

Dédicace

Je dédie ce travail.

A mon support dans ma vie qui m'a appris, à celle qui m'a arrosé de tendresse et d'espoir, à la source d'amour qui m'a bénie par ses prières, à ma mère.

Un spécial dédicace à ma chère sœur DALEL, à mes chères frères AHMED et TAYEB, Ils m'ont chaleureusement soutenue et encouragée tout au long de mon parcours.

A mes chers amis qui étaient toujours prêts à m'aider et me soutenir dans les moments difficiles.

A tous ceux que j'ai omis de citer.

A tous ceux que j'aime et ceux qui m'aiment.

Je vous remercie de tout mon cœur, et vous souhaite tout le bonheur du monde.

Que dieu vous garde pour moi.

Remerciements

Tout d'abord je remercie en premier lieu ALLAH de m'avoir accordé patience, volonté et courage pour mener à bout mes années d'études, et réaliser ce projet qui a été fait avec amour, passion et honnêteté.

Je remercie très chaleureusement ma famille, j'exprime envers eux une gratitude sans fin, je leur suis éternellement redevable, pour avoir toujours été à mes côtés, pour m'avoir toujours encouragé et cru en moi avant de croire en mes capacités, pour leur motivation à toujours continuer et leur soutien à faire mieux.

J'adresse mes sincères remerciements à mon encadrante Mme.SAADOUN Samra, pour son encadrement, suivi, contrôle, conseils et soutien, et surtout pour avoir trouvé le temps nécessaire pour me guider malgré les diverses préoccupations.

J'adresse mes sincères remerciements à l'ensemble des professeurs de l'école ENSH, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté de me rencontrer et de répondre à mes questions durant mes études. Mes respects, et mes sincères remerciements vont aux membres du jury qui me feront l'honneur d'évaluer et d'apprécier mon travail.

Enfin, je remercie tous mes amis, et toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin au bon déroulement de ce travail.

ملخص

الغرض من هذا المشروع هو تشخيص و اصلاح شبكة الصرف الصحي للمنطقة السكانية الكرمة بولاية بومرداس التي تواجه مشاكل خطيرة في حماية البيئة بسبب تدهور وعدم وجود شبكة الصرف الصحي في بعض أجزاء المنطقة.

تهدف هاته الدراسة أولا الى تشخيص الشبكة القائمة عن طريق تحديد الحالات الشاذة المتصلة بنظام الصرف الصحي. ثم اصلاح الشبكة لضمان صرف صحيح و سريع للمياه القذرة ومياه الأمطار خارج المدينة وفقاً لمتطلبات الأنظمة المعمول بها والمتعلقة بالوقاية من تلوث الصحة العامة والبيئة.

الكلمات المفتاحية: تشخيص، اعادة تهيئة، تدهور، الحالات الشاذة، شبكة الصرف الصحي، المياه القذرة، الكرمة.

Résumé

Ce projet a pour but de faire le diagnostic et la réhabilitation du réseau d'assainissement de la l'agglomération d'EL-KERMA wilaya de BOUMERDES, qui fait face à des problèmes graves en matière de protection de son environnement, dus à la dégradation et l'absence des systèmes d'évacuation dans quelques parties de la zone d'étude.

Cette étude consiste d'abords à faire un diagnostic du réseau existant par recensement des anomalies liées au système d'évacuation. Ensuite, la réhabilitation du réseau pour assurer une évacuation correcte et rapide de l'ensemble des eaux usées et pluviales hors l'agglomération conformément aux exigences de la réglementation en vigueur relative à la protection contre la pollution de la santé publique et de l'environnement.

Mots clés : diagnostic, réhabilitation, dégradation, anomalies, réseau d'assainissement, eaux usées, EL-KERMA.

Abstract

This project aims at diagnosing and rehabilitat the sewerage system of agglomeration the EL-KERMA of Boumerdes that is facing serious problems in protecting its environment due to the degradation and absence of evacuation systems in some parts of the area.

This study consists first in diagnosing the existing system by identifying anomalies related to the evacuation system, then, the rehabilitation of the system to ensure a correct and rapid evacuation of wastewater and rainwater outside the agglomeration in accordance with the requirements of

the current regulations regarding to the protection against pollution of public health and the environment.

Keywords: diagnosis, rehabilitation, degradation, anomalies, sewerage system, wastewater, EL-KERMA.

TABLE DE MATIERES

Introduction générale

| | |
|---|----|
| CHAPITRE I: Présentation de la zone d'étude..... | 1 |
| Introduction | 1 |
| 1.1 Situation géographique | 1 |
| 1.1.1 Présentation de la Wilaya de Boumerdes | 1 |
| 1.1.2 Présentation de la Commune de Boumerdes : | 1 |
| 1.1.3 Localisation de la zone d'étude | 2 |
| 1.2 Situation Topographique | 3 |
| 1.3 Situation géologique | 4 |
| 1.4 Sismicité | 4 |
| 1.5 Situation Climatique | 4 |
| 1.5.1 Température..... | 5 |
| 1.5.2 Ensoleillement | 6 |
| 1.5.3 Le Vent | 7 |
| 1.5.4 Evaporation..... | 7 |
| 1.5.5 La pluviométrie..... | 7 |
| 1.6 Situation hydraulique..... | 8 |
| 1.6.1 Alimentation en eau potable | 8 |
| 1.7 Assainissement : | 9 |
| Conclusion..... | 10 |
| CHAPITRE II : Etude hydrologique..... | 11 |
| Introduction | 11 |
| 2.1 La série des données pluviométriques | 11 |

| | | |
|-------|---|----|
| 2.2 | Analyses des données statistiques | 14 |
| 2.3 | Homogénéisation des données..... | 15 |
| 2.4 | Ajustement de la série..... | 18 |
| 2.4.1 | Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel: | 18 |
| 2.4.2 | Ajustement à la loi GEV :..... | 19 |
| 2.5 | Choix de la loi d'ajustement..... | 23 |
| 2.5.1 | Test graphique | 23 |
| 2.5.2 | Test d'adéquation de Khi-deux « χ^2 »..... | 24 |
| 2.5.3 | Sélection de la loi : | 24 |
| 2.6 | Calcul des pluies et des intensités de courte durée..... | 25 |
| 2.6.1 | Pluies de courte durée..... | 25 |
| 2.6.2 | Intensités de courte durée : | 25 |
| 2.6.3 | Intensité moyenne maximale..... | 26 |
| | Conclusion..... | 27 |
| | Chapitre III: Calcul de base | 28 |
| | Introduction | 28 |
| 3.1 | Situation démographique..... | 28 |
| 3.2 | Découpage de l'air d'étude en surfaces élémentaires..... | 29 |
| 3.3 | Estimation du Coefficient de ruissellement « Cr »..... | 30 |
| 3.3.1 | Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin..... | 32 |
| 3.4 | Détermination du nombre d'habitants pour chaque sous bassin | 33 |
| 3.4.1 | Densité partielle..... | 33 |
| 3.4.2 | Densité moyenne | 34 |
| 3.4.3 | Coefficient de ruissellement total pondéré | 34 |
| 3.4.4 | Calcul de la population pour chaque sous bassin | 34 |

| | | |
|-------|---|----|
| 3.5 | Les différents systèmes d'assainissement..... | 35 |
| 3.5.1 | Le système unitaire..... | 35 |
| | Domaine d'utilisation privilégié | 36 |
| | Avantages | 36 |
| | Inconvénients | 36 |
| | Contraintes d'exploitation..... | 36 |
| 3.5.2 | Le système séparatif | 36 |
| | Domaine d'utilisation privilégié | 37 |
| | Avantages | 37 |
| | Inconvénients | 37 |
| | Contraintes d'exploitation..... | 37 |
| 3.5.3 | Le système pseudo-séparatif..... | 38 |
| 3.5.4 | Le choix du système d'assainissement | 38 |
| 3.6 | Les différents schémas d'assainissement | 39 |
| 3.6.1 | Schéma perpendiculaire..... | 39 |
| 3.6.2 | Schéma par déplacement latéral | 39 |
| 3.6.3 | Schéma transversal ou oblique | 40 |
| 3.6.4 | Schéma par zones étagées..... | 40 |
| 3.6.5 | Schéma radial | 40 |
| | Conclusion..... | 41 |
| | Chapitre IV: Estimation des débits | 42 |
| | Introduction | 42 |
| 4.1 | Origine et nature des eaux à évacuer : | 42 |
| 4.1.1 | Les eaux usées domestiques | 42 |
| 4.1.2 | Les eaux usées des services publics | 43 |

| | | |
|-------|---|----|
| 4.1.3 | Les eaux usées industrielles..... | 43 |
| 4.1.4 | Les eaux parasites..... | 43 |
| 4.1.5 | Les eaux pluviales..... | 44 |
| 4.2 | Estimation des débits des eaux usées..... | 44 |
| 4.2.1 | Débits des eaux usées domestiques..... | 44 |
| 4.3 | Estimation débits d'eaux pluviales..... | 47 |
| 4.3.1 | Principe de la méthode rationnelle..... | 47 |
| 4.3.2 | Hypothèses et validité de la méthode rationnelle..... | 48 |
| 4.3.3 | Calcul du temps de concentration..... | 48 |
| 4.3.4 | Calcul des débits pluviaux..... | 49 |
| 4.3.5 | Les débits totaux de chaque sous bassin..... | 50 |
| | Conclusion..... | 51 |
| | Chapitre V : Diagnostique du système d'évacuation..... | 52 |
| | Introduction..... | 52 |
| 5.1 | Description du réseau d'Assainissement existant..... | 52 |
| 5.2 | Diagnostic physique..... | 54 |
| 5.2.1 | Etat des tampons..... | 54 |
| 5.2.2 | Etat des regards..... | 54 |
| 5.2.3 | Les collecteurs d'évacuation..... | 56 |
| 5.3 | Diagnostic hydraulique..... | 57 |
| 5.4 | Diagnostic des stations des relevages..... | 61 |
| 5.4.1 | Diagnostic de la station de reprise SR04 :..... | 61 |
| 5.4.2 | Diagnostic de la station de reprise SR05..... | 62 |
| 5.4.3 | Diagnostic de la station de reprise SR06..... | 64 |
| 5.5 | Vérification de capacité d'évacuation des stations..... | 66 |

| | | |
|--|---|----|
| 5.5.1 | Vérification de capacité d'évacuation de la station de reprise SR06 | 66 |
| 5.5.2 | Vérification de capacité d'évacuation de la station de reprise SR04 | 66 |
| 5.5.3 | Vérification de capacité d'évacuation de la station de reprise SR05 | 66 |
| 5.6 | Résultats et interprétation | 67 |
| Conclusion..... | | 67 |
| Chapitre VI : Calcul hydraulique | | 68 |
| 6.1 | La conception d'un système d'assainissement | 68 |
| 6.2 | Dimensionnement hydraulique des collecteurs | 69 |
| 6.2.1 | Conditions d'écoulement et de dimensionnement..... | 69 |
| 6.2.2 | Détermination des diamètres des collecteurs..... | 69 |
| 6.2.3 | Vitesse d'auto- curage. | 72 |
| 6.2.4 | Dimensionnement du réseau d'évacuation projeté..... | 72 |
| Conclusion..... | | 72 |
| Chapitre7 : Eléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes..... | | 73 |
| INTRODUCTION..... | | 73 |
| 7.1 | Les ouvrages principaux :..... | 73 |
| 7.1.1 | Les canalisations..... | 73 |
| Formes et sections de conduites | | 73 |
| 7.2 | Types de matériaux..... | 74 |
| 7.2.1 | Conduite en fonte..... | 74 |
| 7.2.2 | Conduites en amiante – ciment..... | 74 |
| 7.2.3 | Conduite en grès | 75 |
| 7.2.4 | Conduite en matière plastique | 75 |
| 7.2.5 | Conduites en béton non armé | 75 |
| 7.2.6 | Conduites en béton armé | 76 |

| | | |
|-------|--|----|
| 7.3 | Les essais de conduites préfabriqués | 77 |
| 7.3.1 | Essai à l'écrasement..... | 77 |
| 7.3.2 | Essai d'étanchéité | 77 |
| 7.3.3 | Essai de corrosion (chimique) | 77 |
| 7.4 | Pose de canalisation..... | 77 |
| 7.4.1 | Les conditions de pose..... | 77 |
| 7.4.2 | Les modes de pose | 78 |
| | Mauvais terrain..... | 78 |
| | Terrain très mauvais | 78 |
| 7.5 | Les ouvrages annexes | 78 |
| 7.6 | Les ouvrages normaux..... | 78 |
| 7.6.1 | Les branchements particuliers | 79 |
| 7.6.2 | Les bouches d'égout | 79 |
| 7.6.3 | les regards | 80 |
| 7.7 | Les ouvrages spéciaux | 83 |
| 7.7.1 | Les déversoirs d'orage..... | 83 |
| 7.7.2 | Types des déversoirs..... | 84 |
| | Dimensionnement du déversoir d'orage (DO01): (latéral) | 85 |
| | Dimensionnement du déversoir d'orage (DO02): (frontal)..... | 88 |
| | Dimensionnement du déversoir d'orage (DO03): (frontal)..... | 89 |
| | Dimensionnement du déversoir d'orage (DO04): (frontal)..... | 91 |
| | Dimensionnement du déversoir d'orage (DO05): (frontal)..... | 92 |
| 7.8 | STATIONS DE RELEVAGE PREFABRIQUEES. | 94 |
| 7.8.1 | Dimensionnement Hydrauliques | 94 |
| 7.8.2 | Calcul de la HMT pour chaque diamètre..... | 95 |

| | | |
|--|---|-----|
| 7.8.3 | Frais d'exploitation..... | 96 |
| 7.8.4 | Frais d'amortissement..... | 97 |
| 7.8.5 | Choix du diamètre économique :..... | 98 |
| CONCLUSION: | | 99 |
| Chapitre VIII: Organisation de chantier..... | | 100 |
| INTRODUCTION..... | | 100 |
| 8.1 | Les étapes de réalisation du projet..... | 100 |
| 8.1.1 | Manutention et stockage des conduites | 100 |
| 8.2 | Choix des engins..... | 103 |
| 8.2.1 | le décapage | 104 |
| 8.2.2 | L'excavation des tranchées..... | 105 |
| 8.2.3 | Remblai des tranchées: | 105 |
| 8.2.4 | Le compactage..... | 106 |
| 8.3 | Détermination des différents volumes des travaux..... | 106 |
| 8.4 | Devis quantitatif et estimatif..... | 109 |
| Conclusion..... | | 109 |

Conclusion générale

LISTE DE FIGURES

FIGURE CHAPITRE I

| | |
|--|---|
| Figure 1-1:Carte géographique de la commune de BOUMERDES..... | 2 |
| Figure 1-2: Commune limitrophe de Boumerdes..... | 2 |
| Figure 1-3:Localisation de la zone d'étude | 3 |
| Figure 1-4carte des pentes de la zone d'étude | 4 |
| Figure 1-5:Répartition mensuelle de la température | 6 |
| Figure 1-6:Précipitations moyennes mensuelles (1973-2016) | 8 |
| Figure 1-7:ressource en eau d'el kerma centre (Source : BET AH2E) | 9 |

FIGURE CHAPITRE II

| | |
|---|----|
| Figure 2-1:Ajustement graphique à la loi de Gumbel des Pjmax | 19 |
| Figure 2-2:Ajustement graphique à la loi de GEV des Pjmax | 21 |
| Figure 2-3:Ajustement graphique à la loi Log-normale des Pjmax | 22 |
| Figure 2-5:Graphe comparatif des lois d'ajustement adéquat..... | 23 |
| Figure 2-6:Courbe IDF des intensités pour des différentes périodes de retours. | 26 |

FIGURE CHAPITRE III

| | |
|--|----|
| Figure 3-1:Schéma perpendiculaire | 39 |
| Figure 3-2:Schéma par déplacement latéral. | 39 |
| Figure 3-3:Schéma à collecteur transversal ou oblique..... | 40 |
| Figure 3-4:Schéma par zones étagées. | 40 |
| Figure 3-5:Schéma radial. | 41 |

FIGURE CHAPITRE V

| | |
|--|----|
| Figure 5-1:Pourcentage de l'état des regards | 53 |
| Figure 5-2: Répartition du réseau d'assainissement d'El Kerma | 54 |
| Figure 5-3:Regard R39 qui dirige les eaux vers SR05 (Source : BET AH2E) | 55 |
| Figure 5-4:Regard R17 complètement bouché (Source : BET AH2E) | 55 |
| Figure 5-5:Regard R77 présence des déchets solides (Source : BET AH2E) | 55 |
| Figure 5-6:Regard R255 siphon RN24 inondé (Source : BET AH2E) | 56 |
| Figure 5-7:Regard R62 se trouve à l'intérieur d'une localité (Source : BET AH2E) | 56 |
| Figure 5-8:vue sur le regard de réception de station de relevage SR04. (Source : BET AH2E) ... | 61 |
| Figure 5-9:vue sur l'état de dégrilleur de la station SR04. (Source : BET AH2E) | 62 |
| Figure 5-10:vue sur le regard de réception de poste de relevage existant (sr5) (Source : BET AH2E) | 63 |
| Figure 5-11:vue sur l'état de dégrilleur(SR5). (Source : BET AH2E) | 64 |
| Figure 5-12:vue sur le dissableure de station de relevage SR06. (Source : BET AH2E) | 65 |

FIGURE CHAPITRE VII

| | |
|---|-----|
| Figure 7-1:Joints sur tuyaux en amiante ciment..... | 75 |
| Figure 7-2: Joints sur tuyaux en béton | 76 |
| Figure 7-3:Exemple d'un regard simple..... | 82 |
| Figure 7-4:Choix du diamètre économique..... | 99 |
| 8-1:Pose du lit de sable..... | 101 |
| 8-2:Niveleuse | 104 |
| 8-3:Bulldozer..... | 104 |
| 8-4:Pelle à chenille | 105 |
| 8-5:Chargeuse..... | 105 |
| 8-6:Compacteur à rouleaux lisses. | 106 |

LISTE DE TABLEAUX

TABLEAU CHAPITRE I

| | |
|---|---|
| Tableau 1-1:caractéristiques de la station climatologique de DELLYS | 5 |
| Tableau 1-2:Températures moyennes mensuelles | 5 |
| Tableau 1-3:Durée moyennes mensuelles d'ensoleillement/jour (1994-2010)..... | 6 |
| Tableau 1-4:vitesse du vent mensuelles en m/s..... | 7 |
| Tableau 1-5:L'évaporation mensuelle..... | 7 |
| Tableau 1-6:Précipitations moyennes mensuelles (1973-2016) | 8 |

TABLEAU CHAPITRE II

| | |
|--|----|
| Tableau 2-1:Identification de la station pluviométrique de REGHAIA | 11 |
| Tableau 2-2:La série pluviométrique (station de REGHAIA) 1973-2016..... | 12 |
| Tableau 2-3:Caractéristique de la série pluviométrique..... | 14 |
| Tableau 2-4:Calcul des paramètres du test de la médiane | 14 |
| Tableau 2-5: Résultats du test de la médiane. | 14 |
| Tableau 2-6 :Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran) | 19 |
| Tableau 2-7:Résultat de l'ajustement à la loi GEV (Hyfran)..... | 20 |
| Tableau 2-8:Résultat de l'ajustement à la loi Log-normale (Hyfran) | 22 |
| Tableau 2-9:Résultat du test de Pearson χ^2 | 24 |
| Tableau 2-10:Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensité | 26 |

TABLEAU CHAPITRE III

| | |
|---|----|
| Tableau 3-1 Estimation de l'évolution de la population..... | 29 |
| Tableau 3-2:Les sous bassins de la Zone d'étude (EL Kerma) | 29 |
| Tableau 3-3:Les sous bassins de la Zone d'étude (EL Kerma) (suite) | 29 |

| | |
|---|----|
| Tableau 3-4: Coefficient de ruissellement en fonction de la Catégorie D'urbanisation. | 30 |
| Tableau 3-5: Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence. | 31 |
| Tableau 3-6: Coefficient de ruissellement relatif à divers quartiers. | 31 |
| Tableau 3-7: Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces... | 32 |
| Tableau 3-8: Valeurs de coefficients de ruissellement pour chaque sous bassin | 32 |
| Tableau 3-9: Nombre d'habitants pour chaque sous bassin..... | 34 |
| Tableau 3-10: Avantages et inconvénients du système unitaire. | 36 |
| Tableau 3-11: Avantages et inconvénients du système séparatif..... | 37 |
| Tableau 3-12: Les critères de choix d'un système d'assainissement. | 38 |

TABLEAU CHAPITRE V

| | |
|---|----|
| Tableau 5-1: Caractéristiques des collecteurs diagnostiqués. | 53 |
| Tableau 5-2: Résultats du diagnostic physique du collecteurs..... | 58 |
| Tableau 5-3: caractéristiques technique de station de relevage | 62 |
| Tableau 5-4: caractéristiques technique de station de relevage SR05. | 64 |
| Tableau 5-5: caractéristiques technique de station de relevage SR06 | 65 |

TABLEAU CHAPITRE VII

| | |
|--|-----|
| Tableau 7-1: Dimensionnement du regard en fonction des dimensions des conduites..... | 82 |
| Tableau 7-2: La HMT en fonction du diamètre | 96 |
| Tableau 7-3: Prix d'un Kwh..... | 97 |
| Tableau 7-4: Frais d'exploitation en fonction du diamètre | 97 |
| Tableau 7-5: Frais d'amortissement en fonction du diamètre..... | 98 |
| Tableau 7-6: Bilan des couts en fonction des diamètres. | 98 |
| Tableau 8-1: devis quantitatif et estimatif du projet | 109 |

Liste des planches

Planche N°01 : Réseau d'assainissement existant.

Planche N°02 : Tracé du réseau projeté.

Planche N°03 : Profil en long du collecteur principal N° :01

Planche N°04 : Profil en long du collecteur principal N° :02 et 03

Planche N°05 : Les ouvrages annexes.

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est une substance indispensable à la vie sur terre depuis sa création et a toujours été la priorité absolue de la vie humaine. Tout au long de son histoire, l'homme a toujours utilisé cette eau comme source de vie, de développement et d'amélioration des modes de vie.

L'assainissement est une technologie qui consiste à évacuer hydrauliquement de grandes quantités d'eaux usées et d'eaux pluviales vers le collecteur pour s'assurer qu'elles sont rejetées à la sortie avec le moins d'estimation et de quantification, et pour éviter la stagnation des déchets accumulés d'une agglomération urbaine dans des conditions satisfaisantes pour la santé publique et l'environnement.

Le développement rapide de la population urbaine et les changements de mode de vie ont conduit à une augmentation rapide de la structure zones urbaines et besoins impliquant de grandes surfaces étanches l'eau, cette dernière est augmentée en permanence d'émissions de polluants. Abondance et densité des produits nocifs emportés par les eaux usées, neutralisant de plus en plus la qualité limitée des ressources mondiales en eau.

Dans cet aspect ; notre étude porte sur le diagnostic de réseau d'assainissement de l'agglomération d'EL-KERMA wilaya de BOUMERDES, l'étude vise à faire une diagnostique sur le réseau existant que ce soit au niveau des canalisations et leurs dimensions et que ce soit au niveau du collecteur de rejet avec des données sur notre zone d'étude que nous avons avoir pour trouver une solution pour éviter la défaillance de ce dernier et le risque de contamination menacer les zones agricoles et l'eau

CHAPITRE I: PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE.

INTRODUCTION

La présentation de la zone d'étude est une étape essentielle pour toute étude en hydraulique, qui consiste à décrire le site du point de vue : géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique ... ; afin de bien déterminer les facteurs influents sur la conception de l'étude.

1.1 SITUATION GEOGRAPHIQUE

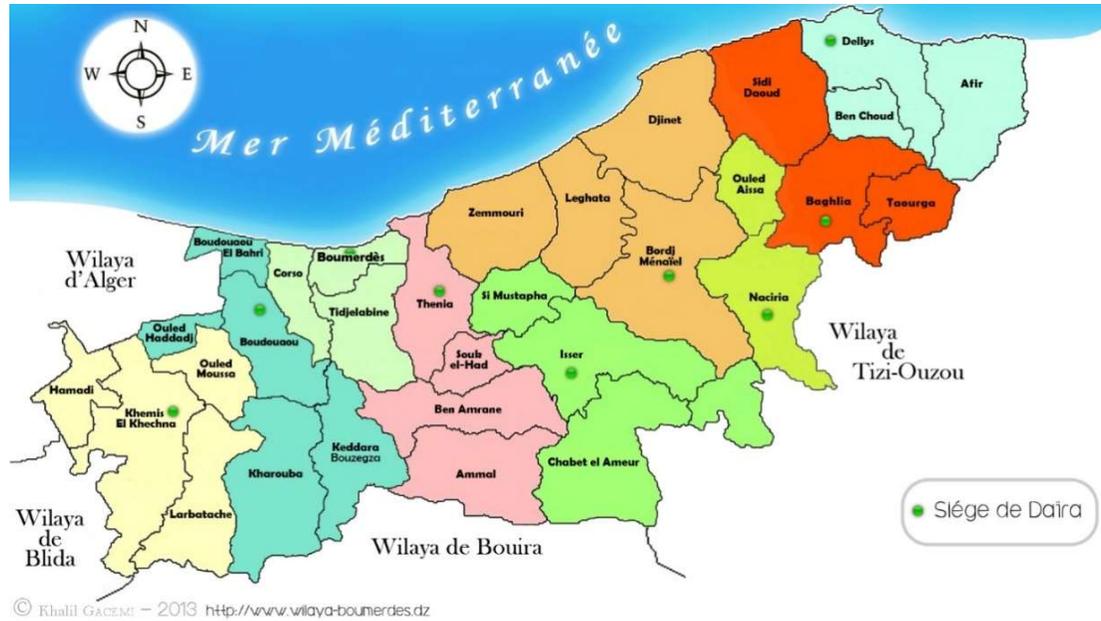
1.1.1 Présentation de la Wilaya de Boumerdes

La wilaya se situe au nord du pays sur 100 km du littoral à 45 km d'Alger, et couvre une superficie de 1456,16 km² et possède un littoral de 100 kilomètres, Elle est délimitée :

- au Nord, par la Méditerranée.
- à l'Ouest, par les wilayas d'Alger et Blida.
- à l'Est, par la wilaya de Tizi-Ouzou.
- au Sud, par la wilaya de Bouira.

1.1.2 Présentation de la Commune de Boumerdes :

C'est la capitale de la wilaya, La ville se compose de deux agglomérations principales: Boumerdès et l'agglomération El Karma (notre zone d'étude) au pied du Jebel Bou Arous (anciennement agglomération du Figuier) et de deux agglomérations secondaires, Aliliguia et Ouled Abdelkrim.



Source (<http://wilaya-boumerdes.dz>)

Figure 1-1: Carte géographique de la commune de BOUMERDES

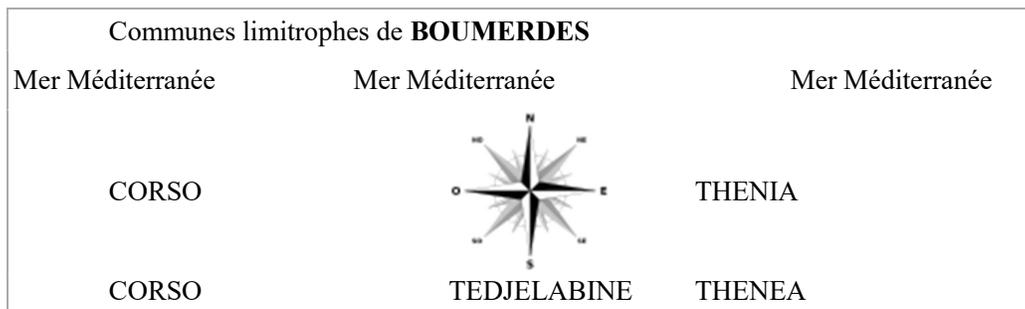


Figure 1-2: Commune limitrophe de Boumerdes

1.1.3 Localisation de la zone d'étude

La zone d'étude est située au niveau l'agglomération secondaire el kerma centre

L'aire d'étude est délimitée comme suite :

- Au Nord : la mer méditerranée
- Au Sud : Terres agricoles/ forêt
- A l'Est : la commune de THENIA
- A l'Ouest : oued

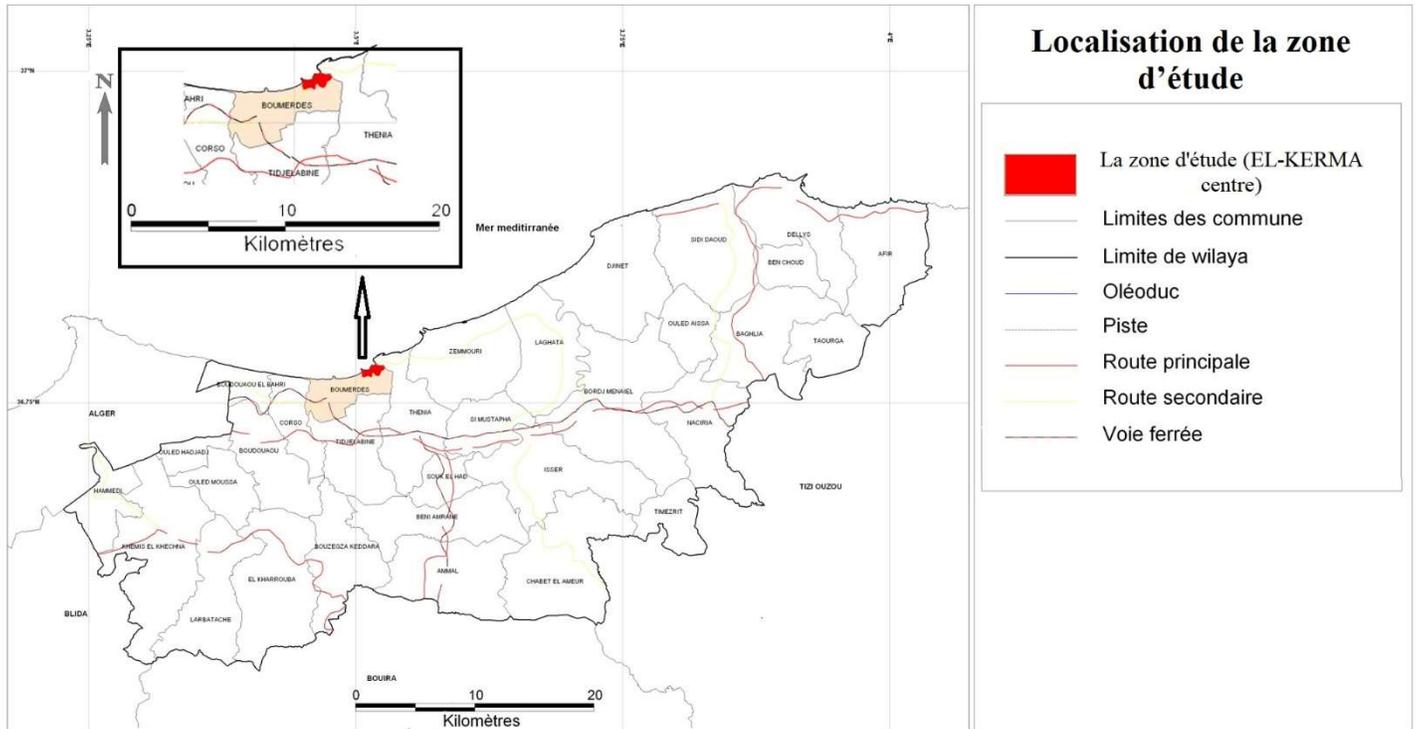


Figure 1-5: Localisation de la zone d'étude

1.2 SITUATION TOPOGRAPHIQUE

L'étude topographique joue un rôle important dans la conception du réseau d'assainissement, vu que l'évacuation des eaux s'effectue avec un écoulement gravitaire, sauf dans le cas de contre pente où le relief exige un relevage.

Notre zone d'étude présente une très grande pente dans la partie nord de la zone (2% jusqu'à 18% comme le montre la figure suivant :

carte des pentes de la zone d'étude

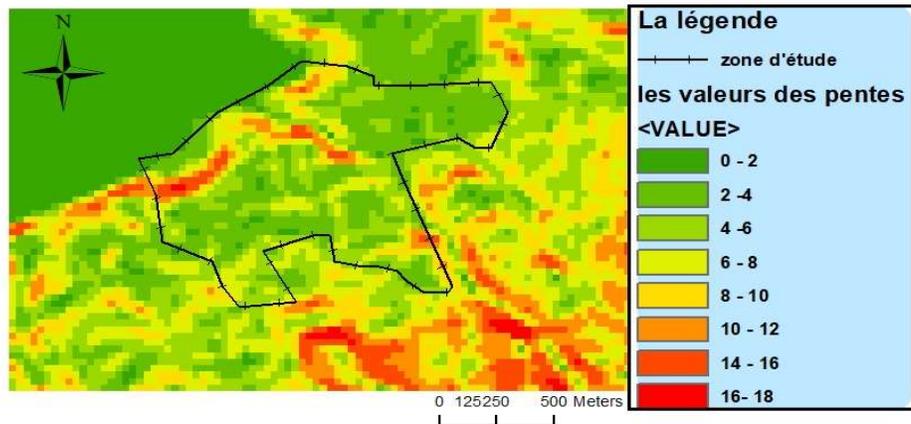


Figure 1-4carte des pentes de la zone d'étude

1.3 SITUATION GEOLOGIQUE

La géologie étudie la nature du sol pour déterminer le mode de réalisation des tranchées et les engins à utiliser, L'aire de l'étude présente une grande partie construite sur des formations quaternaires de 10 à 30 m d'épaisseur de nature essentiellement sablo-limoneuse.

1.4 SISMICITE

Notre zone d'étude se situe à la frontière entre les plaques africaine et eurasienne, formant ainsi une zone de compression. La zone compressée apparaît sous la forme de plusieurs poussées et défauts. Parce qu'il est situé entre deux plaques tectoniques, de nombreux tremblements de terre se sont produits dans cette zone

1.5 SITUATION CLIMATIQUE

Nous prenons en compte dans notre étude les données de la station climatologique de DELLYS qui est la plus représentative de la zone d'étude. La région est caractérisée par un climat chaud en été (souvent plus de 30°C) et humide en hiver. Juillet et août sont les mois les plus chauds.

Tableau 1-1:caractéristiques de la station climatologique de DELLYS

| Stations | Coordonnées Lambert | | | Période d'observation |
|---------------|---------------------|--------|-------------|-----------------------|
| | X (Km) | Y (Km) | Altitude(m) | |
| DELLYS | 608 | 401,9 | 05 | 1994-2010 |

(Source : ONM,2011)

1.5.1 Température

Les températures constituent un des facteurs majeurs caractéristiques du climat car elles ont une influence importante sur la viscosité de l'eau.

Les valeurs des températures, maximales, minimales et moyennes mensuelles, observées dans la station météorologique de DELLYS, courant la période 1994 à 2010, sont illustrées dans le tableau suivant:

Tableau 1-2:Températures moyennes mensuelles (1994 – 2010)

| Mois | Sep | Oct | Nov | Déc | Jan | Fév | Mars | Avr | Mai | Jun | Juil | Aout | M.A |
|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Tmax | 26,79 | 24,7 | 20,4 | 17,44 | 16,29 | 16,86 | 17,58 | 19,47 | 22,03 | 25,21 | 27,41 | 29,38 | 21,96 |
| Tmoy | 22,82 | 20,8 | 16,7 | 13,91 | 12,6 | 12,82 | 14,34 | 15,68 | 18,27 | 21,95 | 24,62 | 25,3 | 18,31 |
| Tmin | 19,43 | 17,17 | 13,18 | 10,58 | 9,18 | 9,2 | 10,53 | 11,97 | 14,81 | 18,16 | 20,58 | 21,53 | 14,69 |

(Source : ONM,2011)

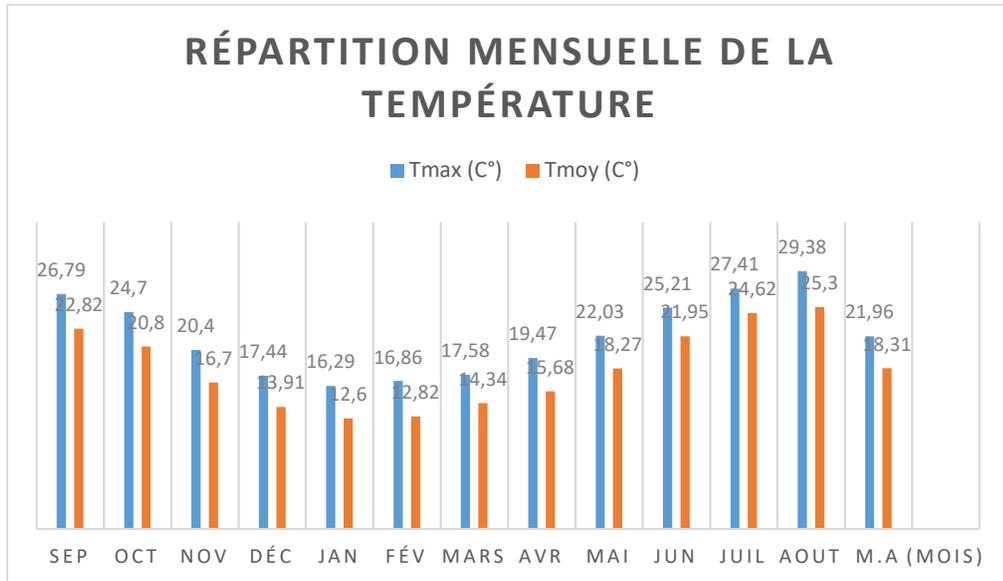


Figure 1-5: Répartition mensuelle de la température (1994 – 2010)

Selon la Figure au-dessus, on peut distinguer deux périodes :

Le gradient de température moyenne du mois le plus froid au mois le plus chaud varie, de 12.6° C à 25.3°C pour la région.

Les mois les plus chauds correspondent à juillet et août, la température moyenne est inférieure à 30°C. Les mois les plus froids sont enregistrés de décembre à février. Les moyennes du mois varient de 12.6 à 13.91 °C.

1.5.2 Ensoleillement

Les moyennes mensuelles de durée en heures d'ensoleillement sont données par le tableau suivant :

Tableau 1-3: Durée moyennes mensuelles d'ensoleillement/jour (1994-2010)

| Mois | Sep | Oct | Nov | Déc | Jan | Fév | Mars | Avr | Mai | Jun | Juil | Aout | M.A |
|---------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|-------|------|------|
| E (h/j) | 8,27 | 7,36 | 5,83 | 4,69 | 5,55 | 6,42 | 6,98 | 7,36 | 8,97 | 10,15 | 10,51 | 8,94 | 7,58 |

(Source : ONM,2011)

Le tableau 1-3 montre l'ensoleillement moyenne mensuelle par jour de notre zone d'étude, nous remarquons la durée maximale était dans le mois de juillet avec 10.51 h/j et la durée minimale était 4.69 dans le mois de janvier.

1.5.3 Le Vent

Les vitesses du vent sont relativement modérées elles varient de 2.58 à 3.95m/s.

Tableau 1-4: vitesses du vent mensuelles en m/s. (1994-2010)

| Mois | Sep | Oct | Nov | Déc | Jan | Fév | Mars | Avr | Mai | Jun | Juil | Aout | M.A |
|--------|------|------|------|------|------|------|------|-----|------|------|------|------|-------|
| V(m/s) | 2,81 | 2,58 | 3,33 | 3,78 | 3,95 | 3,62 | 3,56 | 3,2 | 3,55 | 2,68 | 2,66 | 2,74 | 3,205 |

(Source : ONM,2011)

1.5.4 Evaporation

L'évaporation est un paramètre important du bilan hydrologique, le tableau suivant montre la répartition mensuelle de l'évaporation dans la région.

Tableau 1-5: L'évaporation mensuelle (1994-2010)

| Mois | Sep | Oct | Nov | Déc | Jan | Fév | Mars | Avr | Mai | Jun | Juil | Aout | M.A |
|------------------|-------|-------|------|-------|-------|-------|------|-------|------|------|-------|------|---------|
| Evaporation (mm) | 93,09 | 91,33 | 94,1 | 92,18 | 82,66 | 74,41 | 72 | 71,63 | 77,7 | 77,6 | 85,77 | 93,8 | 1006,27 |

(Source : ONM,2011)

D'après le tableau ci-dessus l'évaporation mensuelle moyenne varie entre 71,63 et 93,8 mm. Sa répartition mensuelle montre une décroissance régulière du mois d'aout au mois de septembre.

1.5.5 La pluviométrie

Pour la pluviométrie nous prenons en compte dans notre étude les données de la station Reghaia, qui est la plus représentative.

Le tableau suivant (Tableau 1-6) présente les précipitations moyennes mensuelles sur une période d'observation de 43 ans (1973-2016) :

Tableau 1-6: Précipitations moyennes mensuelles (1973-2016)

| mois | Sept | Oct | Nov | Dec | Jan | Fév | Mar | Avr | Mai | Jui | Jul | Août | TOTAL |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|------|------|--------|
| P(mm) | 18,59 | 24,59 | 33,24 | 25,75 | 25,55 | 22,17 | 21,37 | 18,65 | 18,80 | 7,22 | 1,88 | 4,30 | 222,11 |
| P(%) | 8,37 | 11,07 | 14,96 | 11,60 | 11,50 | 9,98 | 9,62 | 8,40 | 8,46 | 3,25 | 0,85 | 1,94 | 100 |

(Source : ANRH BLIDA, 2017)

L'analyse des changements de précipitations montre :

- La saison des pluies s'étale d'octobre à mars ; la hauteur maximale des précipitations en novembre est de 33.4 mm.
- Juin, juillet et août sont les mois les plus secs : avec un minimum de précipitations de 0.85 mm au mois de Juillet.

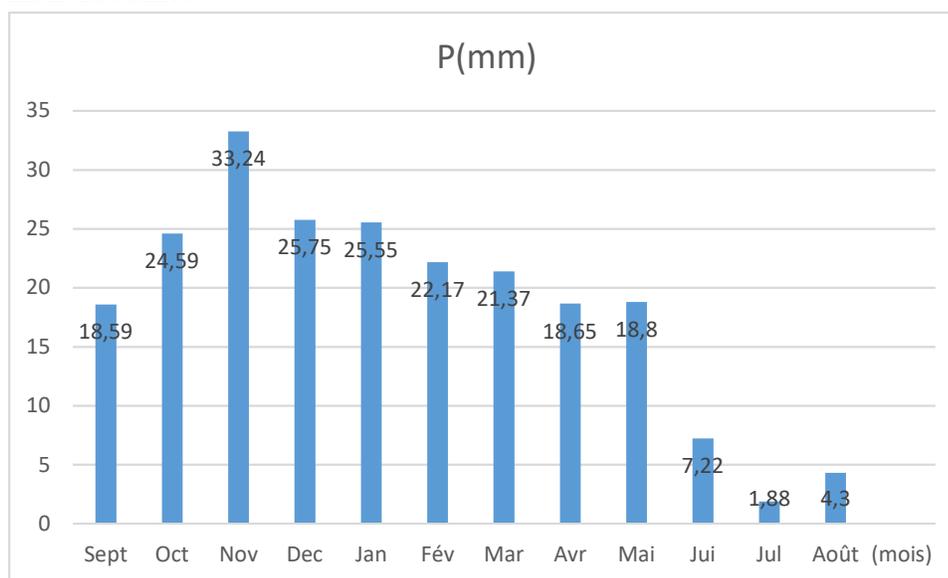


Figure 1-6: Précipitations moyennes mensuelles (1973-2016)

1.6 SITUATION HYDRAULIQUE

1.6.1 Alimentation en eau potable

La ville d'El Kerma est principalement alimentée en eau par la conduite de refoulement de la station de dessalement de Cape déjanté qui est stockée dans les réservoirs existants situés dans la partie haute de la ville d'El Kerma.

La zone d'étude (El kerma centre) est alimentée gravitairement par des réservoirs existants :

- 1- Deux réservoir de volume $V=300\text{m}^3$ el kerma basse secteur militiaire ;
- 2- Réservoir de volume $V=1000\text{m}^3$ el kerma basse secteur militiaire ;
- 3- Réservoir de volume $V=500\text{m}^3$ el kerma haute ;
- 4- Réservoir de volume $V=1000\text{m}^3$ el kerma haute.

Le réseau de distribution recouvre pratiquement la totalité de la ville le système de distribution est présenté dans la figure si dessus :

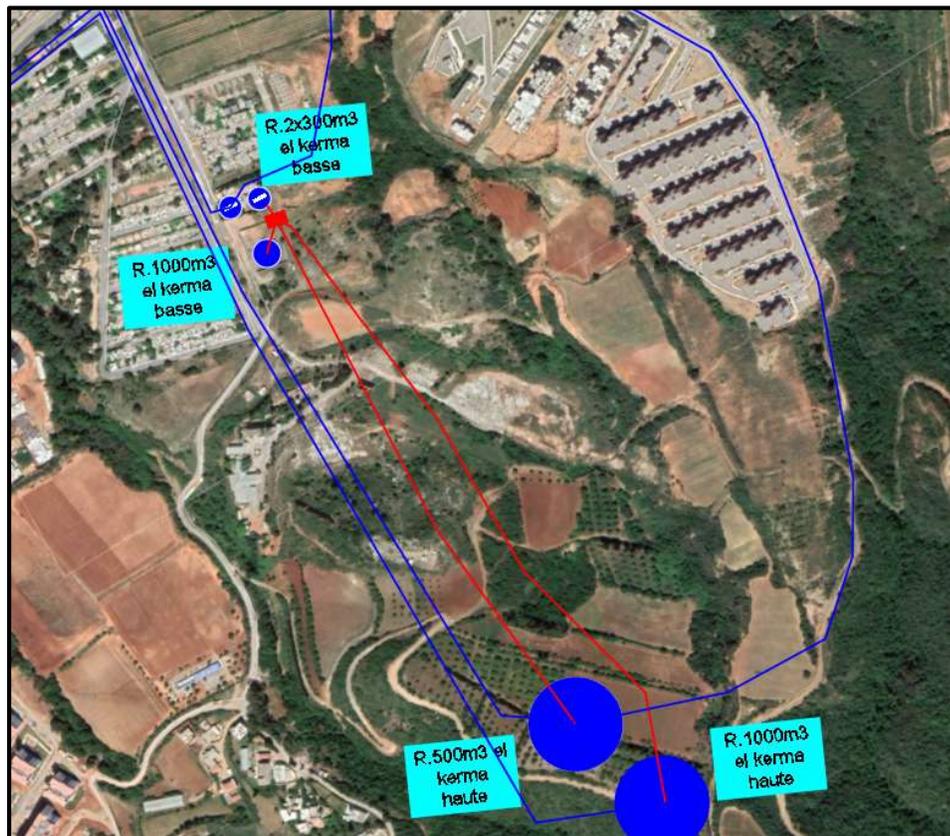


Figure 1-7:ressource en eau d'el kerma centre (Source : Bureau d'études AH2E)

1.7 ASSAINISSEMENT

Le réseau d'assainissement de notre zone d'étude de type unitaire, le réseau est constitué de six points de rejets dans la localité EL KERMA avec plusieurs collecteurs principaux, et chaque collecteur intercepte les eaux usées et pluviales de son bassin versant relatif. il est

constitué par des collecteurs dont les diamètres varient du ø150 jusqu'à ø800, et trois stations de relevage (SR4, SR5, SR6)

CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue climatique, géologie, topographie ainsi que la situation hydraulique. Aussi, nous avons défini les données relatives aux agglomérations. Ces données nous serviront pour entamer notre diagnostic.

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

INTRODUCTION

L'hydrologie est la science de la terre qui s'intéresse au cycle de l'eau, c'est-à-dire aux échanges entre l'atmosphère, la surface terrestre et son sous-sol.

L'hydrologie urbaine constitue un « sous-cycle » de l'eau lié à l'activité humaine : production et distribution de l'eau potable, collecte et épuration des eaux usées et pluviales.

L'étude hydrologique est indispensable pour toute mise en œuvre des projets hydrauliques, protection contre les crues, Assainissement, Drainage, Irrigation et de construction des Barrages.

Elle est la partie la plus importante pour un projet d'assainissement. Cette étude a pour but de déterminer le débit spécifique des eaux pluviales pour une période de retour bien choisie avec un modèle plus adéquate.

2.1 LA SERIE DES DONNEES PLUVIOMETRIQUES

Pour l'étude des précipitations en assainissement on a besoin d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible.

Dans notre étude, on a choisi de travailler avec la série de la station pluviométrique de REGHAIA (code : 020632), cette dernière se situe dans le bassin côtier algérois, (le même bassin de notre zone d'étude).

Cette Station est définie par les coordonnées réunies dans le tableau suivant :

Tableau 2-1: Identification de la station pluviométrique de REGHAIA

| La station de | Code | X (Km) | Y (Km) | Z(m) | Période d'observation |
|---------------|--------|--------|--------|------|-----------------------|
| Reghaia | 020632 | 557.8 | 382.25 | 20 | 1973-2016 |

(Source : ANRH BLIDA,2017)

La station fournit une série pluviométrique comportant les pluies maximales mensuelles et annuelles. Cette série s'étend sur une période d'observation de 44 ans(1973/2016), La série des précipitations maximales journalières est donnée dans le tableau suivant :

Tableau 2-2:La série pluviométrique (station de REGHAIA) 1973-2016

| années | sept | oct | nov | déc | janv | fév | mars | avril | mai | juin | juil | aout | Pmaxj | annuel |
|--------|------|-------|------|------|------|------|------|-------|------|------|------|------|-------|--------|
| 1973 | 98,5 | 26,4 | 17,2 | 43,7 | 33,3 | 34,5 | 87 | 18,7 | 0,20 | 9,50 | 0,60 | 0 | 98,5 | 870,8 |
| 1974 | 11,3 | 47,7 | 40,2 | 13 | 13,5 | 26 | 18,8 | 11 | 19,6 | 18,1 | 0 | 0 | 47,7 | 664,6 |
| 1975 | 3,8 | 9,6 | 42,2 | 30,3 | 36,2 | 30,6 | 10,5 | 9,3 | 14,3 | 5,2 | 20,8 | 11,8 | 42,2 | 813,6 |
| 1976 | 8,3 | 26 | 26,3 | 21,2 | 13,6 | 19,7 | 15,2 | 36 | 22,4 | 3 | 0 | 0 | 36 | 541,5 |
| 1977 | 0 | 5,6 | 32,5 | 3 | 37,6 | 11 | 21,7 | 71,7 | 24,1 | 0,7 | 0 | 0 | 71,7 | 659,2 |
| 1978 | 5,9 | 44,2 | 41 | 21,9 | 18,3 | 25,6 | 48,2 | 9,7 | 2,5 | 3,9 | 0 | 1,7 | 48,2 | 643,5 |
| 1979 | 40,3 | 11,9 | 53 | 33,6 | 30 | 12,7 | 30,7 | 51,4 | 11 | 1,5 | 0 | 0 | 53 | 754,2 |
| 1980 | 0 | 16,4 | 34 | 48,2 | 16,9 | 13,2 | 12 | 13 | 22,2 | 2,3 | 0 | 18,9 | 48,2 | 659,7 |
| 1981 | 2,3 | 22,6 | 10,4 | 19,8 | 33,2 | 24,4 | 16 | 6,9 | 15,8 | 16,5 | 0 | 3,5 | 33,2 | 550,6 |
| 1982 | 41,6 | 31,6 | 63,5 | 26,9 | 1,6 | 37,1 | 18,4 | 6,4 | 2,8 | 0 | 7,8 | 1,4 | 63,5 | 703,4 |
| 1983 | 1 | 20,5 | 19,7 | 34,5 | 46,3 | 21,9 | 12,2 | 12 | 38 | 13,5 | 0 | 0 | 46,3 | 575,4 |
| 1984 | 17,5 | 101,4 | 12,5 | 31,9 | 28 | 12,6 | 34,3 | 2,5 | 30,8 | 0 | 0 | 0 | 101,4 | 894,1 |
| 1985 | 19,3 | 18,6 | 34,4 | 19,6 | 13,6 | 22,1 | 31,5 | 14,1 | 0,7 | 11 | 11,3 | 2,6 | 34,4 | 558,3 |
| 1986 | 37,3 | 6,9 | 38,4 | 36,1 | 27,2 | 44 | 3,5 | 0 | 2 | 17,8 | 1,2 | 0 | 44 | 629,8 |
| 1987 | 24,2 | 19,7 | 41,2 | 14,4 | 18 | 8,5 | 34 | 15 | 8,4 | 20,4 | 0,7 | 0 | 41,2 | 482,2 |
| 1988 | 31,3 | 1,9 | 38,5 | 25,7 | 8,5 | 9,1 | 4,5 | 10,4 | 0 | 0 | 0,2 | 0 | 38,5 | 296,2 |
| 1989 | 7,9 | 12,5 | 9,7 | 6,6 | 2,9 | 0 | 6,3 | 14,8 | 9,5 | 4,6 | 13,8 | 0 | 14,8 | 203,5 |
| 1990 | 0,5 | 28 | 16,2 | 19,3 | 20 | 19,7 | 10,4 | 15 | 11,7 | 7,6 | 0 | 0,4 | 28 | 401 |
| 1991 | 40,6 | 24,4 | 25,5 | 3,1 | 48,8 | 16,5 | 17,4 | 30,4 | 28,6 | 10,1 | 3,7 | 0 | 48,8 | 644,6 |
| 1992 | 2,7 | 42,9 | 94,8 | 20,7 | 14,3 | 23,2 | 4 | 13,4 | 14,7 | 0,4 | 2,1 | 0 | 94,8 | 493,1 |
| 1993 | 26,6 | 15,8 | 28,3 | 23 | 34 | 16,3 | 0,3 | 18,4 | 2,9 | 0 | 0 | 0 | 34 | 355,6 |

(Source : ANRH BLIDA,2017)

| années | sept | oct | nov | déc | janv | fév | mars | avril | mai | juin | juil | aout | Pmaxj | annuel |
|--------|------|------|------|------|------|------|------|-------|-------|------|------|------|-------|--------|
| 1994 | 14,2 | 26,9 | 30,6 | 28,8 | 45,2 | 32,7 | 27,8 | 11,2 | 0 | 16,2 | 0 | 20,4 | 45,2 | 628,2 |
| 1995 | 12,4 | 40,8 | 9,8 | 22 | 24,6 | 21 | 18 | 49,2 | 10,7 | 50,8 | 1,2 | 1,7 | 50,8 | 685,8 |
| 1996 | 21,9 | 44 | 12 | 4,3 | 12 | 8,5 | 11,9 | 43,4 | 6 | 6,8 | 2,6 | 22,2 | 44 | 304,4 |
| 1997 | 64 | 15,9 | 34,1 | 51 | 19,6 | 37,2 | 22,2 | 32,6 | 59,6 | 6,1 | 0 | 0,9 | 64 | 737,2 |
| 1998 | 5,3 | 23,8 | 24,4 | 26,6 | 37,5 | 43,7 | 22,3 | 9,1 | 0,6 | 4 | 0 | 4,6 | 43,7 | 607,3 |
| 1999 | 23 | 29,6 | 40,3 | 35,9 | 9 | 7,3 | 36,8 | 8 | 37,3 | 1,1 | 0 | 0 | 40,3 | 561 |
| 2000 | 5,5 | 25,2 | 22,4 | 14,6 | 31,5 | 24,7 | 0 | 13,1 | 3,4 | 0 | 0 | 0 | 31,5 | 407,1 |
| 2001 | 19,6 | 13,8 | 49 | 21,2 | 13,8 | 2,9 | 11,7 | 6,6 | 9,1 | 0 | 1,2 | 8,4 | 49 | 345,5 |
| 2002 | 11,8 | 22,5 | 37,6 | 30 | 45,2 | 25,3 | 12 | 32,3 | 4,4 | 0 | 0 | 0 | 45,2 | 840,3 |
| 2003 | 23,5 | 13,5 | 13 | 20,7 | 46,6 | 20,7 | 40,6 | 23,5 | 77,4 | 0 | 0 | 0 | 77,4 | 719,2 |
| 2004 | 3,1 | 21 | 53 | 52,4 | 31,6 | 18,6 | 16,9 | 10,2 | 1,2 | 0 | 0 | 0 | 53 | 595,5 |
| 2005 | 8 | 24,6 | 44 | 25,3 | 26,4 | 27,6 | 16 | 1,9 | 105,3 | 0,6 | 0 | 5,9 | 105,3 | 777 |
| 2006 | 20,5 | 5,3 | 10,3 | 37,1 | 6 | 13,8 | 23,4 | 24,2 | 9,8 | 2,7 | 5 | 0 | 37,1 | 580,7 |
| 2007 | 29,8 | 36,4 | 60,8 | 27,2 | 5 | 7 | 10,8 | 4,8 | 25,3 | 2,4 | 8,3 | 0 | 60,8 | 663,5 |
| 2008 | 12,5 | 17,1 | 35,8 | 31,4 | 21,6 | 9,2 | 16,1 | 23,3 | 5,1 | 0 | 0 | 0 | 35,8 | 692 |
| 2009 | 62,3 | 6 | 53,2 | 38,1 | 28,2 | 14,3 | 48,6 | 23,8 | 18,8 | 2,9 | 2,3 | 20,9 | 62,3 | 706,1 |
| 2010 | 9,4 | 32,5 | 22,6 | 24,2 | 23,1 | 62,2 | 30,3 | 22 | 32,6 | 9,4 | 0 | 0 | 62,2 | 815,4 |
| 2011 | 26,4 | 14 | 46 | 19,4 | 29 | 52,2 | 29 | 42 | 11,7 | 0,4 | 0 | 55,2 | 55,2 | 960,7 |
| 2012 | 3 | 41,2 | 25,3 | 13 | 30,4 | 26,5 | 15 | 26,7 | 84,3 | 7,4 | 0 | 8,8 | 84,3 | 740 |
| 2013 | 8,1 | 15,2 | 47,1 | 40,4 | 26,8 | 8,7 | 24,6 | 1,2 | 4,5 | 41,1 | 0 | 0 | 47,1 | 665,5 |
| 2014 | 2,1 | 32 | 20,8 | 38,6 | 33 | 40,9 | 17,7 | 0 | 6,9 | 16 | 0 | 0 | 40,9 | 577 |
| 2015 | 8,1 | 38,4 | 26,3 | 0 | 42,2 | 36 | 27,5 | 21,8 | 30 | 0 | 0 | 0 | 42,2 | 590,2 |
| 2016 | 2,7 | 7,5 | 24,5 | 34,5 | 40,1 | 5,7 | 24 | 9,5 | 1 | 3,8 | 0 | 0 | 40,1 | 522,3 |

(Source : ANRH BLIDA,2017)

2.2 ANALYSES DES DONNEES STATISTIQUES

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observations de précipitations maximales journalières. Les caractéristiques de cette série sont :

- La moyenne interannuelle des précipitations maximales journalières $P_{\max,j}$, durant 44ans d'observation :

$$\overline{P_{\max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{\max,j}}{n} \quad (2.1)$$

$$\overline{P_{\max,j}} = 51.97$$

- L'écart type « $\sigma_{P_{\max,j}}$ », Pour $n \geq 30$ ans on a :

$$\sigma_{P_{\max,j}} = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (P_{\max,j} - \overline{P_{\max,j}})^2}{n}} \right] \quad (2.2)$$

$$\sigma_{P_{\max,j}} = 20.07$$

- Coefficient de variation : « C_v » :

$$C_v = \frac{\sigma_{P_{\max,j}}}{\overline{P_{\max,j}}} \quad (2.3)$$

$$C_v = 0.386$$

Tableau 2-3:Caractéristique de la série pluviométrique

| | |
|-----------------------|-------|
| La taille de la série | 44.00 |
| La valeur Min. (mm) | 14.80 |
| La valeur Max.(mm) | 105.3 |
| La moyenne (mm) | 51.97 |
| L'écart-type (mm) | 20.07 |
| La médiane (mm) | 46.7 |

Remarque : L'exposant climatique pour notre région $b=0,34$ est donné par l'A.R.N.H BLIDA.

2.3 HOMOGENEISATION DES DONNEES

Les lois d'ajustement sont nombreuses et ne peuvent être appliquées à un échantillon que si les conditions Homogénéité - Stationnarité sont réunies. Pour cela, nous utilisons le test de la médiane, dont les étapes sont les suivantes :

- 1- Trier la série par ordre croissant.
- 2- Déterminer la valeur M de la médiane d'ordre m (de telle sorte que 50% des x_i soient inférieurs à x et 50% des x_i soient supérieure à x). Deux cas sont alors possibles :
 - Si N est impair, on prend la $\left(\frac{N+1}{2}\right)^{\text{ième}}$ valeur.
 - Si N est pair, on prend la moyenne entre la $\left(\frac{N}{2}\right)^{\text{ième}}$ valeur et la $\left(\frac{N}{2} + 1\right)^{\text{ième}}$ valeur.

On a : $N = 44$, donc : $M = \frac{P(22)+p(23)}{2} = \frac{46,3+47+}{2}$, alors la médiane est : **$M = 46.7$**

mm.

- 3- Pour la série non triée, attribuer à chaque valeur un signe (+) si $x_i > M$ ou bien un signe (-) si $x_i < M$.

Les calculs des étapes précédentes sont résumés dans le tableau II-4 (la page suivante).

- 4- Calculons les quantités N_S et T_S tel que : N_S est le nombre total des séries (+) ou (-), et T_S est la taille de la plus grande série (+) ou (-).

Pour un seuil de signification compris entre 91% et 95%, les conditions du test sont :

$$N_S > \frac{1}{2}(N + 1 - 1.96 \times \sqrt{N + 1})$$

$$T_S < 3.3 [\log_{10}(N) + 1]$$

Tableau 2-4: Calcul des paramètres du test de la médiane

| Série triée par ordre croissant | | | Série non triée | | |
|---------------------------------|-------|---------|-----------------|---------|-------|
| années | ordre | Pannuel | années | Pannuel | signe |
| 1989 | 1 | 203,5 | 1973 | 870,8 | + |
| 1988 | 2 | 296,2 | 1974 | 664,6 | + |
| 1996 | 3 | 304,4 | 1975 | 813,6 | + |
| 2001 | 4 | 345,5 | 1976 | 541,5 | - |
| 1993 | 5 | 355,6 | 1977 | 659,2 | + |
| 1990 | 6 | 401 | 1978 | 643,5 | + |
| 2000 | 7 | 407,1 | 1979 | 754,2 | + |
| 1987 | 8 | 482,2 | 1980 | 659,7 | + |
| 1992 | 9 | 493,1 | 1981 | 550,6 | + |
| 2016 | 10 | 522,3 | 1982 | 703,4 | + |
| 1976 | 11 | 541,5 | 1983 | 575,4 | - |
| 1981 | 12 | 550,6 | 1984 | 894,1 | + |
| 1985 | 13 | 558,3 | 1985 | 558,3 | - |
| 1999 | 14 | 561 | 1986 | 629,8 | - |
| 1983 | 15 | 575,4 | 1987 | 482,2 | - |
| 2014 | 16 | 577 | 1988 | 296,2 | - |
| 2006 | 17 | 580,7 | 1989 | 203,5 | - |
| 2015 | 18 | 590,2 | 1990 | 401 | - |
| 2004 | 19 | 595,5 | 1991 | 644,6 | + |
| 1998 | 20 | 607,3 | 1992 | 493,1 | - |
| 1994 | 21 | 628,2 | 1993 | 355,6 | - |
| 1986 | 22 | 629,8 | 1994 | 628,2 | - |
| 1978 | 23 | 643,5 | 1995 | 685,8 | + |
| 1991 | 24 | 644,6 | 1996 | 304,4 | - |
| 1977 | 25 | 659,2 | 1997 | 737,2 | + |
| 1980 | 26 | 659,7 | 1998 | 607,3 | + |

| Série triée par ordre croissant | | | Série non triée | | |
|---------------------------------|-------|-------|-----------------|---------|-------|
| années | ordre | Pmaxj | années | Pannuel | signe |
| 2007 | 27 | 664,6 | 1999 | 561 | - |
| 1974 | 28 | 665,5 | 2000 | 407,1 | - |
| 2013 | 29 | 685,8 | 2001 | 345,5 | - |
| 1995 | 30 | 692 | 2002 | 840,3 | - |
| 2008 | 31 | 703,4 | 2003 | 719,2 | + |
| 1982 | 32 | 706,1 | 2004 | 595,5 | + |
| 2009 | 33 | 719,2 | 2005 | 777 | - |
| 2003 | 34 | 737,2 | 2006 | 580,7 | + |
| 1997 | 35 | 740 | 2007 | 663,5 | - |
| 2012 | 36 | 754,2 | 2008 | 692 | + |
| 1979 | 37 | 777 | 2009 | 706,1 | + |
| 2005 | 38 | 813,6 | 2010 | 815,4 | + |
| 1975 | 39 | 815,4 | 2011 | 960,7 | + |
| 2010 | 40 | 840,3 | 2012 | 740 | + |
| 2002 | 41 | 870,8 | 2013 | 665,5 | + |
| 1973 | 42 | 894,1 | 2014 | 577 | + |
| 1984 | 43 | 960,7 | 2015 | 590,2 | - |
| 2011 | 44 | 664,6 | 2016 | 522,3 | - |

Tableau 2-5: Résultats du test de la médiane.

| Paramètre | Valeur | Comparaison |
|---|--------------|---|
| N_s | 22 | $22 > 16.07 \rightarrow$ condition n°1 vérifiée |
| $\frac{1}{2}(N + 1 - 1.96 \times \sqrt{N + 1})$ | 16.07 | |
| T_s | 6 | $6 < 8.72 \rightarrow$ condition n°2 vérifiée |
| $3.3 [\log_{10}(N) + 1]$ | 8.72 | |

Interprétation : d'après les résultats du test de la médiane (Tableau 2-5), on conclut que la série des pluies maximales journalières est homogène.

2.4 AJUSTEMENT DE LA SERIE

Puisque les régimes pluviométriques sont très irréguliers, la série pluviométrique obéit à une loi dissymétrique, les trois lois généralement utilisées sont :

- La loi de GUMBEL.
- La loi de GALTON (Loi log normale).
- la loi GEV.

2.4.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

La fonction de répartition de la loi de Gumbel :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (2.4)$$

Sachant que « y » est la variable réduite de la loi de Gumbel :

$$y = \frac{x-x_0}{\alpha} = -\ln[-\ln(F(x))] \quad (2.5)$$

Avec :

x : variable étudiée ($P_{\max,j}$) ; x_0 : paramètre de position (ordonnée à l'origine).

α : paramètre de l'échelle ($\alpha > 0$) appelé aussi « gradex ».

L'expression de quantile est alors :

$$x = \alpha y + x_0 \quad (2.6)$$

Les paramètres de la loi de Gumbel, par la méthode du maximum de vraisemblance :

$$\alpha = 15.232 \quad ; \quad x_0 = 43.1471 \text{ mm}$$

❖ Résultats de l’ajustement à la loi de Gumbel sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 2-6 :Résultat de l’ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran)

| T | Q | XT | STANDARD | IC |
|-------|--------|-------|----------|----------------|
| 100.0 | 0.9900 | 113.2 | 9.403 | 94.78 - 131.6 |
| 50.0 | 0.9800 | 102.6 | 8.174 | 94.78 - 131.7 |
| 20.0 | 0.9500 | 88.39 | 6.561 | 94.78 - 131.8 |
| 10.0 | 0.9000 | 77.42 | 5.351 | 94.78 - 131.9 |
| 5.0 | 0.8000 | 65.99 | 4.156 | 94.78 - 131.10 |
| 2.0 | 0.5000 | 48.73 | 2.688 | 94.78 - 131.11 |

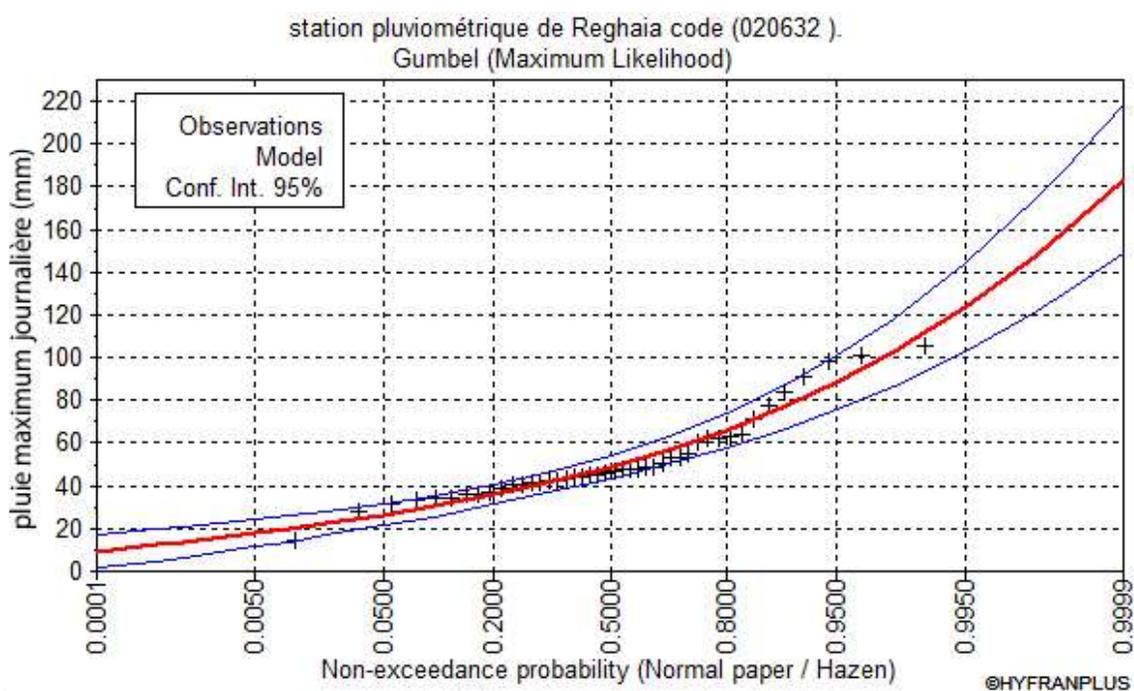


Figure 2-1:Ajustement graphique à la loi de Gumbel des Pjmax

2.4.2 Ajustement à la loi GEV

La fonction de répartition de la loi d'extrémum généralisée :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (2.7)$$

Sachant que « y » est la variable réduite :

$$y = -\frac{1}{k} \ln \left[1 - \frac{k}{\alpha} (x - u) \right] \quad (2.8)$$

Avec :

x : variable étudiée ($P_{\max,j}$).

u : paramètre de position

α : paramètre de dispersion ($\alpha > 0$).

k : paramètre de forme appelé indice des valeurs extrêmes.

L'expression de quantile est alors :

$$x = u + \frac{\alpha}{k} (1 - e^{-ky}) \quad 2.9$$

Les paramètres de la loi par la méthode du maximum de vraisemblance :

$$u = \mathbf{43.2018} \text{ mm} \quad ; \quad \alpha = 14.9298 \quad ; \quad k = \mathbf{-0.00946559}$$

Résultats de l'ajustement à la loi d'extrémum généralisé :

Tableau 2-7: Résultat de l'ajustement à la loi GEV (Hyfran)

| T | Q | XT | STANDARD | IC |
|-------|--------|-------|----------|----------------|
| 100.0 | 0.9900 | 113.4 | 16.88 | 80.30 - 146.5 |
| 50.0 | 0.9800 | 102.5 | 12.53 | 80.30 - 146.6 |
| 20.0 | 0.9500 | 88.18 | 8.080 | 80.30 - 146.7 |
| 10.0 | 0.9000 | 77.16 | 5.705 | 80.30 - 146.8 |
| 5.0 | 0.8000 | 65.76 | 4.120 | 80.30 - 146.9 |
| 2.0 | 0.5000 | 48.68 | 2.810 | 80.30 - 146.11 |

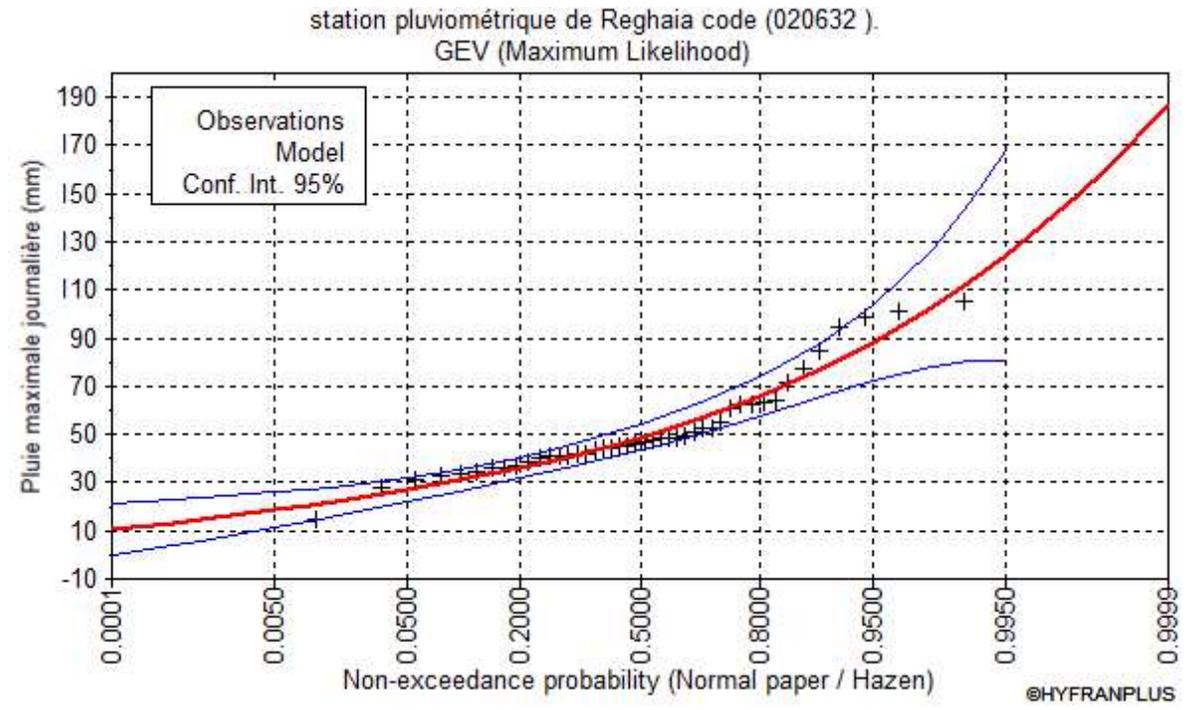


Figure 2-2: Ajustement graphique à la loi de GEV des P_{jmax}

2.4.3 Ajustement à la loi de Galton (Log-normale)

La fonction de répartition de la loi Log-normale :

$$F(x) = \sqrt{2\pi} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du \quad (2.10)$$

Sachant que « u » est la variable centrée réduite de Gauss :

$$u = \frac{\ln(x) - \overline{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}} \quad (2.11)$$

Avec :

x : variable étudiée (P_{max,j}).

$\overline{\ln(x)}$: la moyenne des logarithmes de la variable x

$\sigma_{\ln(x)}$: l'écart-type des logarithmes de la variable x.

L'expression de quantile est alors :

$$\ln(x) = u \sigma_{\ln(x)} + \overline{\ln(x)} \quad (2.12)$$

Les paramètres de la loi par la méthode du maximum de vraisemblance :

$$\sigma_{\ln(x)} = 0.371138 \quad ; \quad u = 3.88363$$

❖ Résultats de l'ajustement à la loi de Galton :

Tableau 2-8:Résultat de l'ajustement à la loi Log-normale (Hyfran)

| T | Q | XT | STANDARD | IC |
|-------|--------|-------|----------|----------------|
| 100.0 | 0.9900 | 115.3 | 12.52 | 90.71 - 139.8 |
| 50.0 | 0.9800 | 104.2 | 10.36 | 90.71 - 139.9 |
| 20.0 | 0.9500 | 89.50 | 7.733 | 90.71 - 139.10 |
| 10.0 | 0.9000 | 78.20 | 5.936 | 90.71 - 139.11 |
| 5.0 | 0.8000 | 66.42 | 4.337 | 90.71 - 139.12 |
| 2.0 | 0.5000 | 48.60 | 2.719 | 90.71 - 139.14 |

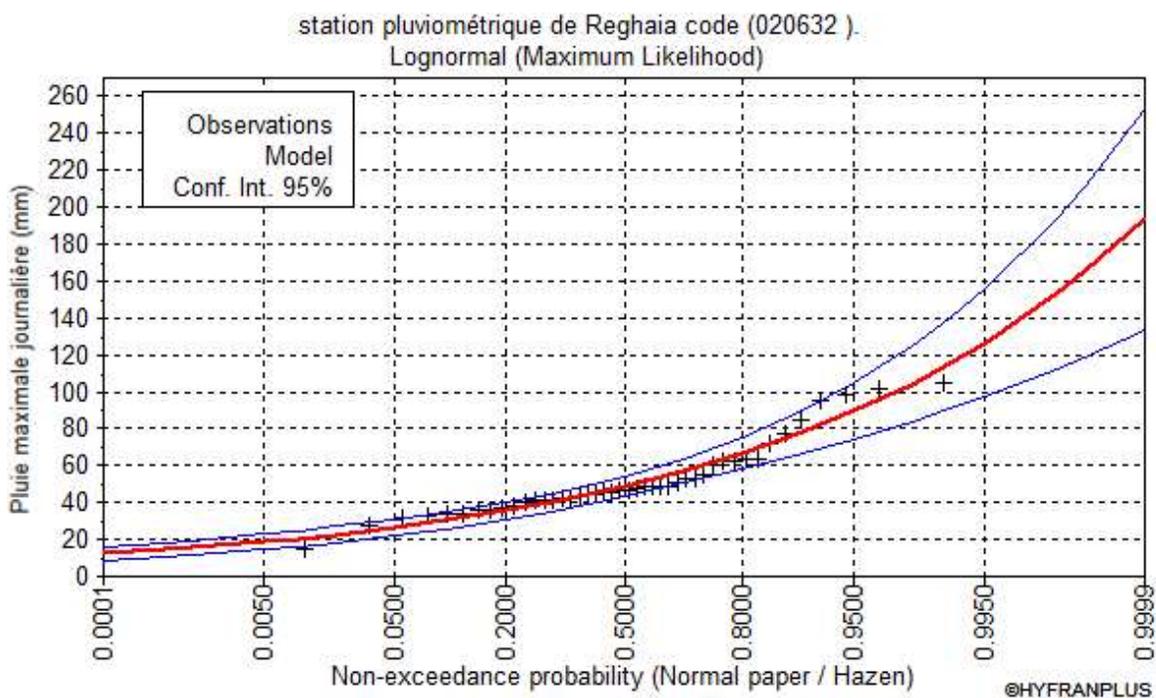


Figure 2-3:Ajustement graphique à la loi Log-normale des Pjmax

2.5 CHOIX DE LA LOI D'AJUSTEMENT

Après l'ajustement de notre série sur les différentes lois, nous devons choisir la loi la plus appropriée, Les critères de choix d'une loi sont liés à un ajustement graphique et un test de dispersion.

2.5.1 Test graphique

D'après l'examen visuel des graphiques d'ajustement présentés dans les figures 2-1, 2-2 et 2-3, on remarque :

- La loi GEV donne un mauvais ajustement par rapport aux deux autres lois, vu que l'allure des intervalles de confiances compte des valeurs non définies et valeurs négatives. → la loi est inadéquate ; à rejeter.
- L'ajustement graphique à la loi de Gumbel et à celle de Galton, donne un ajustement adéquat, pour cela nous allons faire une comparaison graphique entre les deux lois pour définir la meilleure loi.

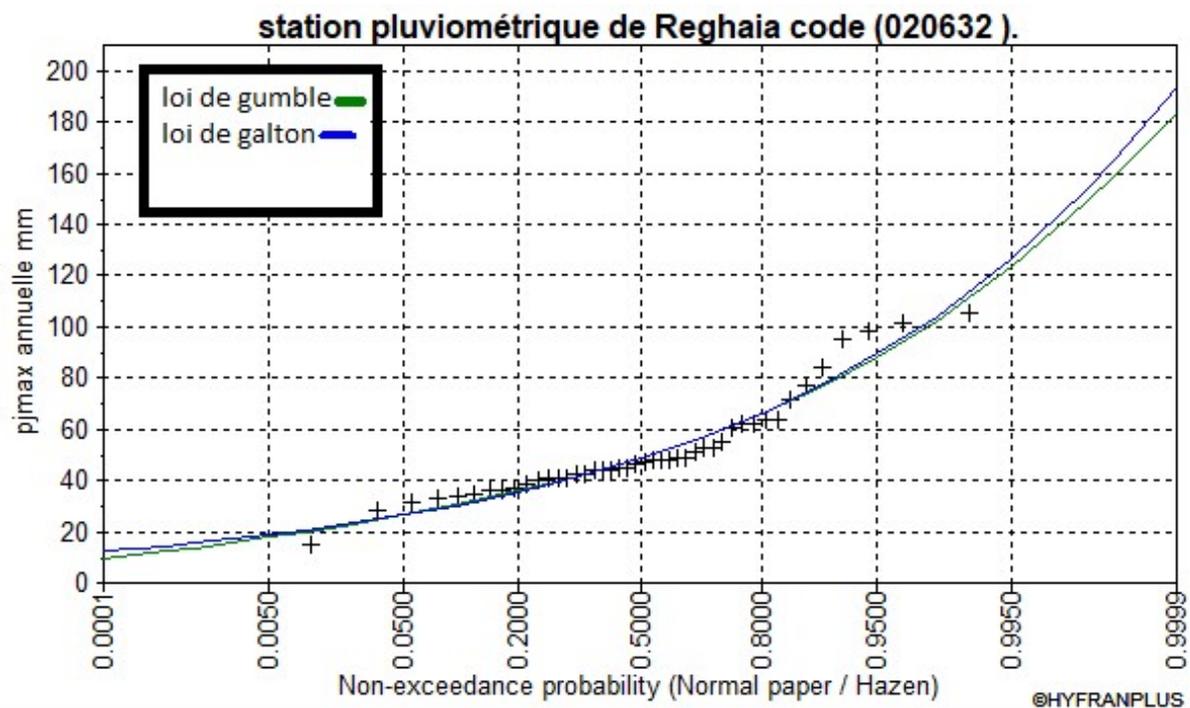


Figure 2-4: Graphe comparatif des lois d'ajustement adéquat

Interprétation :

L'examen visuel est basé sur les résultats du graphique comparatif, qui nous montre que les points sont très proches des lignes théoriques. Visuellement, il est difficile de choisir la loi d'ajustement la plus adéquate, c'est pour cela on procède à l'analyse statique.

2.5.2 Test d'adéquation de Khi-deux « χ^2 »

Appelé aussi test de Khi-carré ou de Pearson. Ce test consiste à prendre une règle de décision concernant l'ajustement, en comparant entre les valeurs calculées et théoriques de χ^2 . Il est donné pour un seuil de signification (risque) $\alpha = 5\%$ et dépend du nombre de degré de liberté de la loi.

D'après le logiciel « Hyfran », les résultats du test sont donnés par le (Tableau 2-10) comme suit :

Tableau 2-9:Résultat du test de Pearson χ^2

| Loi d'ajustement | Nombre de paramètres m | Degré de liberté γ | χ^2 calculé | χ^2 théorique | Observation |
|------------------|--------------------------|---------------------------|------------------|--------------------|---|
| Gumbel | 2 | 6 | 9.18 | 12.592 | $\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$ → Condition vérifiée |
| Log-normale | 2 | 6 | 9.18 | 12.592 | $\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$ → Condition vérifiée |

D'après le tableau au-dessus, la condition du test Khi2 est vérifiée pour les deux lois.

2.5.3 Sélection de la loi :

Sachant que l'adéquation de l'ajustement par les deux lois est confirmée, et que les valeurs théoriques sont très proches pour les deux. Nous remarquons que la loi log normale nous donne des valeurs légèrement plus élevées que la loi de Gumbel, donc on opte la loi log normale

2.6 CALCUL DES PLUIES ET DES INTENSITES DE COURTE DUREE

2.6.1 Pluies de courte durée

La détermination des pluies de courte durée (les averses) se fait à la base des pluies maximales journalières, par la relation suivante :

$$P_{t,p\%} = P_{\max,j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (2.13)$$

Avec :

- $P_{t,p\%}$: pluie (mm) de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).
- $P_{\max,j}$: pluie maximale journalière (mm) correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).
- t : durée de l'averse (h).
- b : exposant climatique .

2.6.2 Intensités de courte durée :

Pour le calcul de l'intensité moyenne « $i_{t,p\%}$ » de précipitation « $P_{t,p\%}$ (mm) » de courte durée « t (h) » à une fréquence de dépassement donnée « p% », nous utilisons la formule de Montanari :

$$i_{t,p\%} = \frac{P_{t,p\%}}{t} \quad (\text{mm/h}) \quad (2.14)$$

→ Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 2-10:Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensité

| T | 2 ans | | 5 ans | | 10 ans | | 20 ans | | 50 ans | | 100 ans | |
|------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| XT | 48,6(mm) | | 66,42(mm) | | 78,2(mm) | | 89,50(mm) | | 104,2(mm) | | 115,3(mm) | |
| t | P _t | i _t |
| (h) | (mm) | (mm/h) |
| 0,1 | 7,55 | 75,52 | 10,30 | 103,04 | 12,13 | 121,32 | 13,88 | 138,85 | 16,16 | 161,65 | 17,88 | 178,87 |
| 0,25 | 10,31 | 41,25 | 14,07 | 56,28 | 16,56 | 66,26 | 18,96 | 75,84 | 22,07 | 88,29 | 24,42 | 97,70 |
| 0,5 | 13,05 | 26,10 | 17,81 | 35,62 | 20,96 | 41,93 | 23,99 | 47,99 | 27,94 | 55,88 | 30,91 | 61,83 |
| 1 | 16,52 | 16,52 | 22,54 | 22,54 | 26,54 | 26,54 | 30,37 | 30,37 | 35,36 | 35,36 | 39,13 | 39,13 |
| 2 | 20,91 | 10,45 | 28,53 | 14,26 | 33,59 | 16,79 | 38,45 | 19,22 | 44,76 | 22,38 | 49,53 | 24,76 |
| 3 | 24,00 | 8,00 | 32,75 | 10,91 | 38,56 | 12,85 | 44,13 | 14,71 | 51,38 | 17,12 | 56,85 | 18,95 |
| 6 | 30,38 | 5,06 | 41,45 | 6,90 | 48,80 | 8,13 | 55,86 | 9,31 | 65,03 | 10,83 | 71,96 | 11,99 |
| 12 | 38,45 | 3,20 | 52,47 | 4,37 | 61,78 | 5,14 | 70,70 | 5,89 | 82,32 | 6,86 | 91,09 | 7,59 |
| 24 | 48,68 | 2,02 | 66,42 | 2,76 | 78,2 | 3,25 | 89,5 | 3,72 | 104,2 | 4,34 | 115,3 | 4,80 |

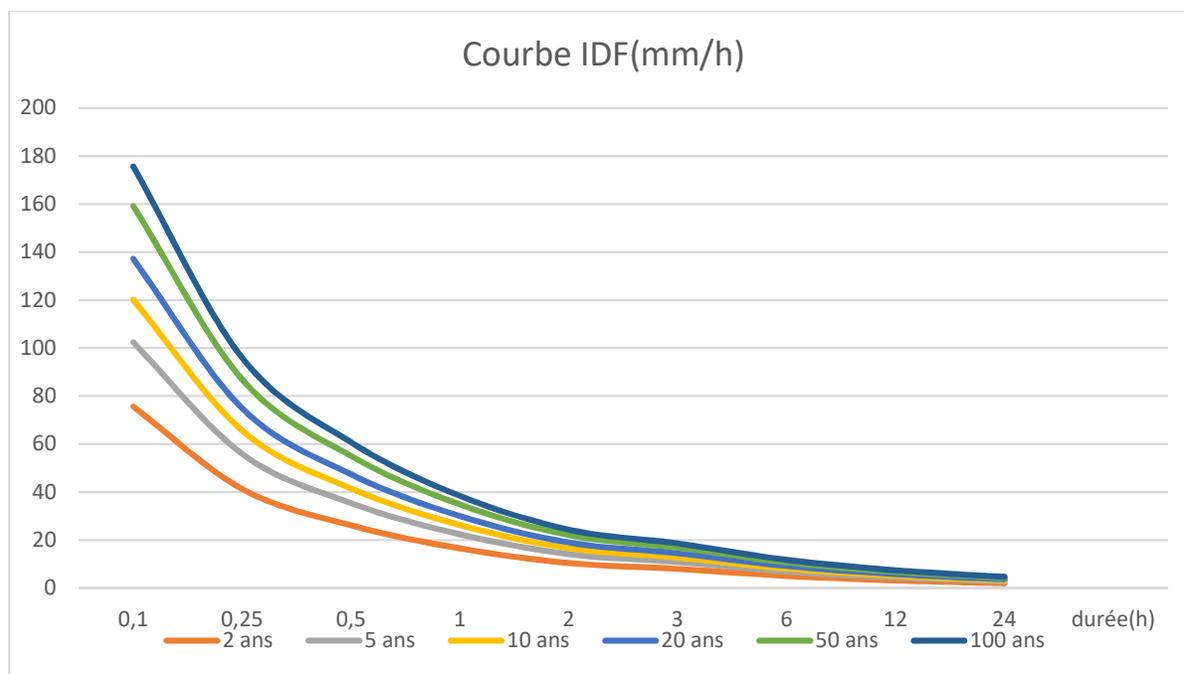


Figure 2-5:Courbe IDF des intensités pour des différentes périodes de retours.

2.6.3 Intensité moyenne maximale

Pour les projets d'assainissement, et concernant l'estimation des débits pluviaux, on s'intéresse généralement à l'intensité moyenne maximale correspondante à une courte durée $t = 15 \text{ min} = 0.25 \text{ h}$ et une période de retour $T = 10 \text{ ans}$.

D'après les résultats précédents illustrés dans le tableau 2-8 On a :

$$i_{15\text{min},10\%} = 66.266 \text{ mm/h}$$

$$i_{15\text{min},10\%} = \frac{66.266 \times 10000}{3600} = 184.07 \text{ L/s/ha}$$

Avec : $\frac{10000}{3600}$ est le terme de conversion du (mm/h) en (L/s/ha)

CONCLUSION

Dans la présente étude, la partie hydrologique nous aide à déterminer l'intensité moyenne de précipitation. D'après la loi de GALTON qui représente la meilleure loi d'ajustement des précipitations maximales journalières, on déterminera la valeur de l'intensité pluviale nécessaire pour l'évaluation des débits d'eau pluviaux, qui est : $i=184.07\text{L/s/ha}$

CHAPITRE III: CALCUL DE BASE

INTRODUCTION

L'objectif d'une étude d'assainissement d'une agglomération est de garantir que notre réseau d'assainissement va être capable d'évacuer les eaux usées de notre population vers l'exutoire sans aucun problème, donc il est nécessaire de faire les calculs de base qui consiste à:

- L'estimation du nombre d'habitants dans notre zone d'étude.
- Le découpage de l'aire d'étude en sous-bassins.
- L'estimation du coefficient de ruissellement.
- Le choix du système d'assainissement.
- Le choix du schéma de collecte et d'évacuation des eaux.

3.1 SITUATION DEMOGRAPHIQUE

La démarche suivante a été appliquée en vue d'aboutir aux données démographiques nécessaires aux calculs des débits des eaux usées.

Lors du recensement de 2008 effectué par l'ONS la population totale de Kerma Centre a été estimée à 5403 personnes avec un taux d'accroissement annuel de 2.16%.

La population à un horizon donné est calculée grâce à la formule suivante:

$$P_n = P_0 \times \left(1 + \frac{T}{100}\right)^n \quad (4.1)$$

Avec :

P : la population à l'horizon voulu.

P₀ : la population de base.

n : nombre d'années, de l'année de base à l'horizon voulu.

T : taux d'accroissement pris égal à 2.16.

Les résultats du calcul de nombre d'habitant pour des horizons différents, sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 3-1 Estimation de l'évolution de la population

| Horizons | 2008 | 2021 | 2051 |
|----------------------------|------|------|-------|
| Population de kerma centre | 5518 | 7132 | 13540 |

3.2 DECOUPAGE DE L'AIR D'ETUDE EN SURFACES ELEMENTAIRES

En général, un sous bassin est l'aire sur laquelle toute pluie qui tomberait en n'importe quel point de cette surface se trouverait en un même point qu'on appellera exutoire.

Donc les sous bassins élémentaires sont considérés comme des surfaces d'influences, à l'amont de chaque ossature du réseau. Le découpage de ces surfaces s'effectuera suivant les conditions naturelles du relief et urbanistique comme :

- Les courbes de niveaux.
- Les routes et voiries existantes.
- Les limites naturelles telles que : oueds, talwegs, collines etc...
- En fonction de la nature du terrain.
- Le réseau existant.

De façon à respecter les conditions de validité des méthodes d'évacuation des débits.

❖ Concernant ce projet, on va découper le site en 24 sous bassin.

Tableau 3-2:Les sous bassins de la Zone d'étude (EL Kerma)

| Sous bassin | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |
|--------------|------|------|------|------|------|------|------|-----|------|------|------|------|
| Surface (ha) | 6,33 | 3,48 | 2,94 | 1,07 | 1,17 | 1,73 | 0,68 | 0,7 | 0,81 | 1,86 | 1,23 | 1,89 |

Tableau 3-3:Les sous bassins de la Zone d'étude (EL Kerma) (suite)

| Sous bassin | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 | 24 | 25 |
|--------------|-----|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-----|------|------|
| Surface (ha) | 4,2 | 2,23 | 3,02 | 1,42 | 0,65 | 1,27 | 1,33 | 2,81 | 0,83 | 1,66 | 3,3 | 3,86 | 5.51 |

3.3 ESTIMATION DU COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT « CR »

Le coefficient de ruissellement d'une surface donnée, exprime le rapport du volume d'eau qui ruisselle de cette surface au volume tombé sur cette même surface. Il a un rôle prépondérant dans l'évaluation des débits de pointes pluviaux qui servent au dimensionnement du réseau. Sa valeur varie de 0,05 à 1, elle dépend de plusieurs facteurs :

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

On peut dire d'une façon générale, que le coefficient de ruissellement est considéré comme étant le taux d'imperméabilisation du sous bassin.

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

Tableau 3-4: Coefficient de ruissellement en fonction de la Catégorie D'urbanisation.

| Catégorie d'urbanisation | Cr |
|--------------------------|-------------|
| Habitations très denses | 0,90 |
| Habitations denses | 0,60 – 0,70 |
| Habitations moins denses | 0,40 – 0,50 |
| Quartiers résidentiels | 0,20 – 0,30 |
| Square–garde– prairie | 0,05 – 0,20 |

Source: Water Environment Federation (1970)

Tableau 3-5: Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence.

| Zones d'influence | Cr |
|------------------------|------|
| Surface imperméable | 0,90 |
| Pavage à larges joints | 0,60 |
| Voirie non goudronnées | 0,35 |
| Allées en gravier | 0,20 |
| Surfaces boisées | 0,05 |

Source: Water Environment Federation (1970)

Tableau 3-6: Coefficient de ruissellement relatif à divers quartiers.

| Quartier | Coefficient de ruissellement(Cr) |
|--------------------------------------|----------------------------------|
| Commercial | |
| -centre-ville | 0,70 -0,95 |
| -banlieue | 0,50 -0,70 |
| Résidentiel | |
| -maisons unifamiliales | 0,30 -0,50 |
| -maisons multifamiliales, détachées | 0,40 -0,60 |
| -maisons multifamiliales, en rangées | 0,60 -0,75 |
| -maisons de banlieue peu développée | 0,10 -0,25 |
| -maisons de banlieue | 0,25 -0,40 |
| -immeubles à usage locatif | 0,50 -0,70 |
| Industriel | |
| -densité moyenne | 0,50 -0,80 |
| -densité élevée | 0,60 -0,90 |
| -Parcs, cimetières, prairies | 0,10 -0,25 |
| -Terrains de jeux | 0,25 -0,35 |
| Terrains en friche | 0,10 -0,30 |

Source: Water Environment Federation (1970)

Tableau 3-7: Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces

| Nature de la surface | Cr |
|--|-------------|
| Toiture | 0.9 – 0.95 |
| Chaussée avec peu de joints | 0.85 – 0.9 |
| Pavés en pierres naturelles, brique avec joints cimentés | 0.75 – 0.85 |
| Pavage en blocages | 0.40 – 0.50 |
| Surfaces goudronnées | 0.25 – 0.60 |
| Chemin en gravier | 0.25 – 0.30 |
| Gare, terrain de sport | 0.10 – 0.30 |
| Parcs, jardins, gazons | 0.05 – 0.25 |
| Forêts | 0.01 – 0.20 |

Source: Water Environment Federation (1970)

3.3.1 Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin

On va estimer la valeur de coefficient de ruissellement pondéré pour chaque sous bassin, en se basant sur le plan de masse et les images satellitaires de la zone d'étude.

→ Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau 3-8: Valeurs de coefficients de ruissellement pour chaque sous bassin .

| N° SB | Surface : Ai (ha) | Cr |
|-------|-------------------|------|
| 1 | 0.82 | 0.48 |
| 2 | 3,48 | 0,67 |
| 3 | 2,94 | 0,42 |
| 4 | 1,07 | 0,63 |
| 5 | 1,17 | 0,73 |
| 6 | 1,73 | 0,67 |
| 7 | 0,68 | 0,55 |
| 8 | 0,7 | 0,64 |

| N° SB | Surface : Ai (ha) | Cr |
|-------|-------------------|------|
| 9 | 0,81 | 0,58 |
| 10 | 1,86 | 0,51 |
| 11 | 1,23 | 0,68 |
| 12 | 1,89 | 0,59 |
| 13 | 4,2 | 0,75 |
| 14 | 2,23 | 0,53 |
| 15 | 3,02 | 0,56 |
| 16 | 1,42 | 0,72 |
| 17 | 0,65 | 0,7 |
| 18 | 1,27 | 0,74 |
| 19 | 1,33 | 0,74 |
| 20 | 2,81 | 0,71 |
| 21 | 0,83 | 0,64 |
| 22 | 1,66 | 0,68 |
| 23 | 3,3 | 0,59 |
| 24 | 3,86 | 0,66 |
| 25 | 5,51 | 0,7 |
| Somme | 50,47 | - |

Remarque : D'après le plan de masse, nous avons le sous bassin 1 contient des chalets démolis qui occupent tout le sous bassin. Alors à long terme nous aurions une zone urbanisée. Donc on va sur estimer le coefficient de ruissellement de ce sous bassin à 0.7

3.4 DETERMINATION DU NOMBRE D'HABITANTS POUR CHAQUE SOUS BASSIN

Il sera déterminé en fonction des coefficients de ruissellement qui ont été estimés dans le chapitre précédant en appliquant la formule suivante :

$$N_i = D_i \cdot A_i \quad (4.2)$$

D_i : Densité partielle (hab/ha)

A_i : Surface du sous bassin (ha)

3.4.1 Densité partielle

La densité partielle de chaque sous bassin en fonction du coefficient de ruissellement est calculée par la formule suivante

$$D_i = \frac{C_{ri} \cdot N}{C_{rtp} \cdot A_t} = \frac{C_{ri}}{C_{rtp}} \cdot D_{moy} \quad (4.3)$$

Avec :

D_i : La densité partielle

N : Nombre totale d'habitant.

C_{rtp} : Coefficient de ruissellement total pondéré.

C_{ri} : Coefficient de ruissellement du sous bassin.

A_t : Surface totale (ha).

D_{moy} : Densité moyenne (hab/ha).

3.4.2 Densité moyenne

La formule est :

$$D_i = \frac{N_{\text{nombre d'habitants a l'horizon}}}{\sum A_i} = 335 \text{ (hab/ha)}$$

Avec :

- D_i : La densité partielle
- A_i : surface des sous bassins

3.4.3 Coefficient de ruissellement total pondéré

$$C_{rtp} = \frac{A_i \cdot C_{ri}}{\sum A_i} = 0.62 \quad (4.4)$$

3.4.4 Calcul de la population pour chaque sous bassin

Tableau 3-9: Nombre d'habitants pour chaque sous bassin.

| N° du sous bassin | Surface (ha) | Coefficient de ruissellement (Cri) | Si.Cri | Densité (hab/HA) | Nombre d'habitants |
|-------------------|--------------|------------------------------------|--------|------------------|--------------------|
| 1 | 0,82 | 0,48 | 0,394 | 182,135 | 149 |
| 2 | 3,48 | 0,67 | 2,332 | 254,230 | 885 |
| 3 | 2,94 | 0,42 | 1,235 | 159,368 | 468 |
| 4 | 1,07 | 0,63 | 0,674 | 239,052 | 256 |
| 5 | 1,17 | 0,73 | 0,854 | 276,996 | 324 |
| 6 | 1,73 | 0,67 | 1,159 | 254,230 | 440 |

| N° du sous bassin | Surface (ha) | Coefficient de ruissellement (Cri) | Si.Cri | Densité (hab/HA) | Nombre d'habitants |
|-------------------|--------------|------------------------------------|--------|------------------|--------------------|
| 7 | 0,68 | 0,55 | 0,374 | 208,696 | 142 |
| 8 | 0,7 | 0,64 | 0,448 | 242,846 | 170 |
| 9 | 0,81 | 0,58 | 0,470 | 220,079 | 178 |
| 10 | 1,86 | 0,51 | 0,949 | 193,518 | 360 |
| 11 | 1,23 | 0,68 | 0,839 | 258,783 | 318 |
| 12 | 1,89 | 0,59 | 1,115 | 223,874 | 423 |
| 13 | 4,2 | 0,75 | / | / | / |
| 14 | 2.23 | 0,53 | 1,182 | 201,107 | 448 |
| 15 | 3,02 | 0,56 | 1,691 | 212,490 | 642 |
| 16 | 1,42 | 0,72 | 1,022 | 273,202 | 388 |
| 17 | 0,65 | 0,7 | 0,455 | 265,613 | 173 |
| 18 | 1,27 | 0,74 | 0,940 | 280,791 | 357 |
| 19 | 1,33 | 0,74 | 0,984 | 280,791 | 373 |
| 20 | 2,81 | 0,71 | 1,995 | 269,407 | 757 |
| 21 | 0,83 | 0,64 | 0,534 | 243,984 | 203 |
| 22 | 1,66 | 0,68 | 1,129 | 258,024 | 428 |
| 23 | 3,3 | 0,59 | 1,947 | 223,874 | 739 |
| 24 | 3,86 | 0,66 | 2,548 | 250,435 | 967 |
| 25 | 5.51 | 0,7 | / | / | / |
| | | | | Nombre total | 13540 |

3.5 LES DIFFERENTS SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

L'évacuation des eaux usées domestiques, industrielles, pluviales, peut se faire au moyenne trois systèmes principaux, on peut citer les suivants:

3.5.1 Le système unitaire

L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un seul réseau. Ce dernier est généralement pourvu de déversoir permettant, en cas d'orage, le rejet direct d'une partie des eaux dans le milieu naturel.

Ce système est intéressant pour sa simplicité puisqu'il suffit d'une canalisation unique dans chaque voie publique et d'un seul branchement pour chaque immeuble.

Tableau 3-10: Avantages et inconvénients du système unitaire.

| | |
|---|---|
| Domaine d'utilisation privilégié | <ul style="list-style-type: none"> - Milieu récepteur éloigné des points de collecte. - Topographie à faible relief. - Imperméabilisation importante et topographie accentuée de la commune. - Débit d'étiage du cours d'eau récepteur important |
| Avantages | <ul style="list-style-type: none"> - Conception simple : un seul collecteur, un seul branchement par immeuble. - Encombrement réduit du sous-sol. - A priori économique (dimensionnement moyen imposé par les seules eaux pluviales). - Aspect traditionnel, dans l'évolution historique des cités. - Pas de risque d'inversion de branchement. |
| Inconvénients | <ul style="list-style-type: none"> - Débit à la station d'épuration très variable. - Lors d'un orage, les eaux usées sont diluées par les eaux pluviales. - Apport de sable important à la station d'épuration. - Acheminement d'un flot de pollution assez important lors des premières pluies après une période sèche. - Rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées - Eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage. |
| Contraintes d'exploitation | <ul style="list-style-type: none"> - Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage. - Difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur. |

Source : Office International de l'eau (2000)

3.5.2 Le système séparatif

Dans lequel deux réseaux séparés sont mis en place :

- Réseau des eaux pluviales : il est conçu pour évacuer les eaux d'origine pluviale, c'est-à-dire les pointes pluviales. Il suit la ligne de plus grande pente pour déverser les eaux dans le

cours d'eau le plus proche et afin d'augmenter la vitesse d'écoulement. Son tracé dépend de l'implantation des espaces producteurs de ruissellement

- Réseau d'eaux usées : il est prévu pour l'évacuation des eaux usées d'origine domestique, publique et industrielle jusqu'à la station d'épuration avec une pente adéquate pour l'écoulement. Le tracé du réseau des eaux usées est en fonction de l'implantation des différentes entités à drainer.

Tableau 3-11: Avantages et inconvénients du système séparatif

| | |
|----------------------------------|--|
| Domaine d'utilisation privilégié | <ul style="list-style-type: none"> - Petites et moyennes agglomérations. - Extension des villes. - Faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur. |
| Avantages | <ul style="list-style-type: none"> - Diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées. - Exploitation plus facile de la station d'épuration. - Meilleure préservation de l'environnement des flux polluants. - Certains coûts d'exploitation sont limités (relevage des effluents, ...) |
| Inconvénients | <ul style="list-style-type: none"> - Encombrement important du sous-sol. - Coût d'investissement élevé. - Risque important d'erreur de branchement. |
| Contraintes d'exploitation | <ul style="list-style-type: none"> - Surveillance accrue des branchements. - Entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales). - Entretien des ouvrages particuliers (siphons, chasses d'eau, avaloirs). - Entretien des postes de relèvement et des chambres à sables. - Détection et localisation des anomalies (inversion de branchement, arrivée d'eaux parasites ...). |

Source : Office International de l'eau (2000)

3.5.3 Le système pseudo-séparatif

Ce système repose sur une collecte des eaux usées avec une fraction des eaux pluviales provenant généralement des toitures et des espaces privés, dans un réseau commun. L'autre fraction des eaux pluviales est transitée à travers les caniveaux et les ouvrages pluviaux, dans un autre réseau.

Il est assez comparable au système séparatif, avec un inconvénient au moins ; c'est le risque du mauvais fonctionnement de la station d'épuration, grâce à l'apport des eaux pluviales.

3.5.4 Le choix du système d'assainissement

Pour le choix du système d'assainissement, il faut prendre en considération :

Tableau 3-12: Les critères de choix d'un système d'assainissement.

| Les critères | L'explication |
|---|---|
| La surface de terrain disponible pour l'installation | certaines installations sont beaucoup plus encombrantes, tandis que d'autres sont plus compactes. |
| L'aspect technique et Les conditions locales | la topographie du terrain, le régime des précipitations atmosphériques, la répartition des masses d'habitations, etc...). |
| Prendre en considération toutes les contraintes technico-économique | Penser au coût de l'installation et de son entretien futur. |
| Les contraintes relatives au terrain | Vérifier la présence de puits et d'arbres dans les environs |
| Le système existant d'assainissement | S'il s'agit d'une réhabilitation ou une extension du réseau (il faut tenir compte du système existant). |

Source : Office International de l'eau (2000)

➤ D'après les critères au-dessus, on va adopter le système unitaire pour notre projet.

3.6 LES DIFFERENTS SCHEMAS D'ASSAINISSEMENT

Les réseaux d'Assainissement fonctionnent généralement, sauf dans des cas particuliers, en écoulement gravitaire ; on distingue cinq (05) schémas différents :

3.6.1 Schéma perpendiculaire

L'écoulement se fait directement dans le cours d'eau. Ce type de schéma ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration ; il convient lorsque l'épuration n'est pas jugée nécessaire et aussi pour l'évacuation des eaux pluviales en système séparatif.

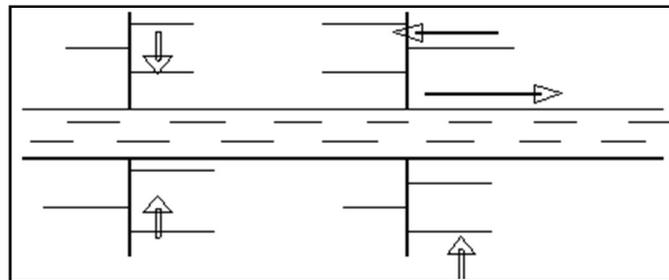


Figure 3-1:Schéma perpendiculaire

3.6.2 Schéma par déplacement latéral

C'est le schéma le plus simple, permettant de transporter l'effluent à l'aval de l'agglomération vers un seul point. Les eaux sont recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eau, dans ce cas l'épuration est nécessaire.

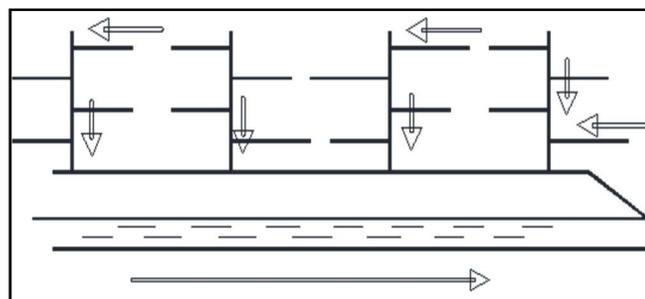


Figure 3-2:Schéma par déplacement latéral.

3.6.3 Schéma transversal ou oblique

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

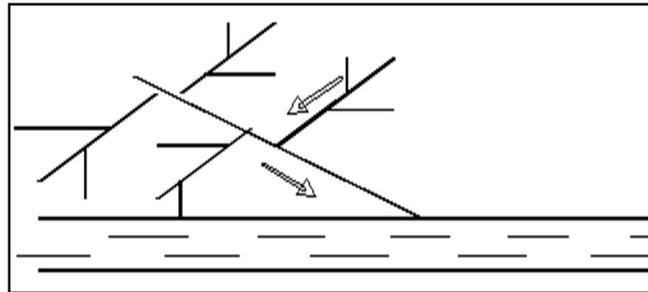


Figure 3-3:Schéma à collecteur transversal ou oblique.

3.6.4 Schéma par zones étagées

Ce schéma est une transposition du schéma par déplacement latéral, mais avec multiplication des collecteurs longitudinaux ; ils permettent l'évacuation à plusieurs niveaux pour ne pas trop charger le collecteur.

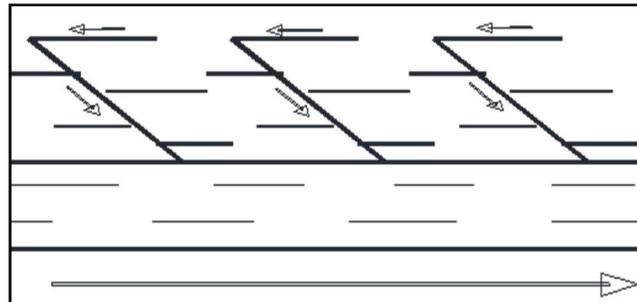


Figure 3-4:Schéma par zones étagées.

3.6.5 Schéma radial

Le schéma radial convient pour les terrains plats. Il permet la collecte des effluents en un ou plusieurs points où ils seront évacués, par relevage, vers un point éloigné de l'agglomération (un cours d'eau récepteur ou une station d'épuration).

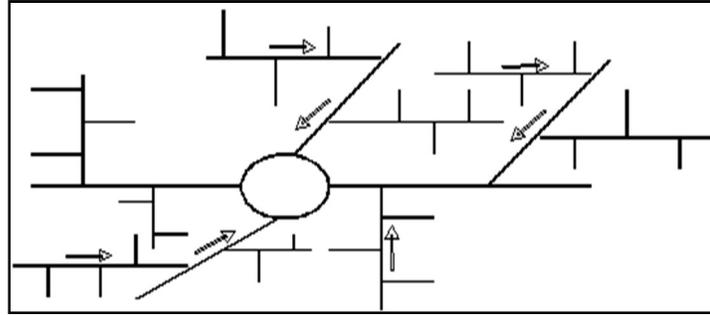


Figure 3-5:Schéma radial.

- D'après les critères au-dessus, on va adopter le schéma par déplacement latérale pour notre projet.

CONCLUSION

Dans notre zone d'étude la prévision de nombre d'habitants dans l'horizon 2051 est de 13540 habitants répartis sur 24 sous bassin avec un coefficient de ruissellement varie entre 0.42 et 0.74. Nous optons pour la méthode d'évacuation unitaire avec un schéma par déplacement latéral, ces derniers paramètres sont nécessaires pour la suite de notre travail.

CHAPITRE IV: ESTIMATION DES DEBITS

INTRODUCTION

Le réseau d'assainissement est nécessaire pour assurer la collecte et l'évacuation de l'eau de ruissellement et eaux usées de différentes sources. Avant de consacrer la partie réhabilitation du réseau il est nécessaire de faire une évaluation des débits d'eaux usées et des eaux pluviales pour savoir si notre réseau est suffisant pour notre agglomération.

4.1 ORIGINE ET NATURE DES EAUX A EVACUER

On distingue, selon la nature des matières polluantes contenues dans l'effluent, quatre (04) origines :

- Les eaux usées d'origine domestique.
- Les eaux usées des services publics.
- Les eaux usées d'origine industrielle.
- Les eaux parasites.

4.1.1 Les eaux usées domestiques

Ce sont les eaux de ménage qui proviennent des habitations aux centres des agglomérations. Elles sont constituées essentiellement des :

- Eaux ménagères : les eaux de cuisine, de vaisselle, de lavage, de bains et de douches ; elles sont évacuées par les éviers des lavabos et des baignoires.
- Eaux vannes : les eaux provenant des sanitaires.

La quantité des eaux à évacuer dépend de la consommation en eau potable qui elle-même dépend essentiellement des facteurs suivants :

- Type d'habitations et leurs degrés de confort
- Conditions climatiques.

4.1.2 Les eaux usées des services publics

Ce sont les eaux usées provenant des établissements ou des équipements publics : administratifs, éducatifs, touristiques, sanitaires et autres services d'utilité publique.

L'estimation de ces eaux tient compte de la dotation en eau potable requise pour chaque activité ; cette dotation est basée sur la notion d'équivalent habitant qui représente une unité de compte homogène pour tous usagers.

4.1.3 Les eaux usées industrielles

Ces eaux proviennent des différentes activités industrielles de diverses usines. La quantité d'eau évacuée par les industries dépend des facteurs suivants :

- Nature de l'industrie (de fabrication ou de transformation).
 - Procédé de fabrication utilisé.
 - Taux de recyclage effectivement réalisé.
- **Industrie de production** : nous nous intéressons aux produits ; c'est-à-dire l'estimation du nombre de produits et la quantité d'eau nécessaire jusqu'au produit fini.
- **Industrie de transformation** : nous nous intéressons au nombre de travailleurs employés par l'industrie, et une estimation de la quantité d'eau utilisée par chacun.

4.1.4 Les eaux parasites

Les eaux claires parasites désignent, le plus souvent, l'ensemble des eaux provenant de drainage, des infiltrations après une chute de pluie ou de la remontée de la nappe. Ces eaux pénètrent dans les collecteurs, généralement à travers : - Les joints mal confectionnés (mauvais raccordement) ou déboîtés à cause d'une mauvaise pose de canalisation. - Les fissurations dans les collecteurs à cause des tassements de la terre autour de la conduite ou bien des racines des arbres cherchant l'humidité (phénomène d'hydrotropisme). La présence de ces eaux perturbe le bon fonctionnement de la station d'épuration. Néanmoins leur évaluation est assez difficile, elle ne peut être faite que sur terrain ; seule la modélisation peut donner une approche d'estimation du débit de ces eaux. En pratique et en absence des valeurs mesurées, nous préconisons un débit d'eau parasite compris entre 0,05 et 0,15 L/s/ha.

4.1.5 Les eaux pluviales

Ce sont les eaux de ruissellement de surface ; composées principalement de celles qui proviennent des précipitations atmosphériques. Ces eaux doivent être collectées et conduites vers la canalisation d'évacuation afin d'éviter, essentiellement, les risques d'inondations.

Les eaux provenant d'arrosage, de lavage (des marchés, des rues, ...), des espaces publics, des jardins et des cours d'immeubles sont assimilées à des eaux pluviales. Elles sont recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, sauf dans le cas d'un système unitaire

4.2 ESTIMATION DES DEBITS DES EAUX USEES

L'évaluation de la quantité journalière des eaux usées à évacuer s'effectue à partir de la consommation d'eau potable. L'évacuation quantitative des rejets est en fonction du type et de la nature de l'agglomération et les diverses catégories d'urbanisation (établissements publics et privés, industries, usines ...). Plus l'agglomération est urbanisée, plus la quantité d'eau rejetée est élevée

4.2.1 Débits des eaux usées domestiques

4.2.1.1 Evaluation du débit moyen journalier

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, nous prenons comme base la dotation de la consommation d'eau potable. Le débit moyen journalier rejeté est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy,j}}^{\text{dom}} = \frac{K_r \times D \times N_{\text{hab}}}{86400} \quad (5.1)$$

Avec :

- $Q_{\text{moy,j}}^{\text{dom}}$: débit moyen journalier des eaux usées domestiques en (L/s)
- N_{hab} : nombre d'habitants à l'horizon d'étude (habitant).
- K_r : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.
- D : dotation journalière estimée à 180 L/hab/j.
- Le terme $\frac{1}{86400}$ est pour la conversion de (L/j) en (L/s).

4.2.1.2 Évaluation des débits de pointe

Le débit des eaux usées subit des variations journalières, hebdomadaires et saisonnières présentant souvent des pointes de débit. Les conduites doivent donc être dimensionnées pour faire transiter ces débits de pointe. Ces derniers sont difficiles à déterminer, la littérature propose l'équation suivante pour les calculer :

$$Q_p^{\text{dom}} = K_p \times Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}} \quad (5.2)$$

Avec :

- Q_p^{dom} : débit de pointe des eaux usées domestiques (L/s).
- $Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}}$: débit moyen journalier rejeté (L/s).
- K_p : coefficient de pointe ; calculé à partir du débit moyen de rejet :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}}}} \quad \text{si : } Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}} \geq 2.81 \text{ L/s} \quad (5.3)$$

$$K_p = 3 \quad \text{si : } Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}} < 2.81 \text{ L/s} \quad (5.4)$$

Les débits des eaux usées domestiques à évacuer sont illustrés dans le tableau suivant :

Équation 4.1: Evaluation des débits des eaux usées domestiques à évacuer

| N° SB | Nhab | Dotation (L/j/hab) | Kr | $Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}}$ (L/s) | kp | Q_p^{dom} (L/s) | Q_p^{dom} (m ³ /s) |
|-------|------|--------------------|-----|---------------------------------------|----|--------------------------|--|
| 1 | 149 | 180 | 0,8 | 0,248 | 3 | 0,745 | 0,000745 |
| 2 | 885 | 180 | 0,8 | 1,475 | 3 | 4,425 | 0,004425 |
| 3 | 468 | 180 | 0,8 | 0,780 | 3 | 2,340 | 0,002340 |
| 4 | 256 | 180 | 0,8 | 0,426 | 3 | 1,280 | 0,001280 |
| 5 | 324 | 180 | 0,8 | 0,540 | 3 | 1,620 | 0,001620 |
| 6 | 440 | 180 | 0,8 | 0,733 | 3 | 2,200 | 0,002200 |
| 7 | 142 | 180 | 0,8 | 0,236 | 3 | 0,710 | 0,000710 |
| 8 | 170 | 180 | 0,8 | 0,283 | 3 | 0,850 | 0,000850 |
| 9 | 178 | 180 | 0,8 | 0,296 | 3 | 0,890 | 0,000890 |
| 10 | 360 | 180 | 0,8 | 0,600 | 3 | 1,800 | 0,001800 |
| 11 | 318 | 180 | 0,8 | 0,530 | 3 | 1,590 | 0,001590 |
| 12 | 423 | 180 | 0,8 | 0,705 | 3 | 2,115 | 0,002115 |
| 13 | / | / | / | / | / | / | / |
| 14 | 448 | 180 | 0,8 | 0,746 | 3 | 2,240 | 0,002240 |
| 15 | 642 | 180 | 0,8 | 1,070 | 3 | 3,210 | 0,003210 |
| 16 | 388 | 180 | 0,8 | 0,646 | 3 | 1,940 | 0,001940 |

| N° SB | Nhab | Dotation (L/j/hab) | Kr | $Q_{moy,j}^{dom}$ (L/s) | kp | Q_p^{dom} (L/s) | Q_p^{dom} (m ³ /s) |
|-------|------|--------------------|-----|-------------------------|----|-------------------|---------------------------------|
| 17 | 173 | 180 | 0,8 | 0,288 | 3 | 0,865 | 0,000865 |
| 18 | 357 | 180 | 0,8 | 0,595 | 3 | 1,785 | 0,001785 |
| 19 | 373 | 180 | 0,8 | 0,621 | 3 | 1,865 | 0,001865 |
| 20 | 757 | 180 | 0,8 | 1,261 | 3 | 3,785 | 0,003785 |
| 21 | 203 | 180 | 0,8 | 0,338 | 3 | 1,015 | 0,001015 |
| 22 | 428 | 180 | 0,8 | 0,713 | 3 | 2,140 | 0,002140 |
| 23 | 739 | 180 | 0,8 | 1,231 | 3 | 3,695 | 0,003695 |
| 24 | 967 | 180 | 0,8 | 1,611 | 3 | 4,835 | 0,004835 |
| 25 | / | / | / | / | / | / | / |

Équation 4.2: Evaluation des débits d'équipements pour chaque sous bassin

| N° SB | Equipement | Unité | Nu | Déq (L/j/unité) | $Q_{moy,j}^{éq}$ (L/s) | Kp | $Q_p^{éq}$ (L/s) | $Q_p^{éq}$ (L/s) | $Q_p^{éq}$ (m3/s) |
|-------|------------------------------|----------|------|-----------------|------------------------|----|------------------|------------------|-------------------|
| 1 | restaurant | client | 100 | 30 | 0,0278 | 3 | 0,0833 | 0,0833 | 0,0000833 |
| 2 | annexe communale | bureau | 35 | 20 | 0,0064 | 3 | 0,0194 | 0,6194 | 0,0006190 |
| | polyclinique | patient | 120 | 180 | 0,2000 | 3 | 0,6000 | | |
| 4 | école privé | élève | 250 | 20 | 0,0460 | 3 | 0,1389 | 0,4722 | 0,000472 |
| | école primaire | élève | 600 | 20 | 0,1111 | 3 | 0,3333 | | |
| 5 | CEM | élève | 550 | 20 | 0,1018 | 3 | 0,3056 | 0,5277 | 0,000528 |
| | mosqué | fidele | 800 | 10 | 0,0740 | 3 | 0,2222 | | |
| 6 | scoute islamique | scoute | 150 | 20 | 0,0278 | 3 | 0,0833 | 0,1500 | 0,000150 |
| | douche | client | 80 | 30 | 0,0222 | 3 | 0,0667 | | |
| 8 | école primaire | élève | 420 | 20 | 0,0778 | 3 | 0,2333 | 0,2333 | 0,000233 |
| 9 | école primaire | élève | 530 | 20 | 0,0981 | 3 | 0,2944 | 0,2944 | 0,000294 |
| 10 | gendarmerie | gendarme | 50 | 180 | 0,0833 | 3 | 0,2500 | 0,2500 | 0,000250 |
| 13 | CEM | élève | 900 | 20 | 0,1666 | 3 | 0,5000 | 10,5088 | 0,010509 |
| | lycée | élève | 800 | 20 | 0,1481 | 3 | 0,4444 | | |
| | résidence hôtellerie2000 lit | lit | 2000 | 180 | 3,3333 | 3 | 9,5643 | | |
| 16 | école primaire | élève | 630 | 20 | 0,1167 | 3 | 0,3500 | 0,3500 | 0,000350 |

4.2.1.3 Débits totaux des eaux usées à évacuer

Les débits totaux des eaux à évacuer sont illustrés dans le tableau suivant :

4.3 ESTIMATION DEBITS D'EAUX PLUVIALES

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite une détermination des débits pluviaux, il existe plusieurs méthodes utilisées pour l'évaluation du débit pluvial. Nous nous intéresserons beaucoup plus à deux méthodes considérées les plus fiables :

- Méthode superficielle (Caquot).
- Méthode rationnelle.

La méthode rationnelle, qui a été mise au point avant la naissance des équipements informatiques, permet de calculer rapidement les débits de ruissellement maximaux pour des pluies uniformes tombant sur des bassins versants de faible surface ; c'est donc une méthode parfaitement appropriée en ce qui concerne les bassins versants urbains.

4.3.1 Principe de la méthode rationnelle

Une méthode consistante à diviser la zone en plusieurs sous bassins et d'évaluer les coefficients de ruissellements de chaque un selon la surface pour ensuite en tirer selon l'intensité de précipitation, la surface et le coefficient réducteur le débit pluvial ; le résultat est encore plus fiable pour des aires plus faibles vu la meilleure estimation du coefficient du ruissellement dans ces cas-là, la méthode rationnelle est une méthode de convergence permettant d'optimiser les résultats. Si on considère une averse d'intensité constante i sur un secteur de superficie S ayant un coefficient de ruissellement pondéré Cr , le débit résultant du ruissellement s'exprime par la relation :

$$Q = cr \times S \times \alpha \times i \quad (5.5)$$

Avec :

- cr : Coefficient de ruissellement.
- Q : Débit à évacuer en l/s.

- i : Intensité moyenne de précipitation en l/s/ha.
- α : Coefficient réducteur d'intensité.
- S : Surface du sous-bassin en ha.

4.3.2 Hypothèses et validité de la méthode rationnelle

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

L'utilisation de cette méthode repose sur la bonne estimation du coefficient réducteur alpha. Donc le choix de surface limitées inférieures à 10 ha nous donne de bonnes estimations vu le fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement. Ainsi cette méthode est beaucoup plus fiable pour des zones où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes.

4.3.3 Calcul du temps de concentration

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

❖ Le temps de concentration « t_c » se compose de :

- t_1 (min) : temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations.

$$t_1 = \frac{L}{60 \times v} \quad (5.6)$$

Avec :

- L : longueur de canalisation (m).
- v : vitesse d'écoulement (m/s).
- Le terme $\frac{1}{60}$ pour la conversion de secondes (s) en minutes (min).

- t_2 : temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement. En général, il varie de 2 à 20 min.
- t_3 (min) : temps de ruissellement superficiel dans un bassin ne comportant pas de canalisations.

$$t_3 = \frac{L_s}{11 \times \sqrt{I}} \quad (5.7)$$

Avec :

- L_s : parcours superficiel de l'eau dans le bassin (km).
- I : pente moyenne du parcours (%).

❖ Donc, trois (03) 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 « t_c (min) » est donné par la relation suivante :

$$t_c = 3.98 \times \left[\frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77} \quad (5.8)$$

Avec :

- L : cheminement hydraulique le plus long (km).
- I : pente moyenne du chemin parcouru (%).

4.3.4 Calcul des débits pluviaux

Le tableau suivant représentera les débits pluviaux à évacuer de chaque sous-bassin :

Équation 4.3: Evaluation des débits pluviaux

| N° SB | A (ha) | α | C_r | I (L/s/ha) | Q^{EP} (L/s) | Q^{EP} (m3/s) |
|-------|--------|----------|-------|------------|----------------|-----------------|
| 1 | 0,82 | 1 | 0,48 | 184,074 | 72,451 | 0,0725 |
| 2 | 3,48 | 1 | 0,67 | 184,074 | 429,187 | 0,4292 |
| 3 | 2,94 | 1 | 0,42 | 184,074 | 227,294 | 0,2273 |
| 4 | 1,07 | 1 | 0,63 | 184,074 | 124,084 | 0,1241 |
| 5 | 1,17 | 1 | 0,73 | 184,074 | 157,217 | 0,1572 |
| 6 | 1,77 | 1 | 0,67 | 184,074 | 218,293 | 0,2183 |
| 7 | 0,66 | 1 | 0,55 | 184,074 | 66,819 | 0,0668 |

| N° SB | A (ha) | α | C_r | I (L/s/ha) | Q^{EP} (L/s) | Q^{EP} (m3/s) |
|-------|--------|----------|-------|------------|----------------|-----------------|
| 8 | 1,78 | 1 | 0,64 | 184,074 | 209,697 | 0,2097 |
| 9 | 0,84 | 1 | 0,58 | 184,074 | 89,681 | 0,0897 |
| 10 | 1,86 | 1 | 0,51 | 184,074 | 174,612 | 0,1746 |
| 11 | 1,23 | 1 | 0,682 | 184,074 | 154,412 | 0,1544 |
| 12 | 1,89 | 1 | 0,59 | 184,074 | 205,261 | 0,2053 |
| 13 | 4,2 | 1 | 0,75 | 184,074 | 579,833 | 0,5798 |
| 14 | 2,23 | 1 | 0,53 | 184,074 | 217,557 | 0,2176 |
| 15 | 3,02 | 1 | 0,56 | 184,074 | 311,306 | 0,3113 |
| 16 | 1,42 | 1 | 0,72 | 184,074 | 188,197 | 0,1882 |
| 17 | 0,65 | 1 | 0,7 | 184,074 | 83,754 | 0,0838 |
| 18 | 1,27 | 1 | 0,74 | 184,074 | 172,993 | 0,1730 |
| 19 | 1,33 | 1 | 0,74 | 184,074 | 181,165 | 0,1812 |
| 20 | 2,81 | 1 | 0,71 | 184,074 | 367,246 | 0,3672 |
| 21 | 0,83 | 1 | 0,643 | 184,074 | 98,238 | 0,0982 |
| 22 | 1,66 | 1 | 0,68 | 184,074 | 207,783 | 0,2078 |
| 23 | 3,3 | 1 | 0,59 | 184,074 | 358,392 | 0,3584 |
| 24 | 3,86 | 1 | 0,66 | 184,074 | 468,946 | 0,4689 |
| 25 | 5,51 | 1 | 0,7 | 184,074 | 709,973 | 0,7100 |

4.3.5 Les débits totaux de chaque sous bassin

Le débit total est la somme des débits (pluvial, eau usée, parasite) donner par la formule suivante :

$$Q_T = Q_{dom} + Q_{\acute{e}q} + Q_{parasite} + Q_{pluvial} \quad (5.9)$$

Les résultats de calcul des débits totaux pour chaque surface élémentaire sont reportés respectivement dans le tableau suivant :

| N° SB | A (ha) | Q_p^{dom} (L/s) | $Q_p^{\acute{e}q}$ (L/s) | $Q^{parasite}$ (L/s) | Q^{ep} (L/s) | Q_{totale} (L/s) | Q_{totale} (m3/s) |
|-------|--------|-------------------|--------------------------|----------------------|----------------|--------------------|---------------------|
| 1 | 0,82 | 0,745 | 0,083333 | 0,123 | 72,45146 | 73,40279 | 0,073403 |
| 2 | 3,48 | 4,425 | 0,619444 | 0,522 | 429,1865 | 434,753 | 0,434753 |
| 3 | 2,94 | 2,34 | / | 0,441 | 227,2944 | 230,0754 | 0,230075 |
| 4 | 1,07 | 1,28 | 0,472222 | 0,1605 | 124,0842 | 125,9969 | 0,125997 |
| 5 | 1,17 | 1,62 | 0,527778 | 0,1755 | 157,2174 | 159,5407 | 0,159541 |
| 6 | 1,77 | 2,2 | 0,15 | 0,2655 | 218,2931 | 220,9086 | 0,220909 |
| 7 | 0,66 | 0,71 | / | 0,099 | 66,8188 | 67,6278 | 0,067628 |

| N° SB | A (ha) | Q _p ^{dom} (L/s) | Q _p ^{éq} (L/s) | Q ^{parasite} (L/s) | Q ^{ep} (L/s) | Q _{totale} (L/s) | Q _{totale} (m3/s) |
|-------|--------|--|---------------------------------------|--------------------------------|--------------------------|------------------------------|-------------------------------|
| 8 | 1,78 | 0,85 | 0,233333 | 0,267 | 209,6969 | 211,0472 | 0,211047 |
| 9 | 0,84 | 0,89 | 0,294444 | 0,126 | 89,68076 | 90,99121 | 0,090991 |
| 10 | 1,86 | 1,8 | 0,25 | 0,279 | 174,6124 | 176,9414 | 0,176941 |
| 11 | 1,23 | 1,59 | / | 0,1845 | 154,4122 | 156,1867 | 0,156187 |
| 12 | 1,89 | 2,115 | / | 0,2835 | 205,2607 | 207,6592 | 0,207659 |
| 13 | 4,2 | 0 | 10,94444 | 0,63 | 579,8325 | 591,407 | 0,591407 |
| 14 | 2,23 | 2,24 | / | 0,3345 | 217,5568 | 220,1313 | 0,220131 |
| 15 | 3,02 | 3,21 | / | 0,453 | 311,3056 | 314,9686 | 0,314969 |
| 16 | 1,42 | 1,94 | 0,35 | 0,213 | 188,1971 | 190,7001 | 0,1907 |
| 17 | 0,65 | 0,865 | / | 0,0975 | 83,75359 | 84,71609 | 0,084716 |
| 18 | 1,27 | 1,785 | / | 0,1905 | 172,9926 | 174,9681 | 0,174968 |
| 19 | 1,33 | 1,865 | / | 0,1995 | 181,1655 | 183,23 | 0,18323 |
| 20 | 2,81 | 3,785 | / | 0,4215 | 367,2457 | 371,4522 | 0,371452 |
| 21 | 0,83 | 1,015 | / | 0,1245 | 98,23836 | 99,37786 | 0,099378 |
| 22 | 1,66 | 2,14 | / | 0,249 | 207,7825 | 210,1715 | 0,210172 |
| 23 | 3,3 | 3,695 | / | 0,495 | 358,3917 | 362,5817 | 0,362582 |
| 24 | 3,86 | 4,835 | / | 0,579 | 468,9465 | 474,3605 | 0,47436 |
| 25 | 5,51 | / | / | 0,8265 | 709,9727 | 710,7992 | 0,710799 |

CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons pu déterminer les différents paramètres tel que les débits des eaux usées et les débits des eaux pluviales pour entamer la réhabilitation de notre réseau dans le suivant chapitre

CHAPITRE V : DIAGNOSTIQUE DU SYSTEME D'EVACUATION

INTRODUCTION

Le diagnostic des réseaux d'assainissement est une inspection réalisée sur les différents tronçons et ouvrages d'évacuation. IL permet de quantifier les dégradations, d'observer les anomalies et les pertes de performance, c'est une manière de recensement qui permet d'établir une éventuelle corrélation entre l'environnement et la déficience du réseau. Les diagnostics d'assainissement sont des études préalables ou complémentaires d'aide à la décision qui ont pour but de dresser un bilan actuel du fonctionnement des systèmes d'assainissement collectif, d'éliminer le maximum d'eaux parasites, de mettre en place les améliorations nécessaires au bon fonctionnement des systèmes d'assainissement et d'établir un programme de travaux à mettre en place.

5.1 DESCRIPTION DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT EXISTANT

- Le terrain au niveau de la zone d'étude (EL kerma) est très accidenté avec présence de quelques contre pentes.
- Le réseau d'Assainissement actuel est un réseau de type unitaire.
- le réseau d'assainissement existant se compose principalement de plusieurs collecteurs principaux avec leurs points de rejets à savoir SR04-SR05-SR6 ou vers les oueds.
- le réseau d'assainissement existant se compose principalement de plusieurs collecteurs principaux avec leurs points de rejets à savoir SR04-SR05-SR6 ou vers les oueds.
- il a été constaté que de nombreux regards sont enterrés, soit sous la chaussée soit sous le bitume ou caché par les nouvelles constructions illicites. Ces problèmes empêchent une bonne expertise du système d'évacuation.

Les caractéristiques du réseau ont été présentées sous formes de tableaux et histogrammes :

| Nombre de regard | | |
|------------------|--------------|-------|
| Accessible | Inaccessible | Total |
| 210 | 70 | 280 |

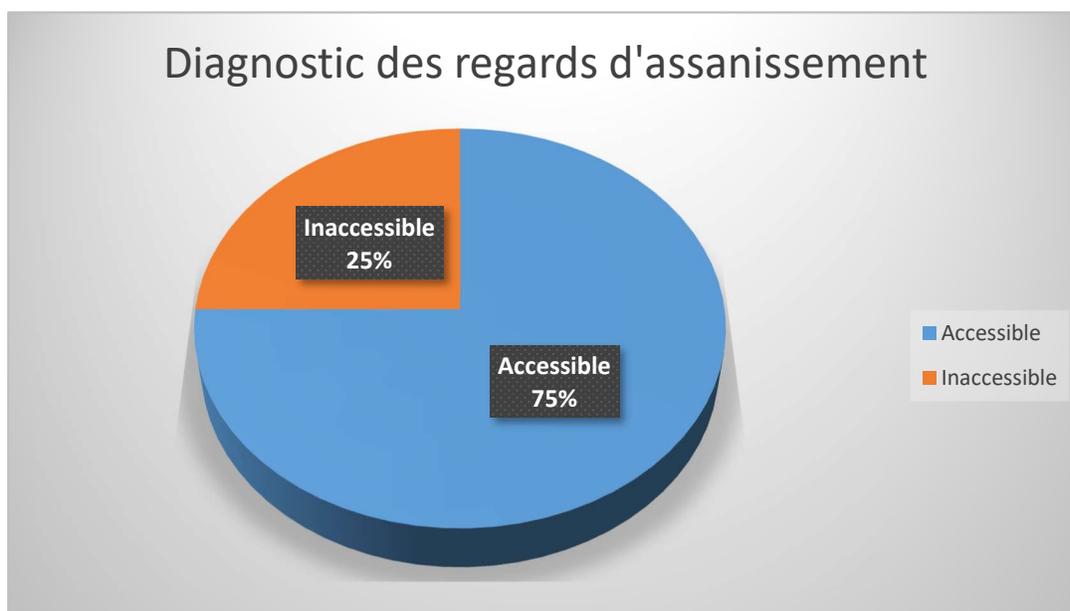


Figure 5-1: Pourcentage de l'état des regards

La répartition de l'ensemble des collecteurs composé **7597m** de diamètres, formes et matériaux est présenté comme suit :

Tableau 5-1: Caractéristiques des collecteurs diagnostiqués.

| Réseau d'assainissement EL KERMA | | |
|----------------------------------|-----------|--------------|
| Diamètre | Matériaux | Linéaire (m) |
| 150 | Béton | 68 |
| 200 | Béton | 148 |
| | PVC | 29 |
| 300 | Béton | 4265 |
| | PVC | 486 |
| 400 | Béton | 575 |
| | PVC | 1764 |

| | | |
|-----|-------|-----|
| 630 | PVC | 143 |
| 800 | Béton | 44 |

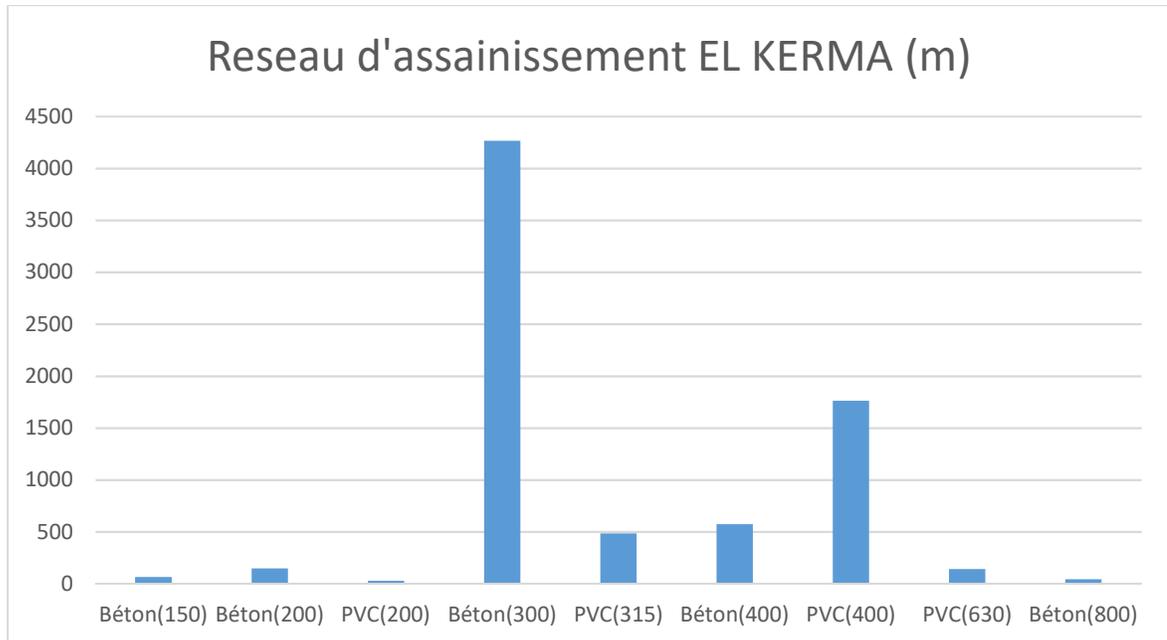


Figure 5-2: Répartition du réseau d'assainissement d'El Kerma

5.2 DIAGNOSTIC PHYSIQUE

5.2.1 Etat des tampons

Suite à une visite effectuée nous avons constaté que, la plupart des tampons sont dans un état vétuste à savoir:

- Des tampons détériorés.
- Des tampons corrodés et attaqué par les gaz.
- L'inexistence des tampons ce qui engendre des dégagements des odeurs.

5.2.2 Etat des regards

Le recensement effectué au niveau du réseau d'évacuation de notre agglomération montre qu'il existe environ 280 regards en béton, jonction, raccordement ou de chute. Et la distance entre les regards varie de 10 à 50 m .

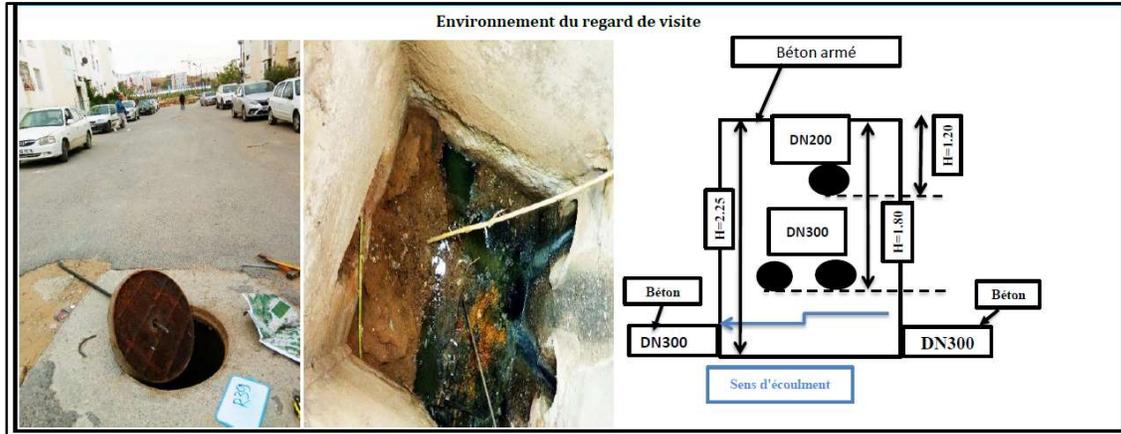


Figure 5-3: Regard R39 qui dirige les eaux vers SR05 (Source : Bureau d'études AH2E / juin 2020)



Figure 5-4: Regard R17 complètement bouché (Source : Bureau d'études AH2E / juin 2020)



Figure 5-5: Regard R77 présence des déchets solides (Source : Bureau d'études AH2E / juin 2020)

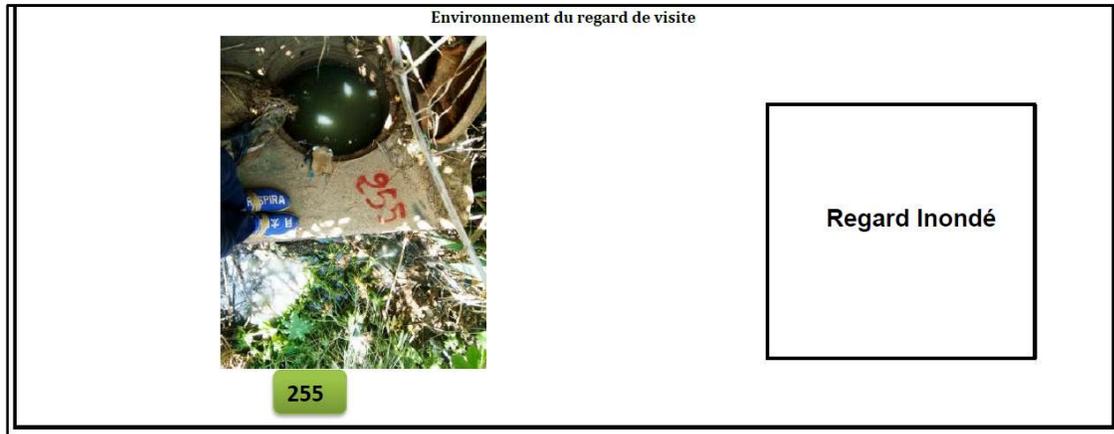


Figure 5-6: Regard R255 siphon RN24 inondé (Source : Bureau d'études AH2E / juin 2020)



Figure 5-7: Regard R62 se trouve à l'intérieur d'une localité (Source : Bureau d'études AH2E / juin 2020)

5.2.3 Les collecteurs d'évacuation

Le diagnostic physique du collecteur est basé sur la vérification de l'état des regards (profondeur, diamètre de collecteur, présence de dépôt ou degré de vétusté) ainsi que l'état de collecteur.

le réseau existant contient une large gamme de collecteur de différentes dimensions, avec des états qui varient entre bon, moyen et mauvais, selon le type de matériau, en PVC, béton, et selon son ancienneté, neuf, ou vétuste qui nécessite un entretien ou le renouvellement.

Le tableau suivant montre les résultats du diagnostic physique des collecteurs :

| Tronçon | | Diamètre (mm) | Longueur (m) | N° regard | TN | FE entrée | FE sortie | Matériau | L'état du collecteur |
|---------|-------|------------------|-----------------|--------------|--------|-----------|--------------|----------|-------------------------|
| du | au | | | | | | | | |
| R85 | R131 | 300 | 170,87 | R85 | 45,08 | 43,68 | 43,68 | Béton | Etat moyen |
| R131 | R126 | 300 | 71,48 | R131 | 37,21 | 36,26 | 36,26 | Béton | Mauvais état |
| R126 | R113 | 300 | 158,07 | R126 | 35,12 | 33,72 | 33,16 | Béton | Etat moyen |
| R113 | R199 | 300 | 243,02 | R113 | 22,59 | 20,54 | 20,54 | Béton | Mauvais état |
| R66 | R69 | 300 | 96,68 | R66 | 43,22 | 42,17 | 42,17 | Béton | Bon état |
| R76 | R69 | 300 | 103,62 | R76 | 22,59 | / | / | Béton | Etat moyen |
| R84 | R69 | 300 | 30,87 | R84 | 43,45 | 41,9 | 41,9 | Béton | Etat moyen |
| R69 | R113 | 300 | 342,7 | R69 | 43,45 | 41,63 | 41,63 | Béton | Mauvais état |
| R82 | R77 | 300 | 136,92 | R82 | 43,45 | 42,1 | 42,1 | Béton | Mauvais état |
| R137 | R126 | 300 | 90,29 | R137 | 39,18 | / | / | Béton | Etat moyen |
| R134 | R93 | 300 | 60,84 | R134 | 35,120 | 33,62 | 33,62 | Béton | Etat moyen |
| R214 | R192 | 400 | 561,15 | R214 | 48,14 | / | / | PVC | Bon état |
| R192 | R199 | 300 | 176,47 | R192 | 17,05 | 15,82 | 15,82 | Béton | Etat moyen |
| R238 | R223 | 400 | 209,23 | R238 | 35,86 | / | / | PVC | Bon état |
| R230 | R226 | 150 | 94,69 | R230 | 43,57 | / | / | PVC | Mauvais état |
| R226 | R223 | 300 | 20,55 | R226 | 44,42 | 43,47 | 43,32 | Béton | Etat moyen |
| R249 | R225 | 300 | 64,63 | R249 | 47,54 | / | / | Béton | Mauvais état |
| R176 | R175 | 300 | 67,56 | R176 | 44,13 | 43,03 | 42,63 | Béton | Etat moyen |
| R177 | R1787 | 300 | 172,96 | R177 | 38,95 | 37,4 | 36,65 | Béton | Etat moyen |
| R240 | R254 | 400 | 345,35 | R240 | 58,81 | / | / | PVC | Bon état |
| R254 | R255 | 300 | 33,370 | R254 | 42,120 | 40,620 | / | Béton | Mauvais état |
| R255 | R189 | 300 | / | R255 | 38,130 | 36,230 | 36,230 | Béton | Mauvais état |
| R119 | R199 | 300 | 123,62 | R119 | 11,87 | 10,730 | 9,970 | Béton | Mauvais état |
| R7 | R17 | 300 | 160,66 | R7 | 46,6 | 45,6 | 45,6 | Béton | Mauvais état |
| R17 | SR5 | 600 | 187,52 | R17 | 45,16 | 43,81 | 43,26 | PVC | Bon état |
| R11 | R24 | 300 | 71,830 | R11 | 46,030 | / | / | Béton | Bon état |
| R25 | R30 | 300 | 98,2 | R25 | 45,42 | 44,02 | 44,02 | Béton | Etat moyen |
| R44 | ST5 | 300 | 233,21 | R44 | 46,32 | 44,92 | 44,92 | PVC | Etat moyen |
| R26 | R31 | 300 | 152,18 | R26 | / | / | / | Béton | Etat moyen |
| R14 | R51 | 300 | 153,77 | R14 | 45,62 | 43,82 | 43,82 | PVC | Etat moyen |
| R37 | SR5 | 300 | 63,81 | R37 | 41,05 | 39,25 | 39,25 | Béton | Mauvais état |
| R157 | R158 | 400 | 260,95 | R157 | 80,37 | 78,07 | 78,07 | PVC | Etat moyen |
| R158 | R147 | 400 | 223,5 | R157 | 60,7 | 58,9 | 57,4 | PVC | Mauvais état |

5.3 DIAGNOSTIQUE HYDRAULIQUE

Les collecteurs existants d'el kerma centre sont de type unitaire drainent les eaux usées et pluviales, dont lequel le débit des EU est négligeable par rapport au débit des EP.

Dans l'objet de la vérification de la capacité d'évacuation des collecteurs, nous avons estimé le débit total de chaque collecteur (débit des eaux usées+ Les eaux parasites + débits des eaux pluviales), ainsi que la pente existante de chaque tronçon, ce qui nous permet de calculer les diamètres théoriques et de les comparer avec les diamètres existants.

Le tableau suivant indique les résultats du diagnostic hydraulique des collecteurs :

Tableau 5-2:Résultats du diagnostic hydraulique du collecteurs :

| Tronçon | Q(m³/s) | Pente (%) | D.cal (mm) | Collecteur existant | Contrainte | Etat physique | Observation |
|-------------|---------|-----------|------------|---------------------|----------------------|---------------|-------------|
| R85 - R87 | 0,072 | 6,83 | 215 | 300/béton | Pente trop accentuée | Etat moyen | à changer |
| R87 - R89 | 0,072 | 5,86 | 200 | 300/béton | Pente trop accentuée | Etat moyen | à changer |
| R89 - R91 | 0,072 | 4,51 | 210 | 300/béton | OK | Etat moyen | à changer |
| R91 - R92 | 0,072 | 1,87 | 247 | 300/béton | OK | Etat moyen | à changer |
| R92 - R93 | 0,072 | 5,99 | 199 | 300/béton | Pente trop accentuée | Etat moyen | à changer |
| R93 - R132 | 0,143 | 2,47 | 304 | 300/béton | Ecoulement en charge | Etat moyen | à changer |
| R132 - R131 | 0,143 | 1,7 | 326 | 300/béton | Ecoulement en charge | Etat moyen | à changer |
| R131 - R130 | 0,143 | 2,4 | 305 | 300/béton | Ecoulement en charge | Mauvais état | à changer |
| R130 - R129 | 0,143 | 1,69 | 326 | 300/béton | Ecoulement en charge | Mauvais état | à changer |
| R129 - R128 | 0,143 | 4,36 | 278 | 300/béton | Pente trop accentuée | Mauvais état | à changer |
| R128 - R126 | 0,143 | 7,77 | 245 | 300/béton | Pente trop accentuée | Mauvais état | à changer |
| R126 - R125 | 0,211 | 5,25 | 305 | 300/béton | Ecoulement en charge | Etat moyen | à changer |
| R125 - R124 | 0,279 | 8,56 | 309 | 300/béton | Ecoulement en charge | Etat moyen | à changer |
| R124 - R123 | 0,279 | 8,18 | 312 | 300/béton | Ecoulement en charge | Etat moyen | à changer |
| R123 - R122 | 0,279 | 5,83 | 357 | 300/béton | Ecoulement en charge | Etat moyen | à changer |
| R122 - R121 | 0,279 | 5,5 | 336 | 300/béton | Ecoulement en charge | Etat moyen | à changer |
| R121 - R113 | 0,279 | 7,18 | 320 | 300/béton | Ecoulement en charge | Etat moyen | Maintenir |
| R76 - R75 | 0,039 | 0,4 | 256 | 300/béton | OK | Etat moyen | Maintenir |
| R75 - R74 | 0,039 | 0,4 | 256 | 300/béton | OK | Etat moyen | Maintenir |
| R74 - R73 | 0,039 | 1 | 215 | 300/béton | OK | Etat moyen | Maintenir |
| R73 - R72 | 0,039 | 4,9 | 160 | 300/béton | OK | Etat moyen | Maintenir |
| R72 - R71 | 0,039 | 1,6 | 197 | 300/béton | OK | Etat moyen | Maintenir |
| R71 - R69 | 0,039 | 5 | 159 | 300/béton | OK | Etat moyen | Maintenir |
| R69 - R77 | 0,16 | 7,1 | 289 | 300/béton | Pente trop accentuée | Mauvais état | à changer |
| R77 - R96 | 0,286 | 2,71 | 387 | 300/béton | Ecoulement en charge | Mauvais état | à changer |
| R96 - R97 | 0,286 | 1,7 | 423 | 300/béton | Ecoulement en charge | Mauvais état | à changer |
| R97 - RF13 | 0,286 | 4 | 362 | 300/béton | Ecoulement en charge | Mauvais état | à changer |
| RF13 - R104 | 0,408 | 4 | 411 | 300/béton | Ecoulement en charge | Mauvais état | à changer |
| R104 - R105 | 0,408 | 7,96 | 411 | 300/béton | Ecoulement en charge | Mauvais état | à changer |
| R105 - R106 | 0,408 | 7,51 | 411 | 300/béton | Ecoulement en charge | Mauvais état | à changer |
| R106 - R107 | 0,408 | 4 | 411 | 300/béton | Ecoulement en charge | Mauvais état | à changer |

| Tronçon | Q(m ³ /s) | Pente (%) | D.cal (mm) | Collecteur existant | Contrainte | Etat physique | Observation |
|-------------|----------------------|-----------|------------|---------------------|----------------------|---------------|-------------|
| R107 - R108 | 0,458 | 4,92 | 429 | 300/béton | Écoulement en charge | Mauvais état | à changer |
| R108 - R109 | 0,458 | 5,45 | 431 | 300/béton | Écoulement en charge | Mauvais état | à changer |
| R109 - R110 | 0,458 | 4 | 429 | 300/béton | Écoulement en charge | Mauvais état | à changer |
| R110 - R112 | 0,458 | 5 | 431 | 300/béton | Écoulement en charge | Mauvais état | à changer |
| R112 - R113 | 0,508 | 4 | 446 | 300/béton | Écoulement en charge | Mauvais état | à changer |
| R134 - R133 | 0,071 | 2,05 | 242 | 300/béton | OK | Etat moyen | Maintenir |
| R133 - R93 | 0,071 | 2,33 | 236 | 300/béton | OK | Etat moyen | Maintenir |
| R66 - R67 | 0,84 | 0,69 | 289 | 300/béton | OK | Bon état | Maintenir |
| R67 - R68 | 1,1 | 0,7 | 274 | 300/béton | OK | Bon état | Maintenir |
| R68 - R69 | 0,99 | 0,74 | 280 | 300/béton | OK | Bon état | Maintenir |
| R240 - R239 | 0,363 | 3,1 | 361 | 400/PVC | OK | Bon état | Maintenir |
| R239 - R236 | 0,363 | 3,4 | 355 | 400/PVC | OK | Bon état | Maintenir |
| R236 - R235 | 0,363 | 3,1 | 361 | 400/PVC | OK | Bon état | Maintenir |
| R241 - R242 | 0,363 | 5 | 330 | 400/PVC | Écoulement en charge | Bon état | à changer |
| R242 - R244 | 0,654 | 5 | 412 | 400/PVC | Écoulement en charge | Bon état | à changer |
| R244 - R245 | 0,654 | 5 | 412 | 400/PVC | Écoulement en charge | Bon état | à changer |
| R245 - R254 | 0,654 | 5 | 412 | 400/PVC | Écoulement en charge | Bon état | à changer |
| R167 - R166 | 0,862 | 2,56 | 518 | 400/PVC | Écoulement en charge | Etat moyen | à changer |
| R166 - R171 | 0,862 | 2,68 | 513 | 400/PVC | Écoulement en charge | Etat moyen | à changer |
| R171 - R174 | 0,862 | 3,1 | 500 | 400/PVC | Écoulement en charge | Etat moyen | à changer |
| R174 - R173 | 0,862 | 5 | 457 | 400/PVC | Écoulement en charge | Etat moyen | à changer |
| R187 - RF12 | 1,019 | 1,9 | 583 | 400/PVC | Écoulement en charge | Etat moyen | à changer |
| R215 - R216 | 0,177 | 1,13 | 333 | 400/PVC | OK | Bon état | Maintenir |
| R216 - R217 | 0,177 | 3,92 | 264 | 400/PVC | OK | Bon état | Maintenir |
| R217 - R218 | 0,177 | 1,5 | 316 | 400/PVC | OK | Bon état | Maintenir |
| R218 - R219 | 0,177 | 4,85 | 254 | 400/PVC | OK | Bon état | Maintenir |
| R219 - R220 | 0,177 | 2,1 | 297 | 400/PVC | OK | Bon état | Maintenir |
| R220 - R221 | 0,177 | 1,12 | 334 | 400/PVC | OK | Bon état | Maintenir |
| R221 - R223 | 0,177 | 1,07 | 337 | 400/PVC | OK | Bon état | Maintenir |
| R234 - R233 | 0,476 | 4,98 | 366 | 400/PVC | OK | Bon état | Maintenir |
| R233 - R232 | 0,526 | 4,61 | 385 | 400/PVC | OK | Bon état | Maintenir |
| R232 - R231 | 0,526 | 4,87 | 381 | 400/PVC | OK | Bon état | Maintenir |
| R227 - R223 | 0,526 | 4,82 | 382 | 400/PVC | OK | Bon état | Maintenir |
| R45 - R46 | 0,06 | 3 | 211 | 300/béton | OK | Etat moyen | Maintenir |
| R46 - R48 | 0,06 | 2,94 | 212 | 300/béton | OK | Etat moyen | Maintenir |
| R48 - R49 | 0,06 | 1,74 | 234 | 300/béton | OK | Etat moyen | Maintenir |
| R49 - R50 | 0,06 | 1,85 | 232 | 300/béton | OK | Etat moyen | Maintenir |
| R50 - R51 | 0,06 | 1,73 | 235 | 300/béton | OK | Etat moyen | Maintenir |
| R58 - R54 | 0,02 | 2,27 | 148 | 300/béton | OK | Etat moyen | Maintenir |
| R54 - R53 | 0,02 | 3,76 | 134 | 300/béton | OK | Etat moyen | Maintenir |
| R53 - R52 | 0,02 | 2,5 | 145 | 300/béton | OK | Etat moyen | Maintenir |

| Tronçon | Q(m ³ /s) | Pente (%) | D.cal (mm) | Collecteur existant | Contrainte | Etat physique | Observation |
|-----------|----------------------|-----------|------------|---------------------|------------|---------------|-------------|
| R52 - R51 | 0,02 | 2,2 | 148 | 300/béton | OK | Etat moyen | Maintenir |
| R25 - R24 | 0,026 | 1,9 | 168 | 300/béton | OK | Etat moyen | Maintenir |
| R24 - R23 | 0,026 | 3,81 | 148 | 300/béton | OK | Etat moyen | Maintenir |
| R23 - R22 | 0,026 | 0,7 | 203 | 300/béton | OK | Etat moyen | Maintenir |
| R22 - R21 | 0,026 | 2,3 | 162 | 300/béton | OK | Etat moyen | Maintenir |
| R21 - R30 | 0,026 | 4 | 146 | 300/béton | OK | Etat moyen | Maintenir |
| R7 - R6 | 0,115 | 1,44 | 310 | 300/béton | OK | Mauvais état | à changer |
| R6 - R8 | 0,115 | 0,77 | 349 | 300/béton | OK | Mauvais état | à changer |
| R8 - RF16 | 0,115 | 0,7 | 354 | 300/béton | OK | Mauvais état | à changer |
| RF16 - R9 | 0,115 | 0,79 | 347 | 300/béton | OK | Mauvais état | à changer |
| R9 - R10 | 0,115 | 0,71 | 354 | 300/béton | OK | Mauvais état | à changer |
| R10 - R16 | 0,115 | 1,53 | 306 | 300/béton | OK | Mauvais état | à changer |
| R16 - R17 | 0,115 | 0,97 | 334 | 300/béton | OK | Mauvais état | à changer |
| R37 - 38 | 0,05 | 1,7 | 220 | 300/béton | OK | Mauvais état | à changer |
| 38 - R39 | 0,05 | 1,8 | 217 | 300/béton | OK | Mauvais état | à changer |
| R39 - SR5 | 0,05 | 4 | 187 | 300/béton | OK | Mauvais état | à changer |
| R26 - R2' | 0,016 | 0,4 | 171 | 315/PVC | OK | Bon état | Maintenir |
| R27 - R28 | 0,016 | 3 | 117 | 315/PVC | OK | Bon état | Maintenir |
| R28 - R29 | 0,016 | 2,67 | 120 | 315/PVC | OK | Bon état | Maintenir |
| R29 - R64 | 0,016 | 3,63 | 113 | 315/PVC | OK | Bon état | Maintenir |
| R64 - R56 | 0,016 | 0,74 | 152 | 315/PVC | OK | Bon état | Maintenir |
| R56 - R55 | 0,016 | 5,43 | 105 | 315/PVC | OK | Bon état | Maintenir |
| R62 - R31 | 0,016 | 4 | 111 | 315/PVC | OK | Bon état | Maintenir |
| R12 - R13 | 0,026 | 0,2 | 205 | 315/PVC | OK | Bon état | Maintenir |
| R13 - R25 | 0,026 | 1,13 | 169 | 315/PVC | OK | Bon état | Maintenir |
| R14 - R15 | 0,043 | 2,75 | 173 | 315/PVC | Ok | Bon état | Maintenir |
| R15 - R20 | 0,043 | 1,51 | 193 | 315/PVC | OK | Bon état | Maintenir |
| R20 - R19 | 0,043 | 5,02 | 161 | 315/PVC | Ok | Bon état | Maintenir |
| R17 - R18 | 0,115 | 1,25 | 290 | 315/PVC | OK | Bon état | Maintenir |
| R18 - R19 | 0,115 | 2 | 265 | 315/PVC | OK | Bon état | Maintenir |
| R19 - R30 | 0,158 | 2,32 | 290 | 315/PVC | OK | Bon état | Maintenir |

5.4 DIAGNOSTIQUE DES STATIONS DES RELEVAGES

5.4.1 Diagnostic de la station de reprise SR04 :

La station SR4 est située à côté de la route nationale RN24, la station intercepte les eaux usées de la station SR6 et les eaux usées de et l'extension qui sera projetée (sous bassin 16,17,18,19,20,22)

Le regard de réception à l'intérieur de SR04 se caractérise par :

- Une profondeur de 1.27m
- Une dimension regard est (1.00X 1.00).
- Un diamètre d'entrée DN400/PVC.
- Un diamètre de la sortie DN300/PVC sure une profondeur de 1.34m.
- Un regard en béton qui est en bon état.



Figure 5-8:vue sur le regard de réception de station de relvage SR04. (Source : Bureau d'études AH2E / juin 2020)

les eaux usées passent par digrilleur pour éliminer les déchets solides grossiers, ce digrilleur est en bon état, et bien entretenu (nettoyé).



Figure 5-9:vue sur l'état de dégrilleur de la station SR04. (Source : Bureau d'études AH2E / juin 2020)

Tableau 5-3:caractéristiques technique de station de relevage

| ouvrage | Equipement | nombre | caractéristiques technique | | |
|---------|-----------------|--------|----------------------------|---|------------|
| | | | P (kW) | Q (m ³ /h) de chaque pompe | HMT (m) |
| puisard | Pompe immergées | 02+1 | 38 | 309.9 | 22 |

5.4.2 Diagnostic de la station de reprise SR05

La station SR5 est située à proximité du stade d'el kerma centre et intercepte les eaux usées des sous bassin (1,2 et 25)

Ces eaux sont pompé vers la station SR01 par une conduite de refoulement en DN200/2335ml sur un traçons, puis elle continue gravitairement sur le reste du tracé.

Le regard de réception à l'intérieur de SR05 est caractérisé par :

- une profondeur totale de 1.64m ;
- Une dimension de regard est (1.2X1.2m) ;
- Un diamètre d'entrée DN300/BA ;
- Un génie civile de regard est en béton et en bon état sauf on a remarqué la présence des déchets solide (bouteille en plastique sable), et stagnation des eaux usées qui nécessite une opération de nettoyage.



Figure 5-10:vue sur le regard de réception de poste de relevage existant (sr5) (Source : Bureau d'études AH2E / juin 2020)

les eaux usées passent par digrilleur pour éliminer les déchets solides grossiers, ce digrilleur est en bon état, et bien entretenu (nettoyé)



Figure 5-11:vue sur l'état de dégrilleur(SR5). (Source : Bureau d'études AH2E / juin 2020)

Tableau 5-4:caractéristiques technique de station de relevage SR05.

| ouvrage | Equipement | nombre | caractéristiques technique | | |
|---------|-----------------|--------|----------------------------|--------------------------------|---------|
| | | | P (kW) | Q (m3/h) de chaque pompe | HMT (m) |
| puisard | Pompe immergées | 02+1 | 48 | 94.7 | 47.7 |

5.4.3 Diagnostic de la station de reprise SR06

La station SR6 est située dans la 2^{ème} plage de kerma-centre juste à l'exutoire de oued MUMARE et intercepte les eaux usées de la grande partie de la ville d'el kerma centre, et les refoulées avec une conduite de refoulement en DN200/660ml vers le regard existante de la cité 350log puis continue gravitaire vers la station SR04.

Le regard de réception à l'extérieur de SR06 est caractérisé par :

- Le regard de réception est un dissableur de dimensions (3x3.5) pour éliminer les déchets solides grossiers;
- Le dissableur est rempli pratiquement du sable, on n'a pas pu mesurer sa profondeur, qui nécessite une opération de curage et de nettoyage en urgent pour éviter le transfert des déchets vers le puisard.

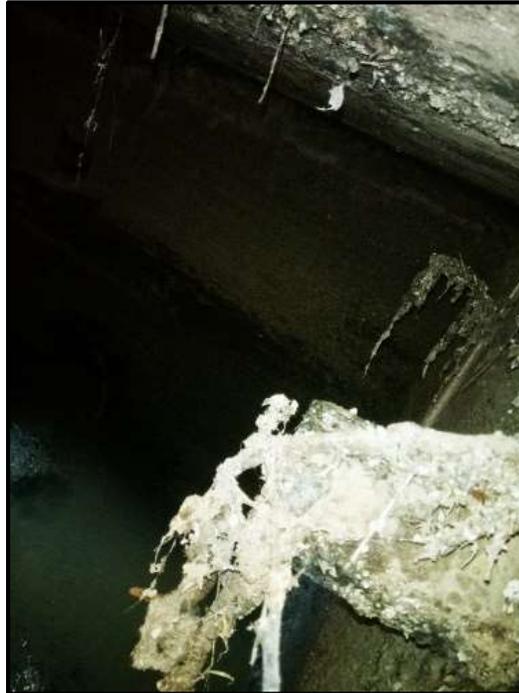


Figure 5-12:vue sur le désableur de station de relevage SR06. (Source : Bureau d'études AH2E / juin 2020)

Les eaux usées se dirige vers le puisard de profondeur H=5.10M de SR06 (absence d'un dégrilleur) pour se refouler vers SR04.

Tableau 5-5:caractéristiques technique de station de relevage SR06

| ouvrage | Equipement | nombre | caractéristiques technique | | |
|---------|-----------------|--------|----------------------------|---------------------------------|------------|
| | | | P (kW) | Q (m3/h) de chaque npompe | HMT (m) |
| puisard | Pompe immergées | 2+1 | 25 | 54.7 | 39 |

5.5 VERIFICATION DE LA CAPACITE D'EVACUATION DES STATIONS

5.5.1 Vérification de capacité d'évacuation de la station de reprise SR06

| bassin versant | Q TOTALE (l/s) | Coefficient de dilution dans le DVO | Q Totale entrées à la station (l/s) | Q Totale entrées à la station (m3/h) | Q actuel de la station | REMARQUE |
|--|----------------|-------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|------------------------|--|
| 4,5,6,7,8,9 10,11,12,13 14,15,23et24 | 44 | 2 | 88 | 316.8 | .7x2 | la capacité de la station est insuffisante |

5.5.2 Vérification de capacité d'évacuation de la station de reprise SR04

| bassin versant | Débit de pointe des eaux usées | Q TOTALE (l/s) | Coefficient de dilution dans le DVO | Q Totale entrées à la station (l/s) | Q Totale entrées à la station (m3/h) | Q actuel de la station | REMARQUE |
|---------------------------|--------------------------------|----------------|-------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|------------------------|--|
| SR6 | 44 | 59.24 | 2 | 118.48 | 426.528 | 309.9x2 | la capacité de la station est suffisante |
| 16,17,18,19,20,21et 22 | 15.24 | | | | | | |

5.5.3 Vérification de capacité d'évacuation de la station de reprise SR05

| bassin versant | Q TOTALE (l/s) | Coefficient de dilution dans le DVO | Q Totale entrées à la station (l/s) | Q Totale entrées à la station (m3/h) | Q actuel de la station | REMARQUE |
|----------------|----------------|-------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|------------------------|--|
| 1,2et25 | 7.3 | 2 | 14.6 | 52.56 | 94.7x2 | la capacité de la station est suffisante |

5.6 RESULTATS ET INTERPRETATION

Résultats Lors de l'étude diagnostique nous avons remarqué des anomalies trouvées dans le réseau existant, soit:

- Il existe plusieurs tronçons qui sont en charge (nécessite une réhabilitation) , qui justifie les débordements au niveau des sous bassins 6,7,13
- Une grande partie du réseau est dégradée.
- La plupart des collecteurs d'assainissements dans les sous bassin 1 et 25 sont en état dégradés et cause plusieurs débordements
- La plupart des regards dans les sous bassins 1 et 25 sont colmatés ou inondés.
- Il existe plusieurs collecteurs non localisés (R05 – R 35) et (R255-R189).
- certains collecteurs ne respectent pas les normes algériennes d'assainissements (Hauteur de recouvrement insuffisante $h=0.6$ m, des Pentes trop accentuées, diamètre inférieur à 300 mm).
- il y a des quartiers qui n'ont pas accès au réseau d'assainissements donc il est recommandé de faire une extension
- il existe plusieurs points de rejet au le milieu naturel :
 - Rejet vers l'oued (R268) au niveau de sous bassin 14
 - Rejet vers chaaba (R103) au niveau de sous bassin 3
 - Des rejets aléatoires vers chaaba au niveau de sous bassin 6
- pour la station de levage(SR6) il est recommandé de changer les pompes existantes par des nouvelles pompes qui assure le débit appelé

CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons fait un diagnostic (physique et hydraulique) du réseau existant où nous avons détecté toutes les anomalies de ce dernier pour ensuite pouvoir prévenir les améliorations à effectuer.

CHAPITRE VI : CALCUL HYDRAULIQUE

Introduction

La répartition des débits : en tenant compte de la topographie du terrain ; le débit d'eau usée, et le débit d'eau pluviale est récupéré par le tronçon le plus proche.

Les ouvrages d'évacuation doivent présenter de bonnes caractéristiques hydrauliques ; c'est à dire résister aux divers efforts qu'ils subissent (pressions extérieures transmises par le terrain, pressions intérieures éventuelles en cas de mise en charge) pour permettre une évacuation facile des matières solides transportées par les eaux et se prêter à un entretien et un curage commode.

6.1 La conception d'un système d'assainissement

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

- Les collecteurs : doivent pouvoir transporter en tout temps la totalité des débits apportés par les conduites qu'ils desservent. Ils sont définis par leurs :

- Emplacements.
- Profondeurs.
- Dimensions (diamètres intérieur et extérieur, ...).
- Pentés.

- Les regards : de différents types (de visite, de jonction, ...). Ils sont également définis par leurs :

- Emplacements.
- Profondeurs.
- Côtes.

6.2 DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE DES COLLECTEURS

6.2.1 Conditions d'écoulement et de dimensionnement

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

Pour la satisfaction des conditions d'auto-curage, on doit avoir des vitesses minimales de l'ordre de 0.6m/s pour 1/10 de débit à pleine section ou bien 0.3m/s pour 1/100 de ce même débit.

A l'opposé des considérations relatives à l'autocurage, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations circulaires et leurs revêtements intérieurs nous conduit à poser des limites supérieures à la pente admissible.

Il paraît raisonnable de ne pas dépasser des vitesses de l'ordre de 4 à 5 m/s.

6.2.2 Détermination des diamètres des collecteurs

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

La formule de Chézy:

$$V = C\sqrt{R_h \cdot I} \quad (6.1)$$

Où :

- V : la vitesse d'écoulement, en m/s
- I : Pente du collecteur (m/m).
- Rh : Rayon hydraulique (le rapport entre la section d'écoulement en m² et le périmètre en m).
- C: Coefficient de Chézy, qui dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement. Le coefficient « C » est donné à son tour par la formule de Bazin :

$$C = \frac{87.R_h}{\delta + \sqrt{R_h}} \quad (6.2)$$

- δ : Coefficient de Bazin qui varie suivant les matériaux employés.

Formule de Manning-Strickler

$$V = K_s \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{I} \quad (6.3)$$

Avec : K_s : Coefficient de rugosité de Manning-Strickler

Tableau VI.1: Coefficients de Manning-Strickler (k_s) en fonction de la nature des parois

:

| Nature des parois | K_s ($m^{1/3}/s$) |
|------------------------------|-----------------------|
| Fossé à parois en terre | 40 |
| Canal en maçonnerie | 60 |
| Conduite en béton | 71 |
| Conduite en fibre ciment | 80 |
| Conduite en fonte ou en grés | 90 |
| Conduite en PVC | 100 |

Source : les réseaux d'assainissement. de R.BOURRIER (page : 512)

Mode de calcul

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

- L'écoulement est uniforme à surface libre, le gradient hydraulique est égal à la pente du radier.
- Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit en pleine section Q_{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.

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

$$Q = V.S \quad (6.4)$$

Avec :

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

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

S : Section mouillée de la conduite (m).

- Le calcul hydraulique a été effectué en utilisant la formule universelle de **Manning-Strickler** :

$$Q = K_s \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{I} \cdot S \quad (6.5)$$

D'où le diamètre est calculé par la formule

$$D_{cal} = \left(\frac{3,2036 * Q_t}{K_s * \sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{8}} \quad (6.6)$$

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

$$Q_{ps} = V_{ps} * \frac{\pi * (D_{nor})^2}{4} \quad (6.8)$$

$$R_h = -11,423 * Rq^6 + 40,641 * Rq^5 - 55,497 * Rq^4 + 37,115 * Rq^3 - 12,857 * Rq^2 + 2,8373 * Rq + 0,0359 \quad (6.9)$$

$$R_v = -25,63 * Rq^6 + 93,647 * Rq^5 - 134,25 * Rq^4 + 95,24 * Rq^3 - 35,151 * Rq^2 + 7,0395 * Rq + 0,2263 \quad (6.10)$$

Ensuite on calcule les vitesses et les hauteurs :

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

$$R_h = H / D_{nor} \quad \Rightarrow \quad H = R_h * D_{nor}$$

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

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

Afin d'assurer le bon fonctionnement du réseau, il faut tenir compte de certaines conditions telles que

- Evacuation des matières en suspension
- Aération des conduites.

Dans ce sens, le calcul hydraulique s'effectue en respectant lors de l'évacuation du débit maximum, les conditions suivantes :

- Le taux de remplissage n'excède pas une certaine valeur bien déterminée
- La vitesse d'écoulement devra être supérieure à la vitesse d'auto- curage.

6.2.3 Vitesse d'auto- curage.

Cette vitesse est déterminée afin de vérifier les conditions d'entraînement des particules en suspension dans les eaux chargées et éviter ainsi la formation de dépôt.

On doit avoir des vitesses minimales de l'ordre de 0.6m/s pour 1/10 de débit à pleine section ou bien 0.3m/s pour 1/100 de ce même débit.

6.2.4 Dimensionnement du réseau d'évacuation projeté

En se basant sur le débit et la pente de chaque tronçon, on détermine les diamètres ainsi que les autres paramètres hydrauliques de notre réseau. (voir annexe I)

CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons abordé le coté hydraulique à savoir le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales, nous avons suivi une méthode de calcul déjà expliquée au préalable.

Après le dimensionnement des collecteurs principaux et secondaires et la détermination de leurs paramètres hydrauliques, on constate que les vitesses d'auto-curage sont admissibles.

CHAPITRE7 : ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU ET OUVRAGES ANNEXES

INTRODUCTION

Le réseau d'assainissement a pour objectif de collecter les eaux usées et les eaux pluviales, protégeant ainsi le milieu naturel. Afin d'atteindre au mieux ses objectifs, le réseau de canalisations d'égouts est composé de plusieurs structures, on peut distinguer :

- Les ouvrages principaux constituent l'ensemble du réseau depuis l'entrée de l'effluent jusqu'à sa sortie vers la station d'épuration.
- Les ouvrages annexes : comprenant toutes les installations qui conduisent au fonctionnement raisonnable du réseau, telles que : les regards, les bouches d'égout, les déversoirs d'orages, ...etc.

7.1 LES OUVRAGES PRINCIPAUX :

Les ouvrages principaux correspondant aux ouvrages d'évacuation des effluents vers le point de rejet ou vers la station d'épuration comprennent les conduites et les joints.

7.1.1 Les canalisations

Ils se présentent sous plusieurs formes cylindriques préfabriquées en usine. Ils sont spécifiés par leur diamètre intérieur, appelé diamètre Nominal en millimètres, ou ovoïdes préfabriqués spécifiés leur hauteur en centimètres, et les œuvres qui peuvent être vues.

Formes et sections de conduites

- Conduites circulaires : Par rapport aux autres formes, les conduites circulaires sont utilisées pour les faibles sections.
- Conduites ovoïdes : Ces conduites sont utilisées pour remplacer les conduites circulaires de diamètre supérieur à 800 mm généralement, et cela afin d'éviter le problème d'auto curage.

7.1.1.1 Critères du choix de conduite

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

- Des pentes du terrain.
- Des diamètres utilisés.
- De la nature du sol traversé.
- De la nature chimique des eaux usées.
- Des efforts extérieurs dus au remblai.

7.2 TYPES DE MATERIAUX

7.2.1 Conduite en fonte

La particularité de ce type de conduite est que leur composition est à base de fonte, ce qui les rend inoxydables et solides et donc indispensables à la sécurité. Ils sont couramment utilisés pour évacuer les eaux usées industrielles des raffineries.

7.2.2 Conduites en amiante – ciment

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

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

7.2.2.1 Joints :

Pour assembler ces types de conduites, on utilise les joints sans emboîtement.

On distingue :

- Le joint « Everitube »
- Le joint « Eternit », fabriqué pour l'assemblage des conduites à bout lisses.

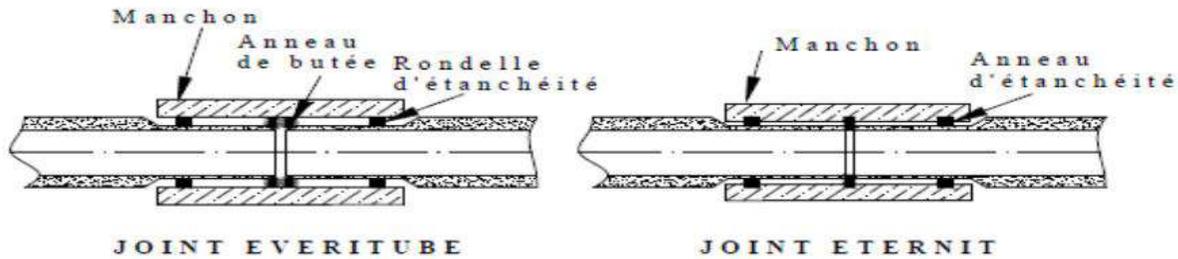


Figure 7-1: Joints sur tuyaux en amiante ciment

7.2.3 Conduite en grès

Les tuyaux en grès se caractérisent par une dureté très élevée et une excellente résistance à l'érosion chimique ou climatique. Cette résistance est obtenue par cuisson à des températures supérieures à 1200°C. Les longueurs utiles de ces tuyaux sont de 1,0 m, 1,5 m et 2,0 m.

7.2.3.1 Joints

L'assemblage de ces conduites s'effectue par trois sortes de joints :

- Joints au mortier de ciment.
- Joints avec corde goudronnée et mortier de ciment
- Joints à double anneaux.

7.2.4 Conduite en matière plastique

Les tuyaux en plastique ont une résistance à la corrosion, une inertie et une stabilité à de nombreux réactifs chimiques. Nous pouvons distinguer:

- Tubes en matériaux thermodurcissables.
- Tubes en matériaux thermoplastiques.

7.2.4.1 Joints :

Ces conduites peuvent être assemblées soit par collage, soit par bagues d'étanchéité.

7.2.5 Conduites en béton non armé

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement grâce à un processus qui garantit un degré élevé de densité du béton. La longueur utile ne doit pas dépasser 2,50 m. Ces types de tuyaux éclatent soudainement, mais à moins que la hauteur de chevauchement ne soit

pas suffisante. C'est arrivé au début du pipeline. Il n'est pas recommandé d'utiliser des tuyaux non renforcés pour les tuyaux accessibles.

7.2.6 Conduites en béton armé

Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation). Les tuyaux comportent deux séries d'armatures, la première est formée des barres droites appelées génératrices, la deuxième est formée des spires en hélice continues d'un pas régulier maximal de 1,5 m. La longueur utile ne doit pas être supérieure à 2m.

7.2.6.1 Joints

Afin d'assembler les conduites en béton armé ou non armé, on a cinq types de joints :

- Joint type Rocla.
- Joint torique.
- Joint à 1/2 emboîtement.
- Joint à coller.
- Joint plastique.

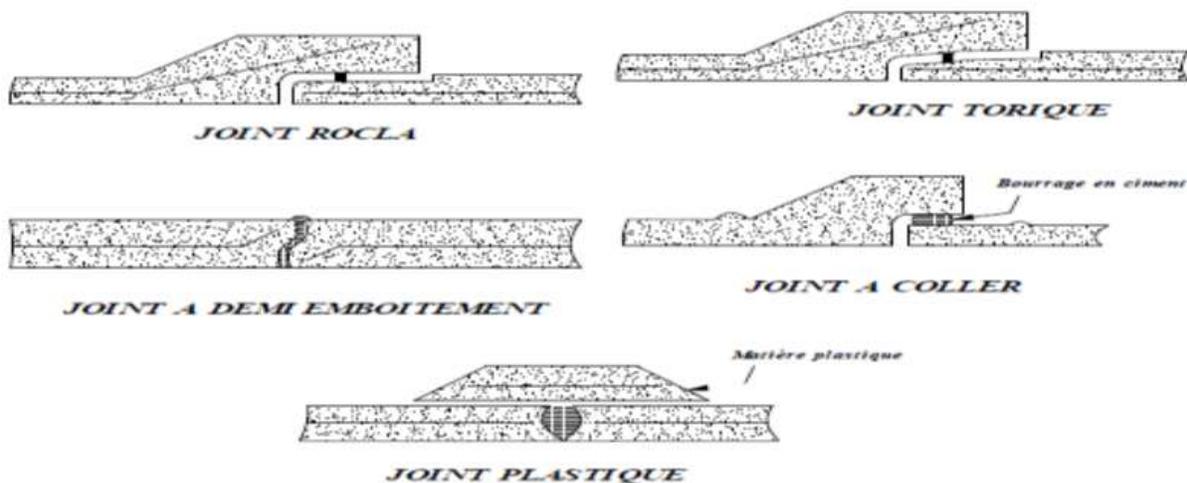


Figure 7-2: Joints sur tuyaux en béton

7.3 LES ESSAIS DE CONDUITES PREFABRIQUES

7.3.1 Essai à l'écrasement

L'essai à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts, ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice supérieure de la conduite.

7.3.2 Essai d'étanchéité

Les tests d'étanchéité sont obligatoires en usine et sur site.

- A la sortie de l'usine : Le tuyau est maintenu droit (béton) et rempli d'eau, et le niveau d'eau ne doit pas baisser de plus de 2 cm en 24 heures.
- Sur site : L'un des trois tests suivants peut être envisagé :
 - Test d'eau.
 - Test de fumée.
 - Test à l'air comprimé.

7.3.3 Essai de corrosion (chimique)

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 (H₂S) 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.

7.4 POSE DE CANALISATION

7.4.1 Les conditions de pose

Les principales conditions exigées lors de la pose des canalisations, sont les suivantes :

- La canalisation doit être enterrée sous une couverture d'au moins 80 cm au départ.
- Il ne faut pas en effet que la conduite soit déformée par la surcharge de terre ou le passage de charges.

- Les canalisations d'eau usée et pluviale sont fréquemment posées sur parallèles à dans la même tranchée, mais elles sont décalées de 30 à 40 cm.
- Il est conseillé de placer le réseau d'eau pluviale au-dessus du réseau d'eaux vannes dans le cas où ils sont voisins.

7.4.2 Les modes de pose

Le mode de pose des canalisations diffère selon la nature du terrain.

Terrain ordinaire :

Dans ce type de terrain, la canalisation doit être posée sur un lit de sable réalisé sur un fond, avec des joints confectionnés avec soins conformément aux prescriptions des fabricants de conduites.

Mauvais terrain

Dans les terrains peu consistants, la canalisation doit reposer sur deux briques posées au fond et le vide sera rempli de sable.

Terrain très mauvais

Dans ce type de terrain une dalle en béton préfabriqué doit être envisagé au fond de la Tranchée.

7.5 LES OUVRAGES ANNEXES

Les ouvrages annexes ont une importance considérable dans l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout. Ils ont constitué par tous les dispositifs de raccordement, d'accès, de réception des eaux usées ou d'engouffrement des eaux pluviales, Les ouvrages Annexes sont à considérés selon deux types :

- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux.

7.6 LES OUVRAGES NORMAUX

Les ouvrages normaux, sont les ouvrages courants, qui sont indispensable en amont ou au

Cours des réseaux, ils assurent généralement la fonction recette des effluents.

7.6.1 Les branchements particuliers

Ces travaux doivent assurer une meilleure hygiène des ménages. Ces raccordements doivent être équipés de dispositifs étanches et de canalisations pouvant résister à la pression provoquée par la différence de niveau mesurée avec le niveau de la voie publique.

7.6.2 Les bouches d'égout

Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux en surface (pluviales et de lavage des chaussées). Elles sont généralement disposées au point bas des caniveaux, soit sur le trottoir.

La distance entre deux bouches d'égout est en moyenne de 50m.

La section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les deux bouches afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont.

Elles peuvent être classées selon deux critères :

La manière de recueillir des eaux et la manière dont les déchets sont retenus

- **Les bouches d'égouts à section circulaire de 0,5m de diamètre avec ou sans décantation :**

Ce type de bouche d'égouts peut s'adapter surtout si le réseau risque de ne pas faire l'objet d'un entretien permanent.

Selon le type de recueil des eaux, on distingue cinq types de bouches d'égouts.

- **Les bouches d'égouts avec grille et couronnement métallique :**

Ces bouches peuvent être sélectives ou non. Lorsqu'il est prévu une décantation, l'entrée des eaux dans le réseau s'effectue soit au moyen d'un siphon, soit directement par surverse au-dessus du seuil du puisard de décantation.

- **Les bouches d'égouts avec bavette en pierre ou en béton et couronnement métallique :**

Elles peuvent être sélectives ou non, avec ou sans décantation siphonide ou non. Dans ce dernier cas l'entonnoir est prolongé par une jupe dont la base doit plonger au moins à 0,05 m au-dessous du niveau permanent du puisard de décantation.

- **Les bouches d'égout à avaloir métallique grille et couronnement combiné :**

Elles sont comme les précédentes, la seule particularité repose dans le fait que le dispositif métallique supérieur s'emboîte directement sur l'arase supérieure de la cheminée.

- **La bouche d'égout à grille seule :**

Les bouches d'égouts à grille seule s'emboîtent directement sur l'arase supérieure de la cheminée.

7.6.3 Les regards

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

- **Les regards simples :** Destinés pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents.
 - **Les regards latéraux :** Utilisés en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important.
 - **Les regards toboggan :** En cas d'exhaussement de remous.
 - **Les regards de chute :** En cas de forte pente.
- La distance entre deux regards est variable :
- 35 à 50m en terrain accidenté ;
 - 50 à 80m en terrain plat.
- Sur les canalisations les regards doivent être installés :
- A chaque changement de direction ;
 - A chaque jonction de canalisation ;
 - Aux points de chute ;

- A chaque changement de pente ;
- A chaque changement de diamètre.

7.6.3.1 Types des regards :

On distingue différents types qui sont :

Regard de visite :

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

Les dimensions minimales de ces regards sont les suivantes :

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

Regard de ventilation :

La présence d'air dans les égouts est la meilleure garantie contre la fermentation et la production du sulfure d'hydrogène 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.

- Pour notre agglomération, les regards de jonction sont indispensables, ce sont les plus répandus, car le terrain est accidenté, ainsi les pistes existantes suivent plusieurs directions, d'où l'utilité de projeter des regards de jonction.

Regard de chute :

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

Regard double : pour un système séparatif.

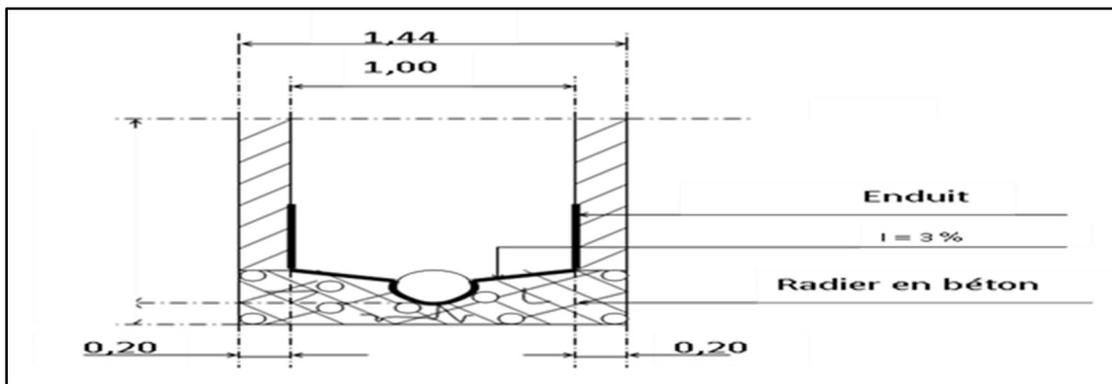


Figure 7-3:Exemple d'un regard simple

→ Dimensionnement du regard :

Les dimensions d'un regard sont données dans le tableau suivant :

Tableau 7-1:Dimensionnement du regard en fonction des dimensions des conduites

| Diamètre des conduites (mm) | Dimensionnement du regard (m*m) |
|-----------------------------|---------------------------------|
| 300 | 1.1*1.1 |
| 400 | 1.1*1.1 |
| 500 | 1.2*1.2 |
| 600 | 1.2*1.2 |

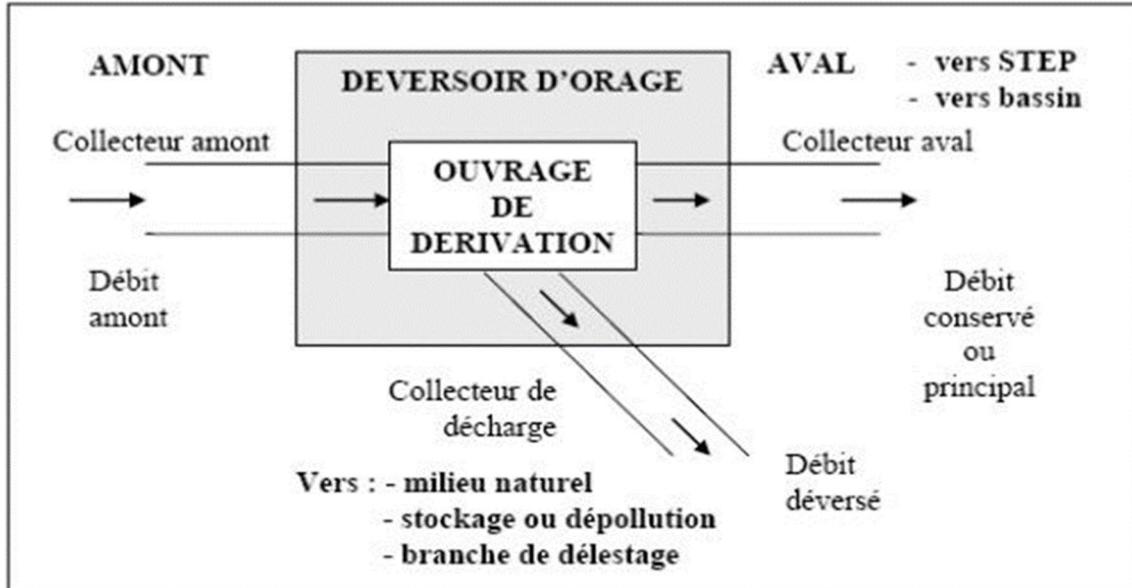
| Diamètre des conduites (mm) | Dimensionnement du regard (m*m) |
|--|--|
| 800 | 1.6*1.6 |
| 1000 | 2*2 |
| 1200 | 2.2*2.2 |
| 1500 | 2.5*2.5 |
| 1800 | 3*3 |

7.7 LES OUVRAGES SPECIAUX

7.7.1 Les déversoirs d'orage

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

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



Emplacement des déversoirs d'orage

Avant l'emplacement des déversoirs d'orage il faut voir :

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

7.7.2 Types des déversoirs

- **Déversoir à seuil latéral :**

Pour le calcul de cet ouvrage il faut que l'écoulement en amont soit fluvial.

Le déversoir classique à seuil latéral ou de dimension standard à seuil haut ou bas peut être partialisé et équipé de dispositifs de vannage.

Il présente l'intérêt majeur de permettre la conception de seuil long sans occuper beaucoup de place.

- **Déversoir à seuil frontal :**

Le déversement s'effectue en face du collecteur d'amenée ou dans un changement de direction. Dans cette disposition, le seuil ne doit pas être élevé pour ne pas trop réduire la section d'écoulement.

- **Déversoir à double seuil latéral :**

Dans ce type de déversoir, on opte pour un double seuil déversant quand les calculs nous donnent une longueur importante du seuil du déversoir

- **Déversoir avec ouverture de radier :**

Ce type de déversoir est préconisé dans le cas où les pentes sont trop importantes c'est-à-dire en présence d'écoulement torrentiel. Le débit de temps sec et « petite pluie » passe par l'orifice dans le fond ou sur le côté du radier. Il s'agit d'un type d'ouvrage à fortement déconseiller qui a tendance à se boucher en permanence, donc à déverser souvent par temps sec.

Dimensionnement du déversoir d'orage (DO01): (latéral)

Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée : $D_e = 800\text{mm}$
- Débit total à l'entrée : $Q_t = 0.953\text{m}^3/\text{s}$
- Débit à pleine section : $Q_{ps} = 1.988 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit de pointe d'eaux usées : $Q_p = 0.0157 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit de Step : on propose une dilution de 2 fois m^3/s

Alors : $Q_{\text{station}} = 2 \times 0,0157 = 0,0315 \text{ m}^3/\text{s}$

- ❖ Calcul de coefficient de retardement :

$$Z = 1 - \frac{T_c}{100} \quad (7.1)$$

Avec :

T_c : le temps de concentration en min

Pour notre zone d'étude, il s'agit d'une agglomération urbanisée qui doit comporter des canalisations, alors le temps de concentration sera donné comme suit :

$$T_c = t_1 + t_2 \quad (7.2)$$

Avec :

$$t_1 = \frac{L}{60 \times v} \quad (7.3)$$

L: Longueur totale de collecteur le plus longs.

v : vitesse moyenne.

t_2 : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, il varie de 2 à 20 minutes (on suppose $t_2 = 10$ min)

Donc :

$$t_1 = \frac{368.14}{60 \times 4.2} = 1.46 \text{min}$$

$$t_c = 1.46 + 10 = 11.46 \text{ min}$$

$$\text{Le coefficient de retardement égal à } Z = 1 - \frac{11.466}{100} = 0.885$$

❖ Calcul de débit critique

$$Q_{cr} = Z \times Q_t \quad (7.4)$$

$$Q_{cr} = 0.885 \times 0.953 = 0.843 \text{m}^3/\text{s}$$

❖ Calcul de débit déversé

$$Q_{dév} = Q_{cr} - Q_{Step} \quad (7.5)$$

$$Q_{dév} = 0.843 - 0.0315 = 0.811 \text{ m}^3/\text{s}$$

❖ Détermination des hauteurs d'eau correspondant aux débits à l'amont du déversoir

- Hauteur d'eau demandée par la station

$$R_{Q_{station}} = \frac{Q_{Step}}{Q_{ps}} = \frac{0.0315}{1.988} = 0.0158 \Rightarrow \text{d'après l'abaque ab.5 (voir l'annexe) :}$$

$$R_{h_{station}} = 0.042$$

$$R_{h_{station}} = \frac{H_{Step}}{D} \Rightarrow H_{Step} = R_{h_{station}} * D = 0.044 * 800 = 34 \text{mm}$$

- La hauteur critique

$$R_{Q_{cr}} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} = \frac{0.843}{1.988} = 0.44 \Rightarrow \text{d'après l'abaque ab.5 : } R_{h_{cr}} = 0.44$$

$$H_{cr} = R_{h_{cr}} * D = 0.44 * 800 = 352 \text{mm}$$

- La hauteur d'eau déversée

$$H_{dév} = H_{cr} - H_{station} = 352 - 34 = 318 \text{mm}$$

❖ La longueur de seuil déversant

On applique la formule de BAZIN

$$Q_{dév} = m L \sqrt{2g} (H_{dév})^{3/2} \quad (7.6)$$

m: Coefficient de débit pris égal à : 0,42

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

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

$h_{dév}$: La lame d'eau déversée en m

Donc :

$$\Rightarrow L = \frac{Q_{dév}}{m \sqrt{2g} (H_{dév})^{3/2}} \quad (7.7)$$

$$L = \frac{0.811}{\frac{2}{3} 0.42 \sqrt{2} \times 9.81 (0.318)^{3/2}}$$

$$L = 3.6m$$

Dimensionnement du déversoir d'orage (DO02): (frontal)

Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée : $D_e = 1200 \text{ mm}$
- Débit total à l'entrée : $Q_t = 2,389 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit à pleine section : $Q_{ps} = 3,478 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit de pointe d'eaux usées : $Q_p = 0.0346 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit de Station : on propose une dilution de 2 fois m^3/s

$$\text{Alors : } Q_{\text{station}} = 2 \times 0,0346 = 0.0692 \text{ m}^3/\text{s}$$

- ❖ Calcul de coefficient de retardement :

$$t_1 = \frac{734,860}{60 \times 3.88} = 3.16 \text{ min}$$

$$t_2 = 2 \text{ min}$$

$$t_c = 3.16 + 2 = 5.16 \text{ min}$$

$$\text{Le coefficient de retardement égal à } Z = 1 - \frac{5.16}{100} = 0.95$$

- ❖ Calcul de débit critique

$$Q_{cr} = 0.95 \times 2,389 = 2.27 \text{ m}^3/\text{s}$$

- ❖ Calcul de débit déversé

$$Q_{dév} = 2.27 - 0.0692 = 2.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

- ❖ Détermination des hauteurs d'eau correspondant aux débits à l'amont du déversoir

- Hauteur d'eau demandée par la STEP

$$R_{Q\text{Step}} = \frac{Q_{\text{Step}}}{Q_{ps}} = \frac{0.0692}{3,478} = 0.02 \Rightarrow \text{d'après l'abaque ab.5 (voir l'annexe) :}$$

$$R_{h\text{Step}} = 0.05$$

$$R_{hStep} = \frac{H_{Step}}{D} \Rightarrow H_{Step} = R_{hStep} * D = 0.05 * 1200 = 60 \text{ mm}$$

- La hauteur critique

$$R_{Qcr} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} = \frac{2.27}{3.478} = 0.65 \Rightarrow \text{d'après l'abaque (ab.5): } R_{hcr} = 0.58$$

$$H_{cr} = R_{hcr} * D = 0.58 * 1200 = 696 \text{ mm}$$

- La hauteur d'eau déversée

$$H_{dév} = H_{cr} - H_{step} = 696 - 60 = 636 \text{ mm}$$

- ❖ La longueur de seuil déversant

On applique la formule de BAZIN

$$L = \frac{2.2}{0.42 \sqrt{2 \times 9.81} (0.636)^{3/2}}$$

$$L = 2.33 \text{ m}$$

Dimensionnement du déversoir d'orage (DO03): (frontal)

- Diamètre d'entrée : $D_e = 800 \text{ mm}$
- Débit total à l'entrée : $Q_t = 1.218 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit à pleine section : $Q_{ps} = 1.829 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit de pointe d'eaux usées : $Q_p = 0.0073 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit de Station : on propose une dilution de 2 fois m^3/s

$$\text{Alors : } Q_{station} = 2 \times 0,0073 = 0.015 \text{ m}^3/\text{s}$$

- ❖ Calcul de coefficient de retardement :

$$t_1 = \frac{648.9}{60 \times 3.8} = 2.85 \text{ min}$$

$$t_2 = 2 \text{ min}$$

$$t_c = 3.16 + 2 = 4.84 \text{ min}$$

$$\text{Le coefficient de retardement égal à } Z = 1 - \frac{4.84}{100} = 0.95$$

- ❖ Calcul de débit critique

$$Q_{cr} = 0.95 \times 1.218 = 1.157 \text{ m}^3/\text{s}$$

- ❖ Calcul de débit déversé

$$Q_{dév} = 1.157 - 0.015 = 1.142 \text{ m}^3/\text{s}$$

- ❖ Détermination des hauteurs d'eau correspondant aux débits à l'amont du déversoir

- Hauteur d'eau demandée par la station

$$R_{Q_{\text{Station}}} = \frac{Q_{\text{Step}}}{Q_{ps}} = \frac{0.015}{1.829} = 0.02 \Rightarrow \text{d'après ab.5 (voir l'annexe) :}$$

$$R_{h_{\text{station}}} = 0.021$$

$$R_{h_{\text{Step}}} = \frac{H_{\text{Step}}}{D} \Rightarrow H_{\text{Step}} = R_{h_{\text{Step}}} * D = 0.021 * 800 = 16.8 \text{ mm}$$

- La hauteur critique

$$R_{Q_{cr}} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} = \frac{1.157}{1.829} = 0.63 \Rightarrow \text{d'après l'abaque ab.5 : } R_{h_{cr}} = 0.57$$

$$H_{cr} = R_{h_{cr}} * D = 0.57 * 800 = 456 \text{ mm}$$

- La hauteur d'eau déversée

$$H_{dév} = H_{cr} - H_{\text{station}} = 456 - 16.8 = 440 \text{ mm}$$

- ❖ La longueur de seuil déversant

On applique la formule de BAZIN

$$L = \frac{0.22}{0.42 \sqrt{2 \times 9.81} (0.440)^{3/2}}$$

$$L = 2.6m$$

Dimensionnement du déversoir d'orage (DO04): (frontal)

Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée : $D_e = 1000\text{mm}$
- Débit total à l'entrée : $Q_t = 1.31\text{m}^3/\text{s}$
- Débit à pleine section : $Q_{ps} = 1.793\text{m}^3/\text{s}$
- Débit de pointe d'eaux usées : $Q_p = 0.015\text{m}^3/\text{s}$
- Débit de station : on propose une dilution de 2 fois m^3/s

$$\text{Alors : } Q_{\text{station}} = 2 \times 0,015 = 0.03\text{m}^3/\text{s}$$

❖ Calcul de coefficient de retardement :

$$t_1 = \frac{598.56}{60 \times 3.85} = 2.59\text{min}$$

$$t_2 = 3\text{min}$$

$$t_c = 2.59 + 3 = 5.59\text{min}$$

$$\text{Le coefficient de retardement égal à } Z = 1 - \frac{5.59}{100} = 0.94$$

❖ Calcul de débit critique

$$Q_{cr} = 0.94 \times 1.31 = 1.192\text{m}^3/\text{s}$$

❖ Calcul de débit déversé

$$Q_{dév} = 1.192 - 0.03 = 1.162\text{m}^3/\text{s}$$

❖ Détermination des hauteurs d'eau correspondant aux débits à l'amont du déversoir

- Hauteur d'eau demandée par la Station

$$R_{Q\text{Step}} = \frac{Q_{\text{Step}}}{Q_{ps}} = \frac{0.03}{1.793} = 0.016 \Rightarrow \text{d'après l'abaque ab.5 (voir l'annexe) :}$$

$$R_{h\text{Step}} = 0.043$$

$$R_{h\text{Step}} = \frac{H_{\text{Step}}}{D} \Rightarrow H_{\text{Step}} = R_{h\text{Step}} * D = 0.043 * 800 = 35\text{mm}$$

- La hauteur critique

$$R_{Q_{cr}} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} = \frac{1.192}{1.793} = 0.66 \Rightarrow \text{d'après l'abaque ab.5 : } R_{h_{cr}} = 0.59$$

$$H_{cr} = R_{h_{cr}} * D = 0.59 * 1000 = 590 \text{ mm}$$

- La hauteur d'eau déversée

$$H_{dév} = H_{cr} - H_{step} = 590 - 35 = 550 \text{ mm}$$

- ❖ La longueur de seuil déversant

On applique la formule de BAZIN

$$L = \frac{1.162}{0.42 \sqrt{2} \times 9.81 (0.550)^{3/2}}$$

$$L = 1.5 \text{ m}$$

Dimensionnement du déversoir d'orage (DO05): (frontal)

Les données de base sont les suivantes : (sb3)

- Diamètre d'entrée : $D_{ext} = 315 \text{ mm}$; $D_e = 305 \text{ mm}$
- Débit total à l'entrée : $Q_t = 0.23 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit à pleine section : $Q_{ps} = 0.294 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit de pointe d'eaux usées : $Q_p = 0.003 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit de Station : on propose une dilution de 2 fois m^3/s

$$\text{Alors : } Q_{station} = 2 \times 0,003 = 0.006 \text{ m}^3/\text{s}$$

- ❖ Calcul de coefficient de retardement :

$$t_1 = \frac{186.6}{60 \times 3.927} = 0.8 \text{ min}$$

$$t_2 = 4 \text{ min}$$

$$t_c = 0.8 + 4 = 4.8 \text{ min}$$

$$\text{Le coefficient de retardement égal à } Z = 1 - \frac{4.8}{100} = 0.95$$

- ❖ Calcul de débit critique

$$Q_{cr} = 0.95 \times 0.23 = 0.22 m^3/s$$

- ❖ Calcul de débit déversé

$$Q_{dév} = 0.22 - 0.006 = 0.214 m^3/s$$

- ❖ Détermination des hauteurs d'eau correspondant aux débits à l'amont du déversoir

- Hauteur d'eau demandée par la STEP

$$R_{Q_{station}} = \frac{Q_{Step}}{Q_{ps}} = \frac{0.003}{0.294} = 0.01 \Rightarrow \text{d'après l'abaque ab.5 (voir l'annexe) :$$

$$R_{h_{Step}} = 0.03$$

$$R_{h_{Step}} = \frac{H_{Step}}{D} \Rightarrow H_{Step} = R_{h_{Step}} * D = 0.03 * 305 = 9 \text{ mm}$$

- La hauteur critique

$$R_{Q_{cr}} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} = \frac{0.22}{0.294} = 0.75 \Rightarrow \text{d'après l'abaque ab.5 : } R_{h_{cr}} = 0.64$$

$$H_{cr} = R_{h_{cr}} * D = 0.64 * 305 = 195 \text{ mm}$$

- La hauteur d'eau déversée

$$H_{dév} = H_{cr} - H_{step} = 195 - 9 = 186 \text{ mm}$$

- ❖ La longueur de seuil déversant

On applique la formule de BAZIN

$$L = \frac{0.22}{0.42 \sqrt{2 \times 9.81} (0.156)^{3/2}}$$

$$L = 0.75$$

7.8 STATIONS DE RELEVAGE PREFABRIQUEES.

7.8.1 Dimensionnement Hydrauliques

Le débit de pointe des eaux usées est de $Q_{\text{pointe}} = 2 \cdot Q_p = 2 \cdot 3 = 6 \text{ l/s}$, ce débit est calculé à l'horizon 2050 sb 3 .

Le débit des eaux pluviales sera déversé vers l'ouvrage de rejet 01 puis vers la mer par une conduite du diamètre **DN315/PVC**.

7.8.1.1 Dimensionnement de la conduite de refoulement

Le matériau de la conduite de refoulement retenu est en PEHD/PN16. Cette dernière doit permettre d'encaisser les surpressions et les dépressions, dues au démarrage et à l'arrêt brusque des pompes.

Pour le diamètre de la conduite de refoulement en choisi un diamètre de tel sorte que la vitesse d'écoulement soit entre 0.50m/s et 2.00m/s

$$0.50 \text{ m/s} \leq V \leq 2.00 \text{ m/s}$$

En premier, on détermine un diamètre approximatif calculé par la formule de Bonin :

$$D = \sqrt{Q} \quad (7.8)$$

Et celle de Bresse :

$$D = 1.5 \cdot \sqrt{Q} \quad (7.9)$$

Où :

D : diamètre de la conduite en m.

Q : Débit véhiculé en m³/s.

-La première approximation pour l'évaluation du diamètre est faite par la formule de Bonin

$$D_{\text{Bonin}} = \sqrt{Q} = \sqrt{0,006} = 0.077\text{m} = 77.46\text{mm}$$

-La deuxième approximation pour l'évaluation du diamètre est faite par la formule de Bresse

$$D_{\text{Bresse}} = 1.5 \cdot \sqrt{Q} = \sqrt{0,006} = 0.116\text{m} = 116.18\text{mm}$$

7.8.2 Calcul de la HMT pour chaque diamètre

Afin de déterminer les frais d'exploitation, nous devons déterminer les pertes charges linéaires et singulières générées dans la conduite pour chaque diamètre

➤ Hauteur géométrique

Côte de point bas = (côte arrivée collecteur E.U)-(La hauteur d'eau dans le Puisard)

« pour ne pas dénoyer la pompe » = $7.27 - 4 = 3.27$ m

Côte de point haut = côte T.N point haut - (profondeur du réseau de refoulement) =

Donc la hauteur géométrique = $17.14 - 1.14 = 16$ m

$H_g = 16 - 3.27 = 12.73$ m

➤ Pertes de charges :

Les pertes de charges sont la somme des pertes de charges linéaires et des pertes des charges singulières

$$\Delta H_{\text{ref}} = \Delta H_{\text{sing}} + \Delta H_{\text{linéaire}}$$

Les pertes de charge singulières sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires, et Les pertes de charge linéaires ont été évaluées à partir de la formule de Darcy-Weisbach

$$\Delta H = \frac{8\lambda L Q^2}{\pi^2 g D^5} \quad (7.10)$$

Avec :

L : longueur de la conduite en m

Q : débit véhiculé en (m³/s)

D : diamètre de la conduite en m

λ : coefficient de perte de charge évalué comme suis

$$\lambda = \left[1.14 - 0.86 * \ln \left(\frac{\varepsilon}{D} \right) \right]^{-2}$$

ε : Rugosité = 0.01mm.

- La HMT en fonction du diamètre

$$\mathbf{HMT = Hg + \Delta ht}$$

Tableau 7-2: La HMT en fonction du diamètre

| Diamètre (m) | Longueur (m) | Débit (m ³ /s) | Vitesse (m/s) | λ | ΔH (m) | ΔH ref (m) | Hg (m) | HMT (m) |
|--------------|--------------|---------------------------|---------------|-----------|----------------|--------------------|--------|---------|
| 90 | 186 | 0,006 | 1,43 | 0.0129 | 3.44 | 7.22 | 12.73 | 19.75 |
| 110 | | | 0.94 | 0.0124 | 1.16 | 2.43 | 12.73 | 15.46 |
| 125 | | | 0.73 | 0,0121 | 0.6 | 1.26 | 12.73 | 13.99 |
| 160 | | | 0.44 | 0,0116 | 0.17 | 0.357 | 12.73 | 13.08 |

7.8.3 Frais d'exploitation

Ce sont les frais de l'énergie consommée annuellement par l'installation de pompage, donné par

$$F_{\text{exp}} = e \cdot n \cdot (t \cdot 365) \cdot p \quad (7.17)$$

T : temps de pompage par jour en (heure), on le fixe à t=18h

n : nombres d'années ;

P: puissance absorbée par l'installation de pompage donné par :

$$P = \frac{\rho \times g \times Q \times HMT}{\eta} \quad (7.12)$$

Q: débit refoulé

η_p : le rendement de pompage (0.83)

e : prix d'un Kwh qui est donné dans le suivant :

Tableau 7-3: Prix d'un Kwh

| Intervalle de temps | Prix unitaire (Kwh) |
|---------------------|---------------------|
| 06-17 h | 1.34 |
| 17-21 h | 6.06 |
| 21-06 h | 0.74 |

Notre station de pompage va fonctionner en moyenne de 18 h par jour, nous trouvons que : $e = (11 \times 1.34 + 4 \times 6.06 + 3 \times 0.74) / 18 = 2.29$ Da

Le tableau suivant résume les frais d'exploitation pour chaque conduite :

Tableau 7-4: Frais d'exploitation en fonction du diamètre .

| Diamètre (m) | Q (m3/s) | HMT (m) | Puissance (Kw) | e (Da) | Fexp (Da) |
|--------------|----------|---------|----------------|--------|-----------|
| 90 | 0.006 | 19.75 | 1.4 | 2,29 | 631902.6 |
| 110 | | 15.46 | 1.09 | | 491981.3 |
| 125 | | 13.99 | 0.99 | | 446845.4 |
| 160 | | 13.08 | 0.92 | | 415250.3 |

7.8.4 Frais d'amortissement

Ces frais augmentent avec le diamètre de la canalisation, et on doit tenir compte de l'annuité (A) d'amortissement, qui amortit un capital investi au taux (i) pour une période en principe égale à la durée de vie du matériel (conduite) (30 ans)

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (7.13)$$

i : taux d'annuité (8 à 12% en Algérie)

n : nombre d'années d'amortissement

$$A = \frac{0.1}{(0.1 + 1)^{30} - 1} + 0.1 = 0.10608 \quad (7.14)$$

Chapitre VII Eléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes

Donc les frais d'amortissement correspondants aux différents diamètres sont présentés dans le suivant :

$$F_{am} = Prix. (1 - A) \quad (7.15)$$

Tableau 7-5:Frais d'amortissement en fonction du diamètre

| Diamètre (m) | Prix ML (Da) | Longueur (m) | Prix (Da) | Frais d'amortissement (Da) |
|--------------|--------------|--------------|-----------|----------------------------|
| 90 | 1.386,50 | 186 | 252309 | 225544,1 |
| 110 | 1.599,15 | | 297441.9 | 265889,3 |
| 125 | 2.037,33 | | 37894.38 | 33874,54 |
| 160 | 3.335,76 | | 62079.36 | 55493,98 |

7.8.5 Choix du diamètre économique :

Le cout total est calculé par la formule suivante :

$$Ct = F_{exp} + F_{am} \quad (7.16)$$

Tableau 7-6:Bilan des couts en fonction des diamètres.

| Diamètre (m) | F _{exp} (Da) | F _{am} (Da) | Bilan (Da) |
|--------------|-----------------------|----------------------|------------|
| 90 | 631902.6 | 225544,1 | 857446,7 |
| 110 | 491981.3 | 265889,3 | 757870,6 |
| 125 | 446845.4 | 33874,54 | 480719,9 |
| 160 | 415250.3 | 55493,98 | 470744,3 |

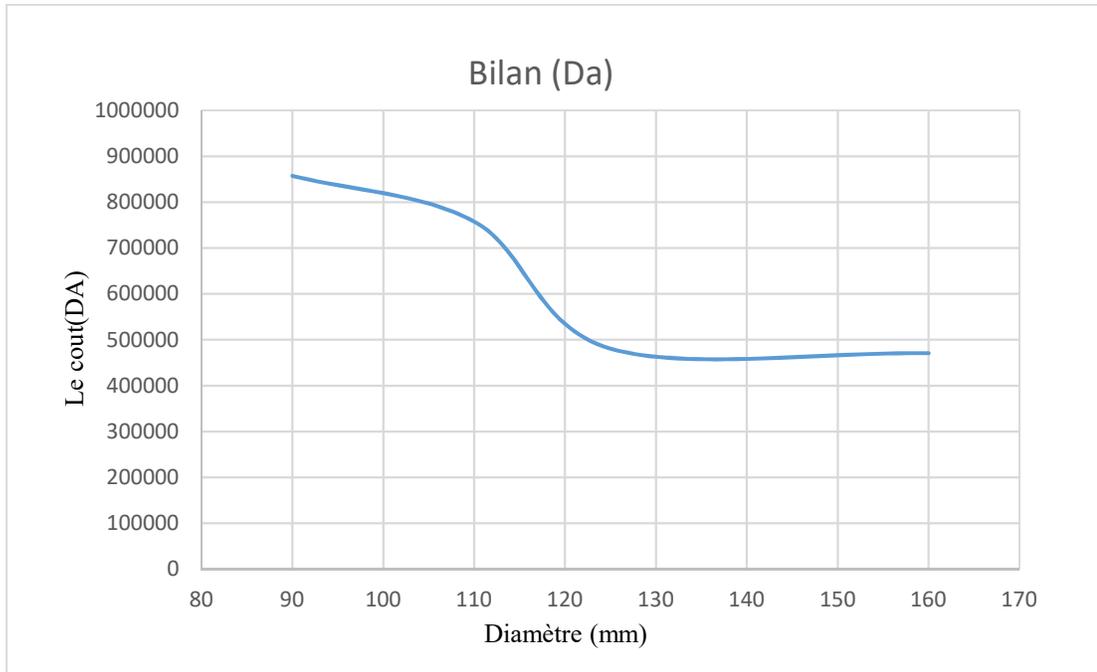


Figure 7-4: Choix du diamètre économique

Donc suite à mes calculs, je vais opter pour une conduite en PEHD avec un diamètre de 125mm, vu que c'est le plus économique, avec une HMT de 14 m

CONCLUSION:

Pour le fonctionnement raisonnable de notre réseau de canalisations d'égouts, il est nécessaire de choisir les canalisations qui le constituent en fonction de la forme et des matériaux de construction de la canalisation. Par conséquent, dans notre cas, après avoir exposé divers types de conduites, nous avons choisi des conduites circulaires en béton armé et en pvc car elles répondaient aux conditions de notre projet. D'autre part, afin de faciliter les opérations de nettoyage et d'assurer la sécurité de notre réseau, nous avons installé et sélectionné différentes composantes du réseau d'égout.

CHAPITRE VIII: ORGANISATION DE CHANTIER

INTRODUCTION

La réalisation d'un système d'assainissement est régie par les lois auxquelles sont soumis tous chantiers se trouvant dans la nature, que ce soit au milieu urbain ou en milieu rural.

Le but de ce chapitre est d'évaluer et estimer les coûts de réalisation et d'implantation.

De notre projet, Nous nous basons principalement sur l'organisation de chantier, en ordonnant l'avancement de nos travaux et en nous guidant dans leur exécution ; en mettant en œuvre un bon rythme de travail, et en précisant le temps nécessaire à la réalisation, les ressources en main d'œuvre et en matériel nécessaires (matériaux de construction, machines, etc.).

8.1 LES ETAPES DE REALISATION DU PROJET

Pour la pose de canalisation, on doit exécuter dans un ordre précis certaines opérations.

8.1.1 Manutention et stockage des conduites

8.1.1.1 Manutention

Afin de protéger la canalisation pendant le transport, il faut éviter les chocs en particulier sur les extrémités, et les déchargements soudains au sol doivent être évités.

8.1.1.2 Stockage

Pour le stockage des matériaux, il est absolument nécessaire de suivre ces instructions :

- La zone de stockage doit être plane et de niveau.
- Les accessoires et les conduites doivent être protégés du soleil.
- Protéger les conduites contre les produits chimiques, les solvants et les huiles.

8.1.1.3 Décapage de la terre végétale

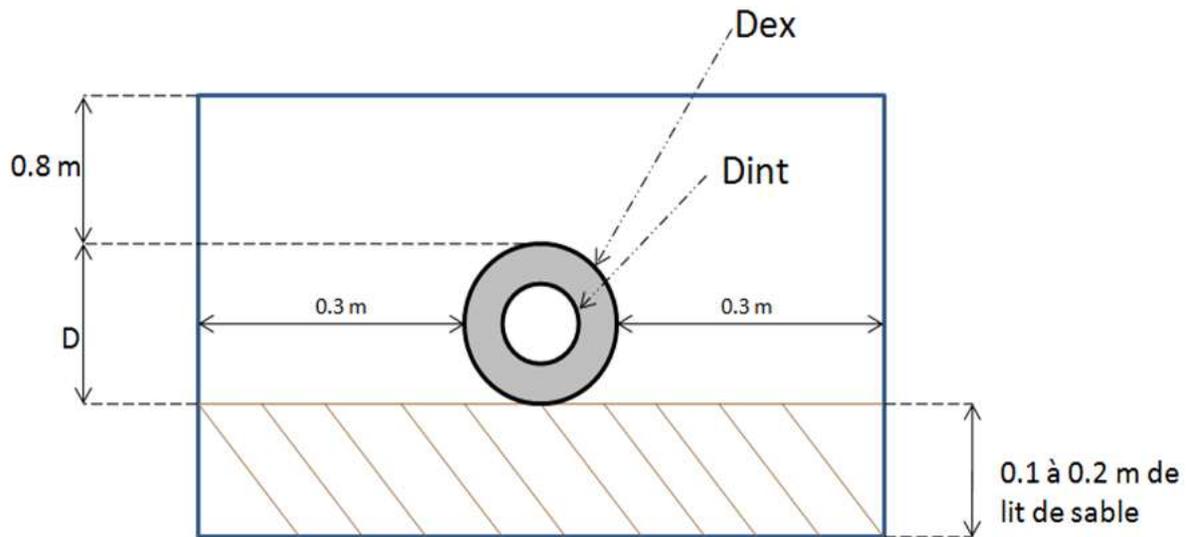
Le décapage est l'opération de terrassement qui vise à ôter la couche la plus superficielle de terre. Cette couche se compose généralement de végétaux ainsi que des déchets organiques rendant instable le futur édifice. Elle est retirée sur une épaisseur comprise entre 10 cm et 40 cm.

8.1.1.4 Exécution des tranchées et des fouilles des regards

Le fond de l'excavation doit affleurer la pente du projet pour éviter les reprises et en respectant la largeur minimale de la tranchée pour des raisons de sécurité.

8.1.1.5 Aménagement du lit de sable

La mise en œuvre de canalisation doit être soignée avec un lit de sable qui est réalisé avec une couche d'au moins 10 cm de matériaux rapportés : sable roulé dont la granulométrie est comprise entre 0,1 et 5 mm.



8-1:Pose du lit de sable

8.1.1.6 Emplacement des piquets

A chaque emplacement du regard, il faut placer un jalon de piquet.

8.1.1.7 Pose des canalisations

Pendant le processus de pose de la canalisation, il est nécessaire de vérifier :

- La descente de la conduite se fait dans une fouille blindée.
- La surface d'extrémité doit être nettoyée.
- Les joints doivent être vérifiés et nettoyés.

8.1.1.8 Essai d'étanchéité

Une fois les conduites posées au fond des tranchées, un essai d'étanchéité est effectué en utilisant de l'eau, de l'air ou de la fumée.

8.1.1.9 Réalisation des regards

Pour l'exécution d'un regard, on doit suivre les étapes 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.

Les regards sont généralement en forme de cube et leur taille varie en fonction de la profondeur de la tranchée. Ces regards sont réalisés en béton armé sur place, nous pouvons également avoir des regards préfabriqués.

8.1.1.10 Réalisation des branchements

Les branchements comprennent de l'aval vers l'amont :

- Le raccordement de la canalisation de branchement vers la canalisation principale (généralement un regard).
- La canalisation de branchement proprement dite avec une pente au moins égale à 3%.
- Sur chaque branchement individuel, le boîtier de branchement est limité au domaine public.

8.1.1.11 Remblayage et compactage

Afin d'assurer la protection de la canalisation et la transmission de la charge, celle-ci doit être remblayée qui est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite dans le sol en utilisant le Remblai de l'excavation. Une fois le remblayage terminé, nous procédons au nivellement, il consiste à étaler les

Terres. Nous procédons, ensuite, au compactage pour augmenter la densité du sol et éviter le tassement par la suite.

8.2 CHOIX DES ENGINES

Il est important de choisir l'engin et le matériau les plus adaptés à chaque travail

Pour obtenir les meilleures performances. Ces engins sont répartis en trois grandes familles:

- Les engins de chargement :
 - Les chargeuses.
 - Les pelles hydrauliques.
 - Les pelles mécaniques.
- Les engins de transport
 - Les brouettes.
 - Les camions bennes.
 - Les dumpers.
 - Les motos basculeurs.
 - Les véhicules utilitaires.
- Les engins de mise en place des matériaux
 - Les niveleuses.
 - Les compacteurs.
 - Les finisseurs.

Concernant notre projet, on a utilisé les engins suivants :

8.2.1 le décapage

Nous utilisons la niveleuse sur les terrains facile et le bulldozer dans les terrains difficiles pour le décapage de terrain végétale permet de régler en hauteur des couches de matériaux.



8-2:Niveleuse



8-3:Bulldozer

8.2.2 L'excavation des tranchées

Nous utilisons une pelle équipée en rétro. Les excavatrices sont des engins de terrassement adaptés à tous les types de terrain. Le but de ces engins est de le transporter et de le charger. En terrain difficile, des pelles sur chenilles doivent être utilisées.



8-4:Pelle à chenille

8.2.3 Remblai des tranchées:

Le remblayage a été fait en utilisant une chargeuse, qui comporte un corps automoteur articulé, et une benne de grande taille à l'avant.



8-5:Chargeuse

8.2.4 Le compactage

Le compactage du sol après le remblayage est effectué avec un compacteur à rouleaux lisses, qui est une machine robuste qui utilise un ou plusieurs rouleaux en fonte pour compacter le sol en dessous.



8-6: Compacteur à rouleaux lisses.

8.3 DETERMINATION DES DIFFERENTS VOLUMES DES TRAVAUX

Volume du décapage de la couche végétale :

$$V_{\text{déc}} = H_{\text{vc}} \times L \times B_{\text{cv}} \quad (8.1)$$

Tel que :

- $V_{\text{déc}}$: volume de la couche végétale décapée (m³).
- H_{vc} : profondeur de la couche végétale (m)
- L : longueur totale de la tranchée (m).
- B_{cv} : largeur de la couche végétale (m).

Volume du déblai des tranchées :

$$V_{\text{d}} = B \times L \times H \quad (8.2)$$

Tel que :

- Vd : volume du déblai des tranchées (m³).
- B : largeur de la tranchée (m).
- H : profondeur de la tranchée (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

Volume occupé par le lit de sable :

$$V_{ls}=e \times L \times B \quad (8.3)$$

Avec :

- V_{ls} : volume du lit de sable (m³).
- e : épaisseur de la couche de sable (m).
- B : largeur de la tranchée (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

Volume occupé par les conduites :

$$V_{cond}=(\pi \times D_{ext}/4) \times L \quad (8.4)$$

Avec :

- V_{cond} : volume occupé par les conduites (m³).
- D_{ext} : diamètre extérieur de la conduite (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

Volume de l'enrobage :

$$V_e=H_e \times L \times B \quad (8.5)$$

Avec :

- H_e : hauteur d'enrobage
- B : Largeur de la tranchée (m).

- L : longueur totale de la tranchée (m).

Volume du remblai de protection :

$$V_{rem} = V_d - (V_{cond} + V_{déc} + V_{ls}) \quad (8.6)$$

Avec :

- V_{rem} : volume du remblai (m³).

- V_d : volume du déblai (m³).

- V_{ls} : volume du lit de sable (m³).

- $V_{déc}$: volume de la couche végétale décapée (m³).

Volume excédentaire :

$$V_{exc} = V_f - V_{rem} \quad (8.7)$$

Tel que :

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

- V_f : Volume du sol foisonné (m³).

- V_{rem} : Volume du remblai (m³).

Sachant que :

$$V_f = V_d \times K_f \quad (8.8)$$

Avec :

- K_f : Le coefficient de foisonnement dépend de la nature du sol.

8.4 DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

Tableau 8-1: devis quantitatif et estimatif du projet

| Désignation des travaux | Unité | Quantité | Prix unitaire (DA) | Montant (DA) |
|-----------------------------------|-------|----------|--------------------|--------------|
| Travaux du terrassement | | | | |
| Décapage de la terre végétale | m3 | 1140,265 | 200 | 228053 |
| Déblai de tranchée | m3 | 24111,6 | 350 | 8439060 |
| lit de pose | m3 | 1140,265 | 1300 | 1482344,5 |
| Remblai de tranchée | m3 | 15454,4 | 300 | 4636320 |
| Evacuation du déblai excédentaire | m3 | 24111,6 | 300 | 7233480 |
| Canalisation | | | | |
| 135A-0600 | ml | 80 | 6500 | 520000 |
| 135A-0800 | ml | 912,5 | 7000 | 6387500 |
| 135A-1000 | ml | 17,5 | 10000 | 175000 |
| 135A-1200 | ml | 30 | 1200 | 36000 |
| CR8-0315 | ml | 2838 | 2400 | 6811200 |
| CR8-0400 | ml | 1644 | 3850 | 6329400 |
| CR8-0500 | ml | 1194 | 7200 | 8596800 |
| CR8-0630 | ml | 126 | 8500 | 1071000 |
| Construction | | | | |
| Regards | U | 236 | 30000 | 9360000 |
| Exécution des déversoirs d'orage | | 5 | 200000 | 300000 |
| THT | | | | 61606157,5 |
| TVA 19% | | | | 11705169,9 |
| TTC | | | | 73311327,4 |

CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons défini les étapes nécessaires de l'organisation de chantier pour la réalisation de notre étude d'assainissement afin d'économiser le coût, l'énergie et le temps de réalisation de notre projet sans oublier l'amélioration du rendement de travail.

Nous avons estimé le coût total du projet afin de l'implémenter à l'aide d'un devis quantitatif et estimatif, le coût total de notre projet est estimé à 73311327,4 DA.

CONCLUSION GENERALE

Tout au long du processus de recherche, que ce soit au niveau des canalisations et leurs dimensions et que ce soit au niveau du collecteur de rejet avec des données sur notre zone d'étude que nous avons avoir pour trouver une solution pour éviter la défaillance de ce dernier et le risque de contamination menacer les zones agricoles et l'eau pour protéger la santé publique et l'environnement.

Dans un premier lieu, nous avons présenté notre zone d'étude et ses caractéristiques, et déterminé les données de base pour le diagnostic. Deuxièmement, nous avons commencé à mener des recherches hydrologiques pour déterminer l'intensité moyenne maximale qui est de 184,07 L/s/ha, en utilisant les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi Galton.

Pour l'évaluation du débit d'eau usées, nous avons pris en compte les débits domestiques et publics dans la zone. Afin d'estimer le débit des précipitations, nous avons divisé la zone en 25 sous-bassins, et le coefficient de ruissellement variait entre 0,42 et 0,74. Nous système d'évacuation unitaire avec un plan de déplacement latéral. Dans le chapitre suivant, nous avons pu faire un diagnostic (physique et hydraulique), où nous détectons toutes les anomalies de ce dernier afin de pouvoir empêcher des améliorations.

Après, nous avons entamé la réhabilitation de notre réseau d'assainissement une étape essentiel dans notre mémoire, c'est faire le dimensionnement du réseau dans notre zone d'étude suivant les normes hygiènes, Nous avons choisi des conduites en PVC son diamètre varie entre les diamètres (315 et 630) des conduites en Béton armé son diamètre varie entre (800et 1200).

Enfin, comme l'ingénieur doit maîtriser les deux concepts de faisabilité technique et de rentabilité économique, nous avons estimé le coût total du projet afin de l'implémenter. Dans notre cas, la mise en place de ce projet coûte environ 73311327,4 Dinar Algérien.

Références bibliographiques

- BERLAND, J. M. (2013). Entretien, diagnostic et réhabilitation des réseaux d'assainissement.
 - Bourrier, R. (1981). Les réseaux d'assainissement: calculs, applications, perspectives. Technique et documentation.
 - Bourrier, R., Satin, M., & Selmi, B. (2010). Guide technique de l'assainissement. Éd. le Moniteur.
 - Bucu, J. (2007). Analyse et Modélisation du Comportement Mécanique des Conduites Enterrée (Doctoral dissertation, INSA).
 - DELAGE, D. (2000). OFFICE INTERNATIONAL DE L'EAU
 - KAHLERRAS, D. (2019) polycopie de l'organisation de chantier.
 - REGIS, B. (1984) les réseaux d'assainissement, calculs application et perspective , Paris.
 - SALAH, B. (2014) polycopie d'assainissement
 - SALAH.B, Guide technique de l'assainissement
 - Touaïbia, B. (2004). Manuel pratique d'hydrologie. Edition Madani, Blida, Algérie.
-

Annexe I : Dimensionnement des collecteurs

Tableau 01 : Dimensionnement des collecteurs

| Tronçon | Débit (m³/s) | Pente (%) | D théorique (mm) | Collecteur | V = Q/S (m/s) | Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5 | | | H (mm) | V (m/s) | V Qps/10 (m/s) | Vps (m/s) | Qps (m³/s) | Observation |
|-------------|--------------|-----------|------------------|------------|---------------|---|------|------|--------|---------|----------------|-----------|------------|-------------|
| | | | | | | r Q (Q/Qps) | r V | r H | | | | | | |
| RP23 - RP24 | 0,126 | 1,1 | 295 | CR8-0315 | 1,72 | 0,91 | 1,13 | 0,75 | 230 | 2,13 | 1,04 | 1,89 | 0,138 | OK |
| RP24 - RP25 | 0,126 | 1,19 | 291 | CR8-0315 | 1,72 | 0,88 | 1,13 | 0,73 | 222 | 2,21 | 1,08 | 1,96 | 0,143 | OK |
| RP25 - RP26 | 0,126 | 1,18 | 291 | CR8-0315 | 1,72 | 0,88 | 1,13 | 0,73 | 223 | 2,2 | 1,07 | 1,95 | 0,143 | OK |
| RP26 - RP2 | 0,126 | 0,93 | 304 | CR8-0315 | 1,72 | 0,99 | 1,14 | 0,82 | 249 | 1,98 | 0,95 | 1,74 | 0,127 | OK |
| | | | | | | | | | | | | | | |
| RP2 - RP4 | 0,286 | 3,78 | 318 | CR8-0400 | 2,43 | 0,59 | 1,04 | 0,55 | 215 | 4,27 | 2,25 | 4,1 | 0,482 | OK |
| RP4 - RP5 | 0,33 | 3,08 | 349 | CR8-0400 | 2,81 | 0,76 | 1,1 | 0,65 | 252 | 4,07 | 2,03 | 3,7 | 0,435 | OK |
| RP5 - RP6 | 0,374 | 3,68 | 354 | CR8-0400 | 3,18 | 0,79 | 1,11 | 0,67 | 259 | 4,48 | 2,22 | 4,04 | 0,475 | OK |
| RP6 - RP7 | 0,418 | 3,4 | 374 | CR8-0400 | 3,55 | 0,91 | 1,13 | 0,75 | 291 | 4,4 | 2,14 | 3,89 | 0,457 | OK |
| RP7 - RP8 | 0,418 | 3,3 | 376 | CR8-0400 | 3,55 | 0,93 | 1,13 | 0,76 | 295 | 4,35 | 2,11 | 3,83 | 0,45 | OK |
| RP8 - RP9 | 0,418 | 3,27 | 377 | CR8-0400 | 3,55 | 0,93 | 1,14 | 0,77 | 296 | 4,33 | 2,1 | 3,81 | 0,448 | OK |
| RP9 - RP10 | 0,462 | 3,01 | 398 | CR8-0500 | 2,46 | 0,58 | 1,03 | 0,54 | 266 | 4,41 | 2,35 | 4,27 | 0,802 | OK |
| RP10 - RP11 | 0,462 | 2,75 | 404 | CR8-0500 | 2,46 | 0,6 | 1,04 | 0,56 | 274 | 4,27 | 2,25 | 4,09 | 0,768 | OK |
| RP11 - RP12 | 0,462 | 2,89 | 401 | CR8-0500 | 2,46 | 0,59 | 1,04 | 0,55 | 270 | 4,35 | 2,3 | 4,19 | 0,786 | OK |
| RP12 - RP13 | 0,506 | 2,4 | 429 | CR8-0500 | 2,69 | 0,71 | 1,08 | 0,62 | 303 | 4,13 | 2,1 | 3,82 | 0,717 | OK |
| RP13 - RP14 | 0,506 | 2,29 | 433 | CR8-0500 | 2,69 | 0,72 | 1,09 | 0,63 | 308 | 4,06 | 2,05 | 3,73 | 0,7 | OK |
| RP14 - RP15 | 0,808 | 2,68 | 501 | CR8-0630 | 3,96 | 0,95 | 1,14 | 0,78 | 399 | 4,72 | 2,28 | 4,14 | 0,846 | OK |
| RP15 - RP16 | 0,808 | 2,57 | 505 | CR8-0630 | 3,96 | 0,97 | 1,14 | 0,8 | 408 | 4,62 | 2,23 | 4,06 | 0,829 | OK |
| RP16 - RP17 | 0,808 | 2,44 | 510 | CR8-0630 | 3,96 | 1 | 1,14 | 0,82 | 419 | 4,51 | 2,18 | 3,96 | 0,808 | OK |
| RP17 - RP18 | 0,808 | 2,7 | 500 | CR8-0630 | 3,96 | 0,95 | 1,14 | 0,78 | 397 | 4,74 | 2,29 | 4,16 | 0,85 | OK |
| RP18 - RP19 | 0,808 | 2,39 | 570 | 135A-0600 | 2,86 | 0,87 | 1,13 | 0,72 | 434 | 3,69 | 1,8 | 3,28 | 0,926 | OK |
| RP19 - RP20 | 0,808 | 2,55 | 506 | 135A-0600 | 2,86 | 0,63 | 1,06 | 0,58 | 347 | 4,76 | 2,48 | 4,5 | 1,273 | OK |
| RP20 - RP22 | 0,808 | 2,46 | 509 | 135A-0600 | 2,86 | 0,65 | 1,06 | 0,59 | 351 | 4,7 | 2,43 | 4,43 | 1,252 | OK |
| RP22 - RP27 | 0,808 | 2,25 | 577 | 135A-0600 | 2,86 | 0,9 | 1,13 | 0,74 | 446 | 3,59 | 1,75 | 3,18 | 0,898 | OK |
| RP27 - RP28 | 0,808 | 1,7 | 608 | 135A-0800 | 1,61 | 0,48 | 0,99 | 0,49 | 391 | 3,31 | 1,84 | 3,34 | 1,68 | OK |

Tableau 01 : Dimensionnement des collecteurs (suite)

| Tronçon | Débit (m³/s) | Pente (%) | D théorique (mm) | Collecteur | V = Q/S (m/s) | Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5 | | | H (mm) | V (m/s) | V Qps/10 (m/s) | Vps (m/s) | Qps (m³/s) | Observation |
|--------------|--------------|-----------|------------------|------------|---------------|---|------|------|--------|---------|----------------|-----------|------------|-------------|
| | | | | | | r Q (Q/Qps) | r V | r H | | | | | | |
| RP28 - RP153 | 0,808 | 1,74 | 605 | 135A-0800 | 1,61 | 0,48 | 0,99 | 0,49 | 388 | 3,34 | 1,86 | 3,38 | 1,701 | OK |
| RP153 - RP30 | 2,391 | 0,84 | 1043 | 135A-1200 | 2,11 | 0,69 | 1,08 | 0,61 | 732 | 3,31 | 1,69 | 3,08 | 3,478 | OK |
| | | | | | | | | | | | | | | |
| RP31 - RP32 | 0,091 | 4,76 | 198 | CR8-0315 | 1,25 | 0,32 | 0,89 | 0,39 | 118 | 3,48 | 2,16 | 3,92 | 0,287 | OK |
| RP32 - RP33 | 0,091 | 5,45 | 197 | CR8-0315 | 1,25 | 0,3 | 0,87 | 0,37 | 114 | 3,65 | 2,31 | 4,2 | 0,307 | OK |
| RP33 - RP34 | 0,091 | 3,9 | 206 | CR8-0315 | 1,25 | 0,35 | 0,91 | 0,41 | 125 | 3,24 | 1,95 | 3,55 | 0,259 | OK |
| RP34 - RP35 | 0,121 | 3,25 | 237 | CR8-0315 | 1,66 | 0,51 | 1 | 0,51 | 155 | 3,26 | 1,78 | 3,24 | 0,237 | OK |
| RP35 - RP36 | 0,121 | 3,17 | 238 | CR8-0315 | 1,66 | 0,52 | 1,01 | 0,51 | 156 | 3,23 | 1,76 | 3,2 | 0,234 | OK |
| RP36 - RP37 | 0,121 | 3,8 | 230 | CR8-0315 | 1,66 | 0,47 | 0,99 | 0,48 | 147 | 3,45 | 1,93 | 3,51 | 0,256 | OK |
| RP37 - RP38 | 0,121 | 3,53 | 233 | CR8-0315 | 1,66 | 0,49 | 0,99 | 0,49 | 151 | 3,36 | 1,86 | 3,38 | 0,247 | OK |
| RP38 - RP39 | 0,302 | 5 | 308 | CR8-0400 | 2,57 | 0,54 | 1,02 | 0,53 | 204 | 4,81 | 2,59 | 4,71 | 0,554 | OK |
| RP39 - RP40 | 0,302 | 4,58 | 313 | CR8-0400 | 2,57 | 0,57 | 1,03 | 0,54 | 209 | 4,65 | 2,48 | 4,51 | 0,53 | OK |
| RP40 - RP41 | 0,302 | 4,9 | 309 | CR8-0400 | 2,57 | 0,55 | 1,02 | 0,53 | 205 | 4,77 | 2,57 | 4,66 | 0,549 | OK |
| RP41 - RP42 | 0,302 | 4,81 | 310 | CR8-0400 | 2,57 | 0,56 | 1,02 | 0,53 | 206 | 4,74 | 2,54 | 4,62 | 0,544 | OK |
| RP42 - RP43 | 0,302 | 4,77 | 311 | CR8-0400 | 2,57 | 0,56 | 1,03 | 0,53 | 207 | 4,72 | 2,53 | 4,6 | 0,542 | OK |
| RP43 - RP14 | 0,302 | 4,19 | 319 | CR8-0400 | 2,57 | 0,6 | 1,04 | 0,56 | 215 | 4,49 | 2,37 | 4,31 | 0,507 | OK |
| | | | | | | | | | | | | | | |
| RP58 - RP59 | 0,091 | 3,94 | 206 | CR8-0315 | 1,25 | 0,35 | 0,91 | 0,41 | 124 | 3,25 | 1,96 | 3,57 | 0,261 | OK |
| RP59 - RP60 | 0,091 | 3,4 | 211 | CR8-0315 | 1,25 | 0,38 | 0,93 | 0,42 | 129 | 3,08 | 1,82 | 3,32 | 0,242 | OK |
| RP60 - RP61 | 0,091 | 0,4 | 316 | CR8-0400 | 0,77 | 0,58 | 1,04 | 0,55 | 212 | 1,38 | 0,73 | 1,33 | 0,157 | OK |
| RP61 - RP44 | 0,091 | 1,27 | 254 | CR8-0400 | 0,77 | 0,33 | 0,89 | 0,39 | 152 | 2,12 | 1,31 | 2,38 | 0,279 | OK |
| RP44 - RP45 | 0,181 | 3,79 | 268 | CR8-0400 | 1,54 | 0,37 | 0,93 | 0,42 | 164 | 3,81 | 2,26 | 4,1 | 0,483 | OK |
| RP45 - RP46 | 0,181 | 3,79 | 268 | CR8-0400 | 1,54 | 0,37 | 0,93 | 0,42 | 164 | 3,81 | 2,26 | 4,1 | 0,483 | OK |
| RP46 - RP38 | 0,181 | 4,78 | 257 | CR8-0400 | 1,54 | 0,33 | 0,9 | 0,4 | 154 | 4,15 | 2,53 | 4,61 | 0,542 | OK |

Tableau 01 : Dimensionnement des collecteurs (suite)

| Tronçon | Débit (m³/s) | Pente (%) | D théorique (mm) | Collecteur | V = Q/S (m/s) | Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5 | | | H (mm) | V (m/s) | V Qps/10 (m/s) | Vps (m/s) | Qps (m³/s) | Observation |
|---------------|--------------|-----------|------------------|------------|---------------|---|------|------|--------|---------|----------------|-----------|------------|-------------|
| | | | | | | r Q (Q/Qps) | r V | r H | | | | | | |
| RP1 - RP3 | 0,16 | 4,31 | 250 | CR8-0315 | 2,19 | 0,59 | 1,04 | 0,55 | 168 | 3,88 | 2,05 | 3,73 | 0,273 | OK |
| RP3 - RP2 | 0,16 | 4,22 | 251 | CR8-0315 | 2,19 | 0,59 | 1,04 | 0,55 | 169 | 3,85 | 2,03 | 3,69 | 0,27 | OK |
| | | | | | | | | | | | | | | |
| RP174 - RP175 | 0,363 | 4 | 344 | CR8-0400 | 3,09 | 0,73 | 1,09 | 0,64 | 246 | 4,6 | 2,32 | 4,21 | 0,496 | OK |
| RP175 - RP176 | 0,654 | 3,3 | 445 | CR8-0500 | 3,48 | 0,78 | 1,11 | 0,66 | 325 | 4,95 | 2,46 | 4,47 | 0,84 | OK |
| RP176 - RP177 | 0,654 | 3,3 | 445 | CR8-0500 | 3,48 | 0,78 | 1,11 | 0,66 | 325 | 4,95 | 2,46 | 4,47 | 0,84 | OK |
| RP177 - RP178 | 0,8 | 3,2 | 483 | CR8-0500 | 4,26 | 0,97 | 1,14 | 0,79 | 388 | 5,02 | 2,42 | 4,41 | 0,828 | OK |
| RP178 - RP179 | 0,8 | 3,2 | 483 | CR8-0500 | 4,26 | 0,97 | 1,14 | 0,79 | 388 | 5,02 | 2,42 | 4,41 | 0,828 | OK |
| RP179 - RP180 | 0,8 | 3,2 | 483 | CR8-0500 | 4,26 | 0,97 | 1,14 | 0,79 | 388 | 5,02 | 2,42 | 4,41 | 0,828 | OK |
| RP180 - RP181 | 0,8 | 3,2 | 483 | CR8-0500 | 4,26 | 0,97 | 1,14 | 0,79 | 388 | 5,02 | 2,42 | 4,41 | 0,828 | OK |
| RP181 - RP182 | 0,8 | 3,2 | 483 | CR8-0500 | 4,26 | 0,97 | 1,14 | 0,79 | 388 | 5,02 | 2,42 | 4,41 | 0,828 | OK |
| RP182 - RP183 | 0,8 | 3,04 | 487 | CR8-0500 | 4,26 | 0,99 | 1,14 | 0,81 | 398 | 4,89 | 2,36 | 4,29 | 0,807 | OK |
| RP183 - RP184 | 0,8 | 2 | 587 | 135A-0600 | 2,83 | 0,94 | 1,14 | 0,77 | 465 | 3,41 | 1,65 | 2,99 | 0,847 | OK |
| RP184 - RP185 | 0,8 | 2 | 587 | 135A-0600 | 2,83 | 0,94 | 1,14 | 0,77 | 465 | 3,41 | 1,65 | 2,99 | 0,847 | OK |
| RP185 - RP186 | 0,8 | 2 | 587 | 135A-0600 | 2,83 | 0,94 | 1,14 | 0,77 | 465 | 3,41 | 1,65 | 2,99 | 0,847 | OK |
| RP186 - RP127 | 0,953 | 4,67 | 507 | 135A-0600 | 3,37 | 0,55 | 1,02 | 0,53 | 319 | 6,24 | 3,35 | 6,1 | 1,724 | OK |
| | | | | | | | | | | | | | | |
| RP127 - RP128 | 0,034 | 0,4 | 218 | CR8-0315 | 0,47 | 0,41 | 0,95 | 0,45 | 136 | 1,08 | 0,63 | 1,14 | 0,083 | OK |
| RP128 - RP129 | 0,034 | 0,4 | 218 | CR8-0315 | 0,47 | 0,41 | 0,95 | 0,45 | 136 | 1,08 | 0,63 | 1,14 | 0,083 | OK |
| RP129 - RP130 | 0,126 | 4,5 | 226 | CR8-0315 | 1,72 | 0,45 | 0,97 | 0,47 | 144 | 3,72 | 2,1 | 3,81 | 0,279 | OK |
| RP130 - RP131 | 0,126 | 0,4 | 357 | CR8-0400 | 1,07 | 0,8 | 1,11 | 0,68 | 263 | 1,48 | 0,73 | 1,33 | 0,157 | OK |
| RP131 - RP132 | 0,126 | 1,8 | 269 | CR8-0400 | 1,07 | 0,38 | 0,93 | 0,43 | 165 | 2,63 | 1,56 | 2,83 | 0,333 | OK |
| RP132 - RP133 | 0,126 | 1,3 | 286 | CR8-0400 | 1,07 | 0,45 | 0,97 | 0,47 | 181 | 2,33 | 1,32 | 2,4 | 0,283 | OK |
| RP133 - RP68 | 0,126 | 0,4 | 357 | CR8-0400 | 1,07 | 0,8 | 1,11 | 0,68 | 263 | 1,48 | 0,73 | 1,33 | 0,157 | OK |

Tableau 01 : Dimensionnement des collecteurs (suite)

| Tronçon | Débit (m³/s) | Pente (%) | D théorique (mm) | Collecteur | V = Q/S (m/s) | Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5 | | | H (mm) | V (m/s) | V Qps/10 (m/s) | Vps (m/s) | Qps (m³/s) | Observation |
|--------------|--------------|-----------|------------------|------------|---------------|---|------|------|--------|---------|----------------|-----------|------------|-------------|
| | | | | | | r Q (Q/Qps) | r V | r H | | | | | | |
| RP47 - RP48 | 0,052 | 2,19 | 186 | CR8-0315 | 0,71 | 0,27 | 0,85 | 0,35 | 108 | 2,25 | 1,46 | 2,66 | 0,194 | OK |
| RP48 - RP49 | 0,052 | 4,92 | 160 | CR8-0315 | 0,71 | 0,18 | 0,75 | 0,29 | 87 | 3,01 | 2,19 | 3,99 | 0,291 | OK |
| RP49 - R227 | 0,052 | 4,64 | 162 | CR8-0315 | 0,71 | 0,18 | 0,76 | 0,29 | 88 | 2,95 | 2,13 | 3,87 | 0,283 | OK |
| R227 - R223 | 0,63 | 2,89 | 450 | CR8-0500 | 3,35 | 0,8 | 1,11 | 0,68 | 331 | 4,65 | 2,3 | 4,19 | 0,787 | OK |
| R223 - RP62 | 0,859 | 2 | 603 | 135A-0800 | 1,71 | 0,47 | 0,98 | 0,48 | 386 | 3,57 | 2 | 3,63 | 1,823 | OK |
| RP62 - RP63 | 0,859 | 2 | 603 | 135A-0800 | 1,71 | 0,47 | 0,98 | 0,48 | 386 | 3,57 | 2 | 3,63 | 1,823 | OK |
| RP63 - RP64 | 0,859 | 2 | 603 | 135A-0800 | 1,71 | 0,47 | 0,98 | 0,48 | 386 | 3,57 | 2 | 3,63 | 1,823 | OK |
| RP64 - RP65 | 0,859 | 4,43 | 520 | 135A-0800 | 1,71 | 0,32 | 0,89 | 0,39 | 309 | 4,78 | 2,97 | 5,4 | 2,713 | OK |
| RP65 - RP66 | 0,859 | 2,76 | 568 | 135A-0800 | 1,71 | 0,4 | 0,94 | 0,44 | 352 | 4,03 | 2,34 | 4,26 | 2,143 | OK |
| RP66 - RP67 | 0,922 | 4 | 544 | 135A-0800 | 1,83 | 0,36 | 0,92 | 0,41 | 331 | 4,7 | 2,82 | 5,13 | 2,579 | OK |
| RP67 - RP68 | 0,922 | 4 | 544 | 135A-0800 | 1,83 | 0,36 | 0,92 | 0,41 | 331 | 4,7 | 2,82 | 5,13 | 2,579 | OK |
| RP68 - RP69 | 1,048 | 4 | 571 | 135A-0800 | 2,08 | 0,41 | 0,95 | 0,44 | 355 | 4,86 | 2,82 | 5,13 | 2,579 | OK |
| RP69 - RP70 | 1,048 | 4 | 571 | 135A-0800 | 2,08 | 0,41 | 0,95 | 0,44 | 355 | 4,86 | 2,82 | 5,13 | 2,579 | OK |
| RP70 - RP71 | 1,048 | 4 | 571 | 135A-0800 | 2,08 | 0,41 | 0,95 | 0,44 | 355 | 4,86 | 2,82 | 5,13 | 2,579 | OK |
| RP71 - RP72 | 1,048 | 4 | 571 | 135A-0800 | 2,08 | 0,41 | 0,95 | 0,44 | 355 | 4,86 | 2,82 | 5,13 | 2,579 | OK |
| RP72 - RP73 | 1,048 | 4 | 571 | 135A-0800 | 2,08 | 0,41 | 0,95 | 0,44 | 355 | 4,86 | 2,82 | 5,13 | 2,579 | OK |
| RP73 - RP74 | 1,048 | 4 | 571 | 135A-0800 | 2,08 | 0,41 | 0,95 | 0,44 | 355 | 4,86 | 2,82 | 5,13 | 2,579 | OK |
| RP74 - RP75 | 1,048 | 4 | 571 | 135A-0800 | 2,08 | 0,41 | 0,95 | 0,44 | 355 | 4,86 | 2,82 | 5,13 | 2,579 | OK |
| RP75 - RP76 | 1,048 | 4 | 571 | 135A-0800 | 2,08 | 0,41 | 0,95 | 0,44 | 355 | 4,86 | 2,82 | 5,13 | 2,579 | OK |
| RP76 - RP77 | 1,048 | 4,1 | 568 | 135A-0800 | 2,08 | 0,4 | 0,94 | 0,44 | 352 | 4,91 | 2,86 | 5,19 | 2,611 | OK |
| RP77 - RP78 | 1,583 | 2,9 | 708 | 135A-0800 | 3,15 | 0,72 | 1,09 | 0,63 | 504 | 4,75 | 2,4 | 4,37 | 2,196 | OK |
| RP78 - RP153 | 1,583 | 3,03 | 702 | 135A-0800 | 3,15 | 0,71 | 1,08 | 0,62 | 496 | 4,83 | 2,45 | 4,46 | 2,244 | OK |

Tableau 01 : Dimensionnement des collecteurs (suite)

| Tronçon | Débit (m³/s) | Pente (%) | D théorique (mm) | Collecteur | V = Q/S (m/s) | Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5 | | | H (mm) | V (m/s) | V Qps/10 (m/s) | Vps (m/s) | Qps (m³/s) | Observation |
|---------------|--------------|-----------|------------------|------------|---------------|---|------|------|--------|---------|----------------|-----------|------------|-------------|
| | | | | | | r Q (Q/Qps) | r V | r H | | | | | | |
| RP29 - RP79 | 0,189 | 3,84 | 272 | CR8-0315 | 2,59 | 0,73 | 1,09 | 0,64 | 194 | 3,85 | 1,94 | 3,52 | 0,257 | OK |
| RP79 - RP80 | 0,189 | 5 | 259 | CR8-0315 | 2,59 | 0,64 | 1,06 | 0,58 | 178 | 4,26 | 2,21 | 4,02 | 0,294 | OK |
| RP80 - RP81 | 0,189 | 1,7 | 316 | CR8-0400 | 1,61 | 0,58 | 1,04 | 0,55 | 213 | 2,85 | 1,51 | 2,75 | 0,323 | OK |
| RP81 - RP82 | 0,315 | 4,5 | 319 | CR8-0400 | 2,68 | 0,6 | 1,04 | 0,56 | 216 | 4,66 | 2,46 | 4,47 | 0,526 | OK |
| RP82 - RP119 | 0,315 | 4,54 | 319 | CR8-0400 | 2,68 | 0,6 | 1,04 | 0,56 | 215 | 4,68 | 2,47 | 4,49 | 0,528 | OK |
| RP119 - RP120 | 0,315 | 4,83 | 315 | CR8-0400 | 2,68 | 0,58 | 1,03 | 0,55 | 211 | 4,79 | 2,55 | 4,63 | 0,545 | OK |
| RP120 - RP121 | 0,315 | 4,75 | 316 | CR8-0400 | 2,68 | 0,58 | 1,04 | 0,55 | 212 | 4,76 | 2,53 | 4,59 | 0,54 | OK |
| RP121 - RP122 | 0,315 | 3,95 | 327 | CR8-0400 | 2,68 | 0,64 | 1,06 | 0,58 | 225 | 4,43 | 2,3 | 4,19 | 0,492 | OK |
| RP122 - RP123 | 0,315 | 3,44 | 336 | CR8-0400 | 2,68 | 0,68 | 1,08 | 0,61 | 235 | 4,21 | 2,15 | 3,91 | 0,46 | OK |
| RP123 - RP124 | 0,315 | 4,92 | 314 | CR8-0400 | 2,68 | 0,57 | 1,03 | 0,54 | 210 | 4,83 | 2,57 | 4,68 | 0,55 | OK |
| RP124 - RP156 | 0,315 | 4,12 | 325 | CR8-0400 | 2,68 | 0,63 | 1,05 | 0,57 | 222 | 4,51 | 2,35 | 4,28 | 0,503 | OK |
| RP156 - RP145 | 0,315 | 4,55 | 319 | CR8-0400 | 2,68 | 0,6 | 1,04 | 0,56 | 215 | 4,69 | 2,47 | 4,5 | 0,529 | OK |
| RP145 - RP146 | 0,535 | 3,3 | 413 | CR8-0500 | 2,85 | 0,64 | 1,06 | 0,58 | 284 | 4,73 | 2,46 | 4,47 | 0,84 | OK |
| RP146 - RP147 | 0,535 | 3,72 | 404 | CR8-0500 | 2,85 | 0,6 | 1,04 | 0,56 | 273 | 4,96 | 2,61 | 4,75 | 0,892 | OK |
| RP147 - RP148 | 0,535 | 3,79 | 402 | CR8-0500 | 2,85 | 0,59 | 1,04 | 0,56 | 271 | 4,99 | 2,64 | 4,79 | 0,9 | OK |
| RP148 - RP77 | 0,535 | 3,19 | 416 | CR8-0500 | 2,85 | 0,65 | 1,06 | 0,59 | 287 | 4,67 | 2,42 | 4,4 | 0,826 | OK |
| RP135 - RP136 | 0,18 | 1,87 | 305 | CR8-0400 | 1,53 | 0,53 | 1,01 | 0,52 | 200 | 2,92 | 1,59 | 2,89 | 0,339 | OK |
| RP136 - RP137 | 0,18 | 2,87 | 282 | CR8-0400 | 1,53 | 0,43 | 0,96 | 0,46 | 177 | 3,43 | 1,96 | 3,57 | 0,42 | OK |
| RP137 - RP138 | 0,18 | 4 | 265 | CR8-0400 | 1,53 | 0,36 | 0,92 | 0,42 | 161 | 3,88 | 2,32 | 4,21 | 0,496 | OK |
| RP138 - RP139 | 0,18 | 3,29 | 275 | CR8-0400 | 1,53 | 0,4 | 0,94 | 0,44 | 170 | 3,61 | 2,1 | 3,82 | 0,45 | OK |
| RP139 - RP140 | 0,18 | 4,07 | 264 | CR8-0400 | 1,53 | 0,36 | 0,92 | 0,41 | 160 | 3,9 | 2,34 | 4,25 | 0,5 | OK |
| RP140 - RP141 | 0,18 | 2,87 | 282 | CR8-0400 | 1,53 | 0,43 | 0,96 | 0,46 | 177 | 3,43 | 1,96 | 3,57 | 0,42 | OK |
| RP141 - RP142 | 0,22 | 2,62 | 309 | CR8-0400 | 1,87 | 0,55 | 1,02 | 0,53 | 204 | 3,49 | 1,88 | 3,41 | 0,401 | OK |
| RP142 - RP143 | 0,22 | 3,38 | 295 | CR8-0400 | 1,87 | 0,48 | 0,99 | 0,49 | 190 | 3,84 | 2,13 | 3,87 | 0,456 | OK |
| RP143 - RP144 | 0,22 | 4,13 | 284 | CR8-0400 | 1,87 | 0,44 | 0,97 | 0,46 | 179 | 4,14 | 2,36 | 4,28 | 0,504 | OK |
| RP144 - RP145 | 0,22 | 4,43 | 280 | CR8-0400 | 1,87 | 0,42 | 0,96 | 0,45 | 175 | 4,25 | 2,44 | 4,43 | 0,522 | OK |

Tableau 01 : Dimensionnement des collecteurs (suite)

| Tronçon | Débit (m³/s) | Pente (%) | D théorique (mm) | Collecteur | V = Q/S (m/s) | Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5 | | | H (mm) | V (m/s) | V Qps/10 (m/s) | Vps (m/s) | Qps (m³/s) | Observation |
|---------------|--------------|-----------|------------------|------------|---------------|---|------|------|--------|---------|----------------|-----------|------------|-------------|
| | | | | | | r Q (Q/Qps) | r V | r H | | | | | | |
| RP125-RP171 | 0,04 | 5 | 145 | CR8-0315 | 0,55 | 0,14 | 0,7 | 0,25 | 76 | 2,81 | 2,21 | 4,02 | 0,294 | OK |
| RP171 - RP172 | 0,04 | 5 | 145 | CR8-0315 | 0,55 | 0,14 | 0,7 | 0,25 | 76 | 2,81 | 2,21 | 4,02 | 0,294 | OK |
| RP172 - RP173 | 0,04 | 5 | 145 | CR8-0315 | 0,55 | 0,14 | 0,7 | 0,25 | 76 | 2,81 | 2,21 | 4,02 | 0,294 | OK |
| RP173 - RP141 | 0,04 | 0,4 | 232 | CR8-0315 | 0,55 | 0,48 | 0,99 | 0,49 | 149 | 1,13 | 0,63 | 1,14 | 0,083 | OK |
| | | | | | | | | | | | | | | |
| RP53 - RP54 | 0,052 | 3,21 | 173 | CR8-0315 | 0,71 | 0,22 | 0,8 | 0,32 | 97 | 2,58 | 1,77 | 3,22 | 0,235 | OK |
| RP54 - RP55 | 0,052 | 3,21 | 173 | CR8-0316 | 0,71 | 0,22 | 0,8 | 0,32 | 97 | 2,58 | 1,77 | 3,22 | 0,235 | OK |
| RP55 - R223 | 0,052 | 3,21 | 173 | CR8-0315 | 0,71 | 0,22 | 0,8 | 0,32 | 97 | 2,58 | 1,77 | 3,22 | 0,236 | OK |
| | | | | | | | | | | | | | | |
| RP51 - RP5 | 0,044 | 2,74 | 168 | CR8-0315 | 0,6 | 0,2 | 0,78 | 0,31 | 93 | 2,33 | 1,64 | 2,98 | 0,217 | OK |
| RP56 - RP57 | 0,044 | 4,81 | 151 | CR8-0315 | 0,6 | 0,15 | 0,72 | 0,26 | 80 | 2,84 | 2,17 | 3,94 | 0,288 | OK |
| RP57 - RP12 | 0,044 | 4,46 | 153 | CR8-0315 | 0,6 | 0,16 | 0,73 | 0,27 | 82 | 2,77 | 2,09 | 3,8 | 0,277 | OK |
| | | | | | | | | | | | | | | |
| RP161 - RP162 | 0,069 | 3,16 | 193 | CR8-0315 | 0,94 | 0,3 | 0,87 | 0,37 | 114 | 2,78 | 1,76 | 3,2 | 0,234 | OK |
| RP162 - RP163 | 0,069 | 1,03 | 238 | CR8-0315 | 0,94 | 0,52 | 1,01 | 0,51 | 156 | 1,84 | 1 | 1,83 | 0,133 | OK |
| RP163 - RP164 | 0,069 | 1,91 | 212 | CR8-0315 | 0,94 | 0,38 | 0,93 | 0,43 | 130 | 2,31 | 1,37 | 2,49 | 0,182 | OK |
| RP164 - RP165 | 0,069 | 1,83 | 214 | CR8-0315 | 0,94 | 0,39 | 0,94 | 0,43 | 132 | 2,28 | 1,34 | 2,43 | 0,178 | OK |
| RP165 - RP152 | 0,069 | 4,5 | 181 | CR8-0315 | 0,94 | 0,25 | 0,83 | 0,34 | 103 | 3,16 | 2,1 | 3,82 | 0,279 | OK |
| | | | | | | | | | | | | | | |
| RP166 - RP167 | 0,058 | 0,79 | 235 | CR8-0315 | 0,79 | 0,5 | 1 | 0,5 | 152 | 1,59 | 0,88 | 1,6 | 0,117 | OK |
| RP167 - RP168 | 0,058 | 0,7 | 240 | CR8-0315 | 0,79 | 0,53 | 1,01 | 0,52 | 157 | 1,52 | 0,83 | 1,5 | 0,11 | OK |
| RP168 - RP169 | 0,058 | 0,4 | 267 | CR8-0315 | 0,79 | 0,7 | 1,08 | 0,62 | 188 | 1,23 | 0,63 | 1,14 | 0,083 | OK |
| RP169 - RP170 | 0,058 | 0,4 | 267 | CR8-0315 | 0,79 | 0,7 | 1,08 | 0,62 | 188 | 1,23 | 0,63 | 1,14 | 0,083 | OK |
| RP170 - RP102 | 0,058 | 3,91 | 174 | CR8-0315 | 0,79 | 0,22 | 0,8 | 0,32 | 98 | 2,86 | 1,96 | 3,56 | 0,26 | OK |

Tableau 01 : Dimensionnement des collecteurs (suite)

| Tronçon | Débit (m³/s) | Pente (%) | D théorique (mm) | Collecteur | V = Q/S (m/s) | Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5 | | | H (mm) | V (m/s) | V Qps/10 (m/s) | Vps (m/s) | Qps (m³/s) | Observation |
|---------------|--------------|-----------|------------------|------------|---------------|---|------|------|--------|---------|----------------|-----------|------------|-------------|
| | | | | | | r Q (Q/Qps) | r V | r H | | | | | | |
| RP154 - RP155 | 0,077 | 1,76 | 225 | CR8-0315 | 1,05 | 0,44 | 0,97 | 0,47 | 142 | 2,31 | 1,31 | 2,38 | 0,174 | OK |
| RP155 - RP157 | 0,077 | 1,42 | 234 | CR8-0315 | 1,05 | 0,49 | 1 | 0,49 | 151 | 2,14 | 1,18 | 2,15 | 0,157 | OK |
| RP157 - RP158 | 0,077 | 1,78 | 224 | CR8-0315 | 1,05 | 0,44 | 0,97 | 0,46 | 141 | 2,32 | 1,32 | 2,4 | 0,175 | OK |
| RP158 - RP159 | 0,077 | 3,9 | 193 | CR8-0315 | 1,05 | 0,3 | 0,87 | 0,37 | 114 | 3,09 | 1,95 | 3,55 | 0,259 | OK |
| RP159 - RP160 | 0,077 | 5 | 185 | CR8-0315 | 1,05 | 0,26 | 0,84 | 0,35 | 107 | 3,38 | 2,21 | 4,02 | 0,294 | OK |
| RP160 - RP151 | 0,077 | 2,4 | 212 | CR8-0315 | 1,05 | 0,38 | 0,93 | 0,43 | 130 | 2,59 | 1,53 | 2,79 | 0,204 | OK |
| RP151 - RP152 | 0,582 | 0,8 | 619 | 135A-0800 | 1,16 | 0,5 | 1 | 0,5 | 402 | 2,3 | 1,26 | 2,29 | 1,153 | OK |
| RP152 - RP102 | 0,651 | 1,58 | 569 | 135A-0800 | 1,3 | 0,4 | 0,95 | 0,44 | 353 | 3,04 | 1,77 | 3,22 | 1,618 | OK |
| RP102 - RP103 | 0,709 | 1,13 | 625 | 135A-0800 | 1,41 | 0,52 | 1,01 | 0,51 | 408 | 2,75 | 1,5 | 2,73 | 1,371 | OK |
| RP103 - RP104 | 0,709 | 1,78 | 574 | 135A-0800 | 1,41 | 0,41 | 0,95 | 0,45 | 358 | 3,26 | 1,88 | 3,42 | 1,721 | OK |
| RP104 - RP105 | 0,709 | 2,42 | 542 | 135A-0800 | 1,41 | 0,35 | 0,91 | 0,41 | 328 | 3,65 | 2,2 | 3,99 | 2,007 | OK |
| RP105 - RP106 | 0,709 | 3,81 | 497 | 135A-0800 | 1,41 | 0,28 | 0,86 | 0,36 | 290 | 4,3 | 2,75 | 5,01 | 2,517 | OK |
| RP106 - RP107 | 0,782 | 4,64 | 497 | 135A-0800 | 1,56 | 0,28 | 0,86 | 0,36 | 290 | 4,74 | 3,04 | 5,53 | 2,779 | OK |
| RP107 - RP108 | 0,782 | 4,02 | 511 | 135A-0800 | 1,56 | 0,3 | 0,87 | 0,38 | 302 | 4,5 | 2,83 | 5,15 | 2,587 | OK |
| RP108 - RP109 | 0,782 | 3,36 | 528 | 135A-0800 | 1,56 | 0,33 | 0,9 | 0,4 | 317 | 4,22 | 2,59 | 4,7 | 2,363 | OK |
| RP109 - RP110 | 0,838 | 3,99 | 525 | 135A-0800 | 1,67 | 0,33 | 0,89 | 0,39 | 314 | 4,58 | 2,82 | 5,12 | 2,575 | OK |
| RP110 - RP111 | 0,838 | 3,1 | 551 | 135A-0800 | 1,67 | 0,37 | 0,92 | 0,42 | 336 | 4,17 | 2,48 | 4,52 | 2,27 | OK |
| RP111 - RP112 | 0,838 | 3,5 | 538 | 135A-0800 | 1,67 | 0,35 | 0,91 | 0,41 | 325 | 4,36 | 2,64 | 4,8 | 2,412 | OK |
| RP112 - RP113 | 0,838 | 2,1 | 592 | 135A-0800 | 1,67 | 0,45 | 0,97 | 0,47 | 375 | 3,61 | 2,04 | 3,72 | 1,868 | OK |
| RP113 - RP114 | 0,838 | 2,9 | 557 | 135A-0800 | 1,67 | 0,38 | 0,93 | 0,43 | 343 | 4,07 | 2,4 | 4,37 | 2,196 | OK |
| RP114 - RP115 | 0,993 | 0,6 | 798 | 135A-0800 | 1,98 | 0,99 | 1,14 | 0,82 | 653 | 2,26 | 1,09 | 1,99 | 0,999 | OK |
| RP115 - RP116 | 0,993 | 1,22 | 699 | 135A-0800 | 1,98 | 0,7 | 1,08 | 0,62 | 492 | 3,06 | 1,56 | 2,84 | 1,426 | OK |
| RP116 - RP117 | 1,218 | 2,01 | 687 | 135A-0800 | 2,42 | 0,67 | 1,07 | 0,6 | 478 | 3,89 | 2 | 3,64 | 1,829 | OK |

Tableau 01 : Dimensionnement des collecteurs (suite)

| Tronçon | Débit (m³/s) | Pente (%) | D théorique (mm) | Collecteur | V = Q/S (m/s) | Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5 | | | H (mm) | V (m/s) | V Qps/10 (m/s) | Vps (m/s) | Qps (m³/s) | Observation |
|---------------|--------------|-----------|------------------|------------|---------------|---|------|------|--------|---------|----------------|-----------|------------|-------------|
| | | | | | | r Q (Q/Qps) | r V | r H | | | | | | |
| RP126 - RP134 | 0,505 | 4,26 | 385 | CR8-0400 | 4,29 | 0,99 | 1,14 | 0,81 | 314 | 4,95 | 2,39 | 4,35 | 0,511 | OK |
| RP134 - RP149 | 0,505 | 3,79 | 394 | CR8-0500 | 2,69 | 0,56 | 1,03 | 0,54 | 262 | 4,92 | 2,64 | 4,79 | 0,9 | OK |
| RP149 - RP150 | 0,505 | 2,65 | 421 | CR8-0500 | 2,69 | 0,67 | 1,07 | 0,6 | 293 | 4,3 | 2,21 | 4,01 | 0,754 | OK |
| RP150 - RP151 | 0,505 | 0,99 | 507 | CR8-0630 | 2,47 | 0,98 | 1,14 | 0,81 | 411 | 2,87 | 1,38 | 2,52 | 0,514 | OK |
| | | | | | | | | | | | | | | |
| RP118 - RP106 | 0,073 | 0,4 | 291 | CR8-0315 | 1 | 0,88 | 1,13 | 0,73 | 222 | 1,28 | 0,63 | 1,14 | 0,083 | OK |
| | | | | | | | | | | | | | | |
| RP187 - RP188 | 0,035 | 2,09 | 162 | CR8-0315 | 0,48 | 0,18 | 0,76 | 0,29 | 89 | 1,98 | 1,43 | 2,6 | 0,19 | OK |
| RP188 - RP114 | 0,095 | 2,1 | 235 | CR8-0315 | 1,3 | 0,5 | 1 | 0,5 | 152 | 2,6 | 1,43 | 2,61 | 0,19 | OK |
| | | | | | | | | | | | | | | |
| RP189 - RP190 | 0,173 | 4,48 | 255 | CR8-0315 | 2,37 | 0,62 | 1,05 | 0,57 | 174 | 4 | 2,09 | 3,8 | 0,278 | OK |
| RP190 - RP116 | 0,225 | 2 | 328 | CR8-0400 | 1,91 | 0,64 | 1,06 | 0,58 | 226 | 3,16 | 1,64 | 2,98 | 0,351 | OK |
| | | | | | | | | | | | | | | |
| RP191 - RP190 | 0,052 | 1,84 | 192 | CR8-0315 | 0,71 | 0,29 | 0,87 | 0,37 | 113 | 2,11 | 1,34 | 2,44 | 0,178 | OK |
| | | | | | | | | | | | | | | |
| RP21 - RP83 | 0,104 | 5 | 207 | CR8-0315 | 1,42 | 0,35 | 0,91 | 0,41 | 125 | 3,67 | 2,21 | 4,02 | 0,294 | OK |
| RP83 - RP84 | 0,104 | 5 | 207 | CR8-0315 | 1,42 | 0,35 | 0,91 | 0,41 | 125 | 3,67 | 2,21 | 4,02 | 0,294 | OK |
| RP84 - RP85 | 0,104 | 5 | 207 | CR8-0315 | 1,42 | 0,35 | 0,91 | 0,41 | 125 | 3,67 | 2,21 | 4,02 | 0,294 | OK |
| RP85 - RP86 | 0,104 | 5 | 207 | CR8-0315 | 1,42 | 0,35 | 0,91 | 0,41 | 125 | 3,67 | 2,21 | 4,02 | 0,294 | OK |
| RP86 - RP87 | 0,104 | 5 | 207 | CR8-0315 | 1,42 | 0,35 | 0,91 | 0,41 | 125 | 3,67 | 2,21 | 4,02 | 0,294 | OK |
| RP87 - RP88 | 0,104 | 5 | 207 | CR8-0315 | 1,42 | 0,35 | 0,91 | 0,41 | 125 | 3,67 | 2,21 | 4,02 | 0,294 | OK |
| RP88 - RP89 | 0,23 | 5 | 279 | CR8-0315 | 3,15 | 0,78 | 1,11 | 0,67 | 203 | 4,45 | 2,21 | 4,02 | 0,294 | OK |
| RP89 - RP90 | 0,23 | 5 | 278 | CR8-0315 | 3,15 | 0,78 | 1,11 | 0,67 | 203 | 4,45 | 2,21 | 4,02 | 0,294 | OK |

Tableau 01 : Dimensionnement des collecteurs (suite)

| Tronçon | Débit (m³/s) | Pente (%) | D théorique (mm) | Collecteur | V = Q/S (m/s) | Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5 | | | H (mm) | V (m/s) | V Qps/10 (m/s) | Vps (m/s) | Qps (m³/s) | Observation |
|---------------|--------------|-----------|------------------|------------|---------------|---|------|------|--------|---------|----------------|-----------|------------|-------------|
| | | | | | | r Q (Q/Qps) | r V | r H | | | | | | |
| RP91 - RP92 | 0,126 | 5 | 0 | CR8-0400 | 1,07 | 0,23 | 0,81 | 0,32 | 125 | 3,8 | 2,59 | 4,71 | 0,554 | OK |
| RP92 - RP93 | 0,126 | 5 | 223 | CR8-0315 | 1,72 | 0,43 | 0,96 | 0,46 | 139 | 3,87 | 2,21 | 4,02 | 0,294 | OK |
| RP93 - RP94 | 0,126 | 5 | 223 | CR8-0315 | 1,72 | 0,43 | 0,96 | 0,46 | 139 | 3,87 | 2,21 | 4,02 | 0,294 | OK |
| RP94 - RP95 | 0,126 | 5 | 223 | CR8-0315 | 1,72 | 0,43 | 0,96 | 0,46 | 139 | 3,87 | 2,21 | 4,02 | 0,294 | OK |
| RP95 - RP96 | 0,126 | 5 | 223 | CR8-0315 | 1,72 | 0,43 | 0,96 | 0,46 | 139 | 3,87 | 2,21 | 4,02 | 0,294 | OK |
| RP96 - RP97 | 0,126 | 5 | 223 | CR8-0315 | 1,72 | 0,43 | 0,96 | 0,46 | 139 | 3,87 | 2,21 | 4,02 | 0,294 | OK |
| RP97 - RP98 | 0,126 | 3,7 | 235 | CR8-0315 | 1,72 | 0,5 | 1 | 0,5 | 152 | 3,46 | 1,9 | 3,46 | 0,253 | OK |
| RP98 - RP99 | 0,126 | 5 | 223 | CR8-0315 | 1,72 | 0,43 | 0,96 | 0,46 | 139 | 3,87 | 2,21 | 4,02 | 0,294 | OK |
| RP99 - RP100 | 0,126 | 5 | 223 | CR8-0315 | 1,72 | 0,43 | 0,96 | 0,46 | 139 | 3,87 | 2,21 | 4,02 | 0,294 | OK |
| RP100 - RP101 | 0,126 | 5 | 223 | CR8-0315 | 1,72 | 0,43 | 0,96 | 0,46 | 139 | 3,87 | 2,21 | 4,02 | 0,294 | OK |
| RP101 - RP88 | 0,126 | 5 | 223 | CR8-0315 | 1,72 | 0,43 | 0,96 | 0,46 | 139 | 3,87 | 2,21 | 4,02 | 0,294 | OK |
| | | | | | | | | | | | | | | |
| R'27 - R'28 | 0,175 | 3,7 | 266 | CR8-0315 | 2,4 | 0,69 | 1,08 | 0,61 | 187 | 3,73 | 1,9 | 3,46 | 0,253 | OK |
| R'28 - R'29 | 0,175 | 3,66 | 266 | CR8-0315 | 2,4 | 0,7 | 1,08 | 0,61 | 188 | 3,71 | 1,89 | 3,44 | 0,251 | OK |
| R'29 - R'30 | 0,175 | 3,46 | 269 | CR8-0315 | 2,4 | 0,72 | 1,09 | 0,63 | 191 | 3,63 | 1,84 | 3,34 | 0,244 | OK |
| R'30 - R'31 | 0,175 | 3 | 276 | CR8-0315 | 2,4 | 0,77 | 1,1 | 0,66 | 201 | 3,44 | 1,71 | 3,12 | 0,228 | OK |
| R'31 - R'32 | 0,175 | 3,19 | 273 | CR8-0315 | 2,4 | 0,75 | 1,1 | 0,64 | 197 | 3,52 | 1,77 | 3,21 | 0,235 | OK |
| R'32 - R'33 | 0,175 | 1,85 | 303 | CR8-0315 | 2,4 | 0,98 | 1,14 | 0,8 | 245 | 2,78 | 1,34 | 2,44 | 0,179 | OK |
| R'33 - R'34 | 0,175 | 2,1 | 295 | CR8-0315 | 2,4 | 0,92 | 1,13 | 0,76 | 231 | 2,95 | 1,43 | 2,61 | 0,19 | OK |
| R'34 - R'35 | 0,175 | 5,4 | 252 | CR8-0315 | 2,4 | 0,57 | 1,03 | 0,54 | 166 | 4,31 | 2,3 | 4,18 | 0,305 | OK |
| R'35 - R'26 | 0,546 | 3,77 | 406 | CR8-0500 | 2,91 | 0,61 | 1,05 | 0,56 | 275 | 5 | 2,63 | 4,78 | 0,898 | OK |
| R'26 - R'17 | 0,715 | 3,2 | 463 | CR8-0500 | 3,81 | 0,86 | 1,12 | 0,72 | 351 | 4,96 | 2,42 | 4,41 | 0,828 | OK |
| R'17 - R'18 | 0,799 | 2,76 | 496 | CR8-0630 | 3,91 | 0,93 | 1,14 | 0,76 | 390 | 4,78 | 2,31 | 4,21 | 0,859 | OK |
| R'18 - R'19 | 0,799 | 2,39 | 510 | CR8-0630 | 3,91 | 1 | 1,14 | 0,82 | 418 | 4,46 | 2,15 | 3,92 | 0,8 | OK |
| R'19 - R'20 | 0,898 | 3,1 | 507 | CR8-0630 | 4,4 | 0,99 | 1,14 | 0,81 | 413 | 5,08 | 2,45 | 4,46 | 0,911 | OK |

Tableau 01 : Dimensionnement des collecteurs (suite)

| Tronçon | Débit (m³/s) | Pente (%) | D théorique (mm) | Collecteur | V = Q/S (m/s) | Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5 | | | H (mm) | V (m/s) | V Qps/10 (m/s) | Vps (m/s) | Qps (m³/s) | Observation |
|-------------|--------------|-----------|------------------|------------|---------------|---|------|------|--------|---------|----------------|-----------|------------|-------------|
| | | | | | | r Q (Q/Qps) | r V | r H | | | | | | |
| R'20 - R'9 | 0,898 | 3,96 | 485 | CR8-0630 | 4,4 | 0,87 | 1,13 | 0,72 | 369 | 5,67 | 2,77 | 5,04 | 1,03 | OK |
| R'9 - R'10 | 1,308 | 1,08 | 792 | 135A-0800 | 2,6 | 0,97 | 1,14 | 0,8 | 639 | 3,04 | 1,47 | 2,67 | 1,342 | OK |
| | | | | | | | | | | | | | | |
| R'1 - R'2 | 0,19 | 0,9 | 357 | CR8-0400 | 1,62 | 0,81 | 1,11 | 0,68 | 264 | 2,23 | 1,1 | 2 | 0,235 | OK |
| R'2 - R'3 | 0,19 | 5,22 | 259 | CR8-0400 | 1,62 | 0,34 | 0,9 | 0,4 | 155 | 4,34 | 2,65 | 4,81 | 0,566 | OK |
| R'3 - R'4 | 0,19 | 4,26 | 267 | CR8-0400 | 1,62 | 0,37 | 0,92 | 0,42 | 163 | 4,02 | 2,39 | 4,35 | 0,512 | OK |
| R'4 - R'5 | 0,29 | 3,22 | 330 | CR8-0400 | 2,47 | 0,65 | 1,06 | 0,59 | 228 | 4,02 | 2,08 | 3,78 | 0,445 | OK |
| R'5 - R'6 | 0,41 | 2,02 | 410 | CR8-0500 | 2,18 | 0,62 | 1,05 | 0,57 | 280 | 3,69 | 1,93 | 3,5 | 0,658 | OK |
| R'6 - R'7 | 0,41 | 1,66 | 425 | CR8-0500 | 2,18 | 0,69 | 1,08 | 0,61 | 298 | 3,42 | 1,74 | 3,17 | 0,596 | OK |
| R'7 - R'8 | 0,41 | 1,71 | 422 | CR8-0500 | 2,18 | 0,68 | 1,07 | 0,6 | 295 | 3,46 | 1,77 | 3,22 | 0,606 | OK |
| R'8 - R'9 | 0,41 | 3,38 | 372 | CR8-0500 | 2,18 | 0,48 | 0,99 | 0,49 | 239 | 4,49 | 2,49 | 4,53 | 0,851 | OK |
| | | | | | | | | | | | | | | |
| R'11 - R'12 | 0,1 | 0,4 | 327 | CR8-0400 | 0,85 | 0,64 | 1,06 | 0,58 | 225 | 1,41 | 0,73 | 1,33 | 0,157 | OK |
| R'12 - R'4 | 0,1 | 2,61 | 230 | CR8-0400 | 0,85 | 0,25 | 0,83 | 0,34 | 132 | 2,83 | 1,87 | 3,41 | 0,401 | OK |
| R'13 - R'14 | 0,084 | 2,3 | 221 | CR8-0315 | 1,15 | 0,42 | 0,96 | 0,45 | 138 | 2,61 | 1,5 | 2,73 | 0,199 | OK |
| R'14 - R'15 | 0,084 | 2,33 | 220 | CR8-0315 | 1,15 | 0,42 | 0,96 | 0,45 | 138 | 2,62 | 1,51 | 2,74 | 0,2 | OK |
| R'15 - R'16 | 0,084 | 4,17 | 197 | CR8-0315 | 1,15 | 0,31 | 0,88 | 0,38 | 117 | 3,24 | 2,02 | 3,67 | 0,268 | OK |
| R'16 - R'17 | 0,084 | 3,9 | 200 | CR8-0315 | 1,15 | 0,32 | 0,89 | 0,39 | 119 | 3,17 | 1,95 | 3,55 | 0,259 | OK |
| | | | | | | | | | | | | | | |
| R'21 - R'22 | 0,169 | 3,28 | 268 | CR8-0315 | 2,31 | 0,71 | 1,08 | 0,62 | 190 | 3,53 | 1,79 | 3,26 | 0,238 | OK |
| R'22 - R'23 | 0,169 | 3,84 | 260 | CR8-0315 | 2,31 | 0,66 | 1,07 | 0,59 | 180 | 3,76 | 1,94 | 3,53 | 0,258 | OK |
| R'23 - R'24 | 0,169 | 3,18 | 270 | CR8-0315 | 2,31 | 0,72 | 1,09 | 0,63 | 192 | 3,49 | 1,76 | 3,2 | 0,234 | OK |
| R'24 - R'25 | 0,169 | 1,88 | 298 | CR8-0315 | 2,31 | 0,94 | 1,14 | 0,77 | 235 | 2,81 | 1,36 | 2,47 | 0,18 | OK |
| R'25 - R'26 | 0,169 | 3,08 | 271 | CR8-0315 | 2,31 | 0,73 | 1,09 | 0,64 | 194 | 3,45 | 1,74 | 3,16 | 0,231 | OK |

Tableau 01 : Dimensionnement des collecteurs (suite)

| Tronçon | Débit (m ³ /s) | Pente (%) | D théorique (mm) | Collecteur | V = Q/S (m/s) | Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5 | | | H (mm) | V (m/s) | V Qps/10 (m/s) | Vps (m/s) | Qps (m ³ /s) | Observation |
|--------------|------------------------------|--------------|------------------------|------------|------------------|--|------|------|-----------|------------|----------------------|-----------|----------------------------|-------------|
| | | | | | | r Q (Q/Qps) | r V | r H | | | | | | |
| R'36 - RR'37 | 0,084 | 3,74 | 201 | CR8-0315 | 1,15 | 0,33 | 0,9 | 0,4 | 121 | 3,12 | 1,91 | 3,48 | 0,254 | OK |
| RR'37 - R'38 | 0,151 | 1,12 | 315 | CR8-0400 | 1,28 | 0,58 | 1,03 | 0,54 | 211 | 2,3 | 1,23 | 2,23 | 0,262 | OK |
| R'38 - R'39 | 0,371 | 2,52 | 379 | CR8-0400 | 3,15 | 0,94 | 1,14 | 0,77 | 299 | 3,81 | 1,84 | 3,35 | 0,393 | OK |
| R'39 - R'40 | 0,371 | 2,19 | 389 | CR8-0500 | 1,98 | 0,54 | 1,02 | 0,52 | 257 | 3,71 | 2 | 3,64 | 0,684 | OK |
| R'40 - R'41 | 0,371 | 3,93 | 348 | CR8-0500 | 1,98 | 0,4 | 0,95 | 0,44 | 216 | 4,62 | 2,69 | 4,88 | 0,917 | OK |
| R'41 - R'35 | 0,371 | 5,28 | 334 | CR8-0500 | 1,98 | 0,35 | 0,91 | 0,41 | 199 | 5,15 | 3,11 | 5,66 | 1,063 | OK |
| | | | | | | | | | | | | | | |
| R'42 - R'43 | 0,063 | 1,02 | 231 | CR8-0315 | 0,86 | 0,48 | 0,99 | 0,49 | 148 | 1,79 | 1 | 1,81 | 0,133 | OK |
| R'43 - R'44 | 0,063 | 0,72 | 246 | CR8-0315 | 0,86 | 0,57 | 1,03 | 0,54 | 164 | 1,57 | 0,84 | 1,52 | 0,111 | OK |
| R'44 - R'38 | 0,22 | 4,92 | 274 | CR8-0400 | 1,87 | 0,4 | 0,94 | 0,44 | 170 | 4,41 | 2,57 | 4,67 | 0,55 | OK |
| R'45 - R'46 | 0,157 | 1,14 | 318 | CR8-0400 | 1,33 | 0,59 | 1,04 | 0,55 | 214 | 2,35 | 1,24 | 2,25 | 0,265 | OK |
| R'46 - R'44 | 0,157 | 5,19 | 241 | CR8-0400 | 1,33 | 0,28 | 0,85 | 0,36 | 140 | 4,1 | 2,64 | 4,8 | 0,565 | OK |
| R'50 - R'52 | 0,099 | 1,01 | 274 | CR8-0315 | 1,36 | 0,75 | 1,1 | 0,65 | 197 | 1,98 | 0,99 | 1,81 | 0,132 | OK |
| R'52 - R'19 | 0,099 | 5 | 203 | CR8-0315 | 1,36 | 0,34 | 0,9 | 0,4 | 122 | 3,63 | 2,21 | 4,02 | 0,294 | OK |

Annexe II : table de χ^2

TABLE DU χ^2

La table donne la probabilité α pour que χ^2 égale ou dépasse
une valeur donnée, en fonction du nombre de degrés de liberté v .

Exemple : avec $v = 3$, pour $\chi^2 = 0,11$ la probabilité $\alpha = 0,99$.

| α v | 0,99 | 0,975 | 0,95 | 0,90 | 0,10 | 0,05 | 0,025 | 0,01 | 0,001 |
|-----------------|--------|-------|-------|-------|-------|--------------|-------|--------------|-------|
| 1 | 0,0002 | 0,001 | 0,004 | 0,016 | 2,71 | 3,84 | 5,02 | 6,63 | 10,83 |
| 2 | 0,02 | 0,05 | 0,10 | 0,21 | 4,61 | 5,99 | 7,38 | 9,21 | 13,82 |
| 3 | 0,11 | 0,22 | 0,35 | 0,58 | 6,25 | 7,81 | 9,35 | 11,34 | 16,27 |
| 4 | 0,30 | 0,48 | 0,71 | 1,06 | 7,78 | 9,49 | 11,14 | 13,28 | 18,47 |
| 5 | 0,55 | 0,83 | 1,15 | 1,61 | 9,24 | 11,07 | 12,83 | 15,09 | 20,51 |
| 6 | 0,87 | 1,24 | 1,64 | 2,20 | 10,64 | 12,59 | 14,45 | 16,81 | 22,46 |
| 7 | 1,24 | 1,69 | 2,17 | 2,83 | 12,02 | 14,07 | 16,01 | 18,48 | 24,32 |
| 8 | 1,65 | 2,18 | 2,73 | 3,49 | 13,36 | 15,51 | 17,53 | 20,09 | 26,12 |
| 9 | 2,09 | 2,70 | 3,33 | 4,17 | 14,68 | 16,92 | 19,02 | 21,67 | 27,88 |
| 10 | 2,56 | 3,25 | 3,94 | 4,87 | 15,99 | 18,31 | 20,48 | 23,21 | 29,59 |
| 11 | 3,05 | 3,82 | 4,57 | 5,58 | 17,28 | 19,68 | 21,92 | 24,73 | 31,26 |
| 12 | 3,57 | 4,40 | 5,23 | 6,30 | 18,55 | 21,03 | 23,34 | 26,22 | 32,91 |
| 13 | 4,11 | 5,01 | 5,89 | 7,04 | 19,81 | 22,36 | 24,74 | 27,69 | 34,53 |
| 14 | 4,66 | 5,63 | 6,57 | 7,79 | 21,06 | 23,68 | 26,12 | 29,14 | 36,12 |
| 15 | 5,23 | 6,26 | 7,26 | 8,55 | 22,31 | 25,00 | 27,49 | 30,58 | 37,70 |
| 16 | 5,81 | 6,91 | 7,96 | 9,31 | 23,54 | 26,30 | 28,85 | 32,00 | 39,25 |
| 17 | 6,41 | 7,56 | 8,67 | 10,09 | 24,77 | 27,59 | 30,19 | 33,41 | 40,79 |
| 18 | 7,01 | 8,23 | 9,39 | 10,86 | 25,99 | 28,87 | 31,53 | 34,81 | 42,31 |
| 19 | 7,63 | 8,91 | 10,12 | 11,65 | 27,20 | 30,14 | 32,85 | 36,19 | 43,82 |
| 20 | 8,26 | 9,59 | 10,85 | 12,44 | 28,41 | 31,41 | 34,17 | 37,57 | 45,31 |
| 21 | 8,90 | 10,28 | 11,59 | 13,24 | 29,62 | 32,67 | 35,48 | 38,93 | 46,80 |
| 22 | 9,54 | 10,98 | 12,34 | 14,04 | 30,81 | 33,92 | 36,78 | 40,29 | 48,27 |
| 23 | 10,20 | 11,69 | 13,09 | 14,85 | 32,01 | 35,17 | 38,08 | 41,64 | 49,73 |
| 24 | 10,86 | 12,40 | 13,85 | 15,66 | 33,20 | 36,42 | 39,36 | 42,98 | 51,18 |
| 25 | 11,52 | 13,12 | 14,61 | 16,47 | 34,38 | 37,65 | 40,65 | 44,31 | 52,62 |
| 26 | 12,20 | 13,84 | 15,38 | 17,29 | 35,56 | 38,89 | 41,92 | 45,64 | 54,05 |
| 27 | 12,88 | 14,57 | 16,15 | 18,11 | 36,74 | 40,11 | 43,19 | 46,96 | 55,48 |
| 28 | 13,56 | 15,31 | 16,93 | 18,94 | 37,92 | 41,34 | 44,46 | 48,28 | 56,89 |
| 29 | 14,26 | 16,05 | 17,71 | 19,77 | 39,09 | 42,56 | 45,72 | 49,59 | 58,30 |
| 30 | 14,95 | 16,79 | 18,49 | 20,60 | 40,26 | 43,77 | 46,98 | 50,89 | 59,70 |

Annexe III: Les variations des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage.

ABAQUE Ab. 5

Ab. 5 (a)

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires

