R24	11,656	11,55	25	0,00424	0,066	0,316	0,4	0,123	0,98	0,535	1,020	1,002	0,884	0,868	0,518	0,207	0,012	0,026	VRAI
R24R25	11,45	11,353	55	0,001764	0,066	0,373	0,4	0,080	0,63	0,829	1,124	0,712	0,986	0,625	0,695	0,278	0,008	0,030	VRAI