



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME :

**Diagnostic et réhabilitation du système d'assainissement de la
commune de Beni Abbes (Wilaya de Beni Abbes)**

Présenté par :

GUEFASSA Salma

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
DJOUDAR Dahbia	M.C.A	Président
TOUAHIR Sabah	M.A.A	Examineur
DARNOUNI Youcef	M.A.A	Examineur
DAHMANE Mouloud	M.C.B	Examineur
SALAH Boualem	Professeur	Promoteur

Session Juin 2024

Dédicace :

Je dédie mon travail :

A ma famille qui a fait de moi ce que je suis aujourd'hui.

Particulièrement à mes très chers parents que je ne pourrais jamais assez les remercier car leur amour, leur affection, leur bienveillance, et leur présence à mes côtés sont la source De ma force.

Papa, merci pour ton amour, merci d'avoir été toujours là pour moi et pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont il a fait preuve pour que je réussisse.

Maman, merci pour ta patience, ton soutien, ta disponibilité et ton encouragement, que dieu vous protège et vous garde.

A ma très chère sœur MERIEM et mes Frères MONDER et ABDELRAHMEN, les prunelles de mes yeux, je vous souhaite une vie pleine de bonheur et de succès et que Dieu, vous protège et vous aide à atteindre tous vos objectifs.

A mes très chères copines FATOUMATA, MARWA, SARA, GHOUFRANE, IKRAM, HAYAT, SOUHILA, KHAOULA qui ont toujours été là pour m'encourager et m'aider, merci pour vos partages, vos aides, vos encouragements, et votre présence dans les moments les plus difficiles,

Une dédicace spéciale à l'ingénieur BOUMENDJEL HICHEM, qui a commencé ce parcours avec moi et m'a aidé jusqu'à la fin.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à l'ingénieur SAADI MOUAOUIA, qui m'a accompagné et soutenu tout au long de ce parcours. Son aide inestimable a été essentielle à la réalisation de ce travail.

En un mot, a toute ma famille et mes amis (es), qui ont contribué de près ou de loin a ma réussite

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

Qu'Allah vous garde pour moi

Remerciement :

Tout d'abord je remercie Allah le tout puissant de m'avoir donné cette ambition, force, volonté et courage pour réaliser ce modeste travail qui a été fait avec amour, passion et honnêteté

Ensuite je tiens à remercier mes chers parents, qui se sont donnés cœurs et âmes pour que je réussisse, qui m'ont aidé moralement et financièrement, et qui m'ont toujours encouragé à donner le meilleur de moi-même.

Je voudrais exprimer mes sincères remerciements à l'encadreur : Mr salah .B pour sa disponibilité permanente, ses commentaires et bien sûr ses Critiques constructives ainsi qu'à l'ensemble des enseignants de

Un grand merci à mes frères , ma chère souer , mes amis , tous ceux qui m'ont soutenu de près ou de loin

Je tiens à remercier sincèrement les ingénieurs qui ont contribué à la réalisation de ce mémoire.

Je remercie également les membres du jury qui me feront l'honneur d'évaluer et d'apprécier mon travail.

Ainsi que toutes mes gratitudes à l'ensemble des enseignants de l'ENSH qui m'ont éclairé, orienté et aidé durant toute ma formation

ملخص :

يعتبر الصرف الصحي الحضري أمرًا بالغ الأهمية لحماية الصحة العامة والبيئة من خلال ضمان جمع ومعالجة وتصريف مياه الصرف الصحي ومياه الأمطار. تواجه مدينة بني عباس في الجزائر نموًا سريعًا، لكن شبكة الصرف الصحي المتقادمة والصغيرة الحجم تؤدي إلى فيضانات متكررة. يعد تشخيص الشبكة بعمق أمرًا ضروريًا لتحديد الأقسام الفاشلة والتخطيط للتحسينات اللازمة. يتيح تحليل الأمطار باستخدام طريقة مثلث العاصفة المزدوجة تصميم الهياكل اللازمة لإدارة مياه الأمطار بشكل صحيح للحد من مخاطر الفيضانات. تم استخدام نموذج SWMM (نموذج إدارة مياه العواصف) لمحاكاة تدفقات مياه الأمطار والصرف الصحي، مما يوفر نتائج دقيقة لتصميم وتحسين الشبكة. تشمل التحسينات المقترحة زيادة أقطار الأنابيب، وإنشاء محطات الرفع لإدارة اختلافات الارتفاع، وهياكل الفائض العاصفي للتحكم في التدفقات الزائدة، بهدف القضاء على التصريفات غير القانونية وضمان شبكة صرف صحي فعالة ومستدامة لبني عباس.

كلمات مفتاحية: الصرف الصحي، بني عباس، تشخيص الشبكة، تحليل الأمطار، مثلث العاصفة المزدوجة، نمذجة SWMM، إدارة مياه الصرف الصحي

Résumé :

L'assainissement urbain est crucial pour protéger la santé publique et l'environnement en assurant la collecte, le traitement et l'évacuation des eaux usées et pluviales. La ville de Béni Abbés, en Algérie, connaît une croissance rapide, mais son réseau d'assainissement est vieillissant et sous-dimensionné, entraînant des débordements et des inondations. Un diagnostic approfondi du réseau est essentiel pour identifier les sections défectueuses et planifier les améliorations nécessaires. L'analyse pluviométrique, en utilisant la méthode de la pluie de projet double triangle, permet de dimensionner correctement les ouvrages de gestion des eaux pluviales et de minimiser les risques d'inondation. Le modèle SWMM (Storm Water Management Model) a été utilisé pour simuler les écoulements d'eau pluviale et d'eaux usées, fournissant des résultats précis pour la conception et l'optimisation du réseau. Les améliorations proposées incluent l'augmentation des diamètres des conduites, la création de stations de relevage pour gérer les différences de niveau et des déversoirs d'orage pour contrôler les débits excédentaires, visant à éliminer les rejets sauvages et à garantir un réseau d'assainissement efficace et durable pour Béni Abbés.

Mots-clés : Assainissement, Béni Abbés, Diagnostic du réseau, Analyse pluviométrique, Pluie de projet double triangle, Modélisation SWMM, Gestion des eaux usées

Abstract:

Urban sanitation is crucial for protecting public health and the environment by ensuring the collection, treatment, and disposal of wastewater and stormwater. The city of Béni Abbés, Algeria, is experiencing rapid growth, but its aging and undersized sanitation network leads to frequent overflows and flooding. An in-depth diagnosis of the network is essential to identify failing sections and plan necessary improvements. The rainfall analysis, using the double triangle design storm method, allows for proper sizing of stormwater management structures to minimize flood risks. The SWMM (Storm Water Management Model) was used to simulate the flows of stormwater and wastewater, providing accurate results for the design and optimization of the network. Proposed improvements include increasing pipe diameters, creating lift stations to manage elevation differences, and storm overflow structures to control excess flows, aiming to eliminate illegal discharges and ensure an effective and sustainable sanitation network for Béni Abbés.

Keywords: Sanitation, Béni Abbès, Network diagnosis, Rainfall analysis, Double triangle design storm, SWMM modelling and Wastewater management

SOMMAIRE

Remerciements & dédicace	
Résumé	
Sommaire	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Introduction générale	
Chapitre I : Présentation de la commune de Beni Abbes.....	2
Introduction :	2
I.1 Données de base sur la zone d'étude :	2
I.1.1 Situation géographique :	2
I.1.2 Donnés naturelles du site :.....	3
I.1.2.1 Etude de relief :.....	3
I.1.2.2 Aperçu géologique et morphologique :	3
I.1.2.3 Données sismiques :	3
I.1.3 Situation climatique :.....	4
I.1.3.1 Climat :.....	4
I.1.3.2 Température :	4
I.1.3.3 La pluviométrie :	5
I.1.3.4 Le vent :.....	5
I.1.4 Potentialité de la commune :	6
I.1.4.1 Potentiels agricoles :.....	6
I.1.4.2 Potentialités Touristiques :.....	6
I.1.4. 3 Hydrologie :.....	6
I.1.5 Situation démographique :.....	7
I.1.6 Situation hydraulique :	7
Conclusion :.....	8
Chapitre II : Analyse Pluviométrique	10
Introduction :.....	10
II.1 Les Généralités :	10
II.1.1 Précipitation :	10
II.1.2 Les averses :.....	10
II.1.3 L'intensité :.....	10
II.2 Choix de la période de retour :	11

II.3 Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement :.....	11
II.3.1 Choix de la station pluviométrique :	11
II.3.2 Analyse des données statistiques :	12
II.3.3 Caractéristiques empiriques de la série :	13
II.3.4 Homogénéisation des données :	14
II.4 AJUSTEMENT DE LA SERIE :	16
II.4.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel :	16
II.4.2 Ajustement à la loi de Galton (Log-normale) :	17
II.4.3 Ajustement a loi GEV :	18
II.4.4 Choix de la loi d'ajustement :	20
II.5 Calcul des pluies et des intensités de courte durée :	21
II.6 Pluie de Projet :	24
II.6.1 Modèle double triangulaire :	24
Conclusion :	25
Chapitre III : Diagnostic du réseau d'assainissement existant.....	28
Introduction :	28
III.1 Les types de diagnostic :	28
III.2 La méthodologie d'une étude de diagnostic :	28
III.2.1 Collecte et exploitation des données :	29
III.2.2 Le pré diagnostic :	29
III.2.3 Reconnaissance approfondie.....	29
III.3 Nature des désordres :	30
III.4 Aperçu général du réseau d'assainissement existant	30
III.4.1 Etat des collecteurs :	30
III.4.2 Etat de rejet :	33
III.4.3 Etat des regards :	34
III.5 Constatations et recommandations :	36
III.6 Conclusion.....	37
Chapitre IV : Calcule de base.....	39
Introduction :	39
IV.1 Situation démographique :	39
IV.2 Découpage de la superficie d'étude en surfaces élémentaires :	40
IV.3 Etude théorique du système d'évacuation :	40

IV.1.1 Définition de système d'évacuation :	40
IV.3.1 Choix de système d'assainissement	42
IV.4 Schéma d'évacuation :	42
IV.4.1 Les différents schémas d'assainissement :	42
IV.4.2 Le choix de schéma d'évacuation :	43
IV.5 Le coefficient de ruissellement :	44
IV.5.1 Evaluation du coefficient de ruissellement :	44
IV.5.2 Evaluation du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin :	45
IV.6 Estimation de population actuelle et future pour chaque bassin :	47
IV.7 Estimation des débits à évacuer :	49
IV.7.1 Origine et nature des eaux à évacuer :	49
IV.7.1.1 Les eaux usées :	49
IV.7.2 Estimation des débits des eaux pluviales :	51
IV.7.3 Estimation des débits des eaux usées :	51
IV.7.3.1 Débits des eaux usées domestiques :	51
IV.7.3.2 Débits des eaux usées des équipements publics :	52
IV.7.3.3 Débits des eaux parasites :	53
IV.8 Débits totaux des eaux usées à évacuer :	55
Conclusion :	55
Chapitre V : Modélisation de l'écoulement dans le réseau d'assainissement par SWMM	57
Introduction :	57
V.1 Définition de modélisation en assainissement :	57
V.2 Étapes de modélisation en assainissement :	57
V.3 Choix du logiciel de modélisation :	57
V.3.1 Choix et justification de logiciel :	58
V.4 Description du logiciel SWMM :	58
V.4.1 Domaines d'application du logiciel SWMM :	59
V.4.2 Principe de fonctionnement SWMM :	59
V.4.3 Modèles utilisés par ce logiciel :	59
V.4.3.1 Modèle hydrologique :	59
V.4.3.2 Modèle hydraulique :	60
V.4.4 Méthodes de simulation utilisée dans SWMM :	61

V.5 Etapes de modélisation par le logiciel SWMM :.....	63
V.5.1 Construction du modèle sur SWMM :.....	64
V.5.1.1 Les principales données d'entrées dans les objets :.....	64
V.5.2 Affichage des résultats sur QGIS :.....	67
V.5.3 Simulations et résultats :.....	70
V.5.3.1 Simulation état actuelle :.....	70
V.5.3.2 Simulation des solutions proposé :.....	78
Conclusion.....	82
Chapitre VI : ETUDE DES SYSTEMES DE RELEVAGE.....	84
Introduction :.....	84
VI.1 Présentation des systèmes de relevage projetés :.....	84
VI.1.1 Station de relevage N°1 :.....	84
VI.2 Dimensionnement des stations de relevage :.....	86
VI.2.1 Calcul du Débit de dilution Qd :.....	87
VI.2.2 Choix de système de pompage :.....	87
VI.2.2.1 Calcul de diamètre économique :.....	87
VI.2.2.2 Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) :.....	88
VI.2.2.3 Puissance absorbée et utile :.....	89
VI.2.2.4 Choix des pompes :.....	89
VI.2.2.5 Dimensionnement de la fosse réceptrice (puisard) :.....	90
VI.3 Les Ouvrages Annexes :.....	90
VI.3.1 Dimensionnement des déversoirs dorages pour chaque station :.....	91
VI.3.1.2 Emplacement des déversoirs d'orage :.....	91
VI.3.1.3 Les types des déversoirs :.....	92
VI.3.1.4 Choix du type de déversoir d'orage :.....	92
VI.3.1.5 Procédé de dimensionnement des déversoirs d'orage :.....	92
VI.3.1.6 Procédés de Dimensionnement de Dégrilleurs :.....	94
VI.3.1.7 Protection des conduites contre le coup de bélier :.....	96
Conclusion :.....	99
Conclusion générale	
Références bibliographiques	

Listes des Figures :

Chapitre I : Présentation de la commune de Beni Abbes

Figure I.1: Situation géographique de la commune de Beni Abbés.....	2
Figure I.2 : Carte de zonage sismique de l'Algérie.....	4
Figure I.3: Bassin versant d'Oued Saoura	7

Chapitre II : Analyse Pluviométrique

Tableau II.1: Ajustement graphique à la loi de Gumbel	17
Tableau II.2 : Ajustement graphique à la loi Galton (Log normale) (Hyfran).....	18
Tableau II.3 : Ajustement graphique à la loi de GEV (Hyfran).	19
Tableau II.4 : Les courbes IDF	23
Tableau II.5: Les courbes HDF	23
Tableau II.6 : modèle de double triangle.....	24
Tableau II.7 : modèle de double triangle de la station pluviométrique Béni Abbes	25

Chapitre III : Diagnostic du réseau d'assainissement existant

Figure III.1: graphe circulaire de type de matière des collecteurs.....	31
Figure III.2: état et localisation de le conduite défailante N°01	31
Figure III.3: état et localisation de le conduite défailante N°02.....	32
Figure III.4: état et localisation de le conduite défailante N°03.....	32
Figure III.5: localisation des rejets 01 et 02	33
Figure III.6: localisation du point de rejet N°03	33

Chapitre IV : Calcule de base

Figure IV.1: Schéma perpendiculaire	43
Figure IV.2 : Schéma par déplacement latéral.....	43
Figure IV.3: Schéma oblique	43
Figure IV.4 : Schéma radiale	43
Figure IV.5: Schéma par zones étagées	44

Chapitre V : Modélisation de l'écoulement dans le réseau d'assainissement par SWMM

Figure V.1: Représentation d'un bassin versant par un canal rectangulaire ($A=B*L$)	60
Figure V.2: Méthodes de simulation utilisée dans SWMM	63
Figure V.3: Schémas représentant le processus suivi pour L'élaboration d'un modèle SWMM.....	63
Figure V.4: interface de la fenêtre du paramétrage de la Pluit de projet	64
Figure V.5: interface de la fenêtre du paramétrage d'une surface Élémentaire.....	65
Figure V.6: interface de la fenêtre des paramètres de la station	

Pluviométrique Source	65
Figure V.7: interface de la fenêtre des paramètres d'une conduite.	65
Figure V.8: interface de la fenêtre du paramétrage d'un nœud.....	66
Figure V.9: interface du réseau de beni abbes dessiné sur SWMM.....	66
Figure V.10: Schémas représentant le processus suivi pour Afficher le modèle SWMM.....	67
Figure V.11: délimitation des surfaces élémentaires de réseau D'assainissement de La commune de Beni Abbas	68
Figure V.12: les pentes de réseau d'assainissement de La commune De Beni Abbas	69
Figure V.13: shéma representatif de l'approche élaboré pour l'analyse Des divers problèmes	70
Figure V.14: Les résultats de la simulation en période humide Du réseau d'assainissement de la commune de Beni Abbas.....	71
Figure V.15: Les résultats de la simulation en période sec du réseau D'assainissement de la commune de Beni Abbas	73
Figure V.16: vue en plan du système de relevage N°01	75
Figure V.17: vue en plan du système de relevage N°02	75
Figure V.18: les options d'aménagement de système d'assainissement De La commune de Beni Abbas.....	76
Figure V.19: les résultats de simulation des options en temp humide de réseau d'assainissement de La commune de Beni Abbas [capacite hydraulique].....	78
Figure V.20: les résultats de simulation des options en temp sec de réseau d'assainissement de La commune de Beni Abbas [vitesse].....	80

Chapitre VI : ETUDE DES SYSTEMES DE RELEVAGE

Figures VI.1: carte représentative de la station de relevage N°1 Source : QGIS	84
Figures VI.2: carte représentative de la station de relevage N°02 Source : QGIS	84

Liste des tableaux :

Chapitre I : Présentation de la commune de Beni Abbès

Tableau I.1 : Températures mensuelles moyennes à la station de Beni Abbès.....	04
Tableau I.2: Précipitations annuelles et maximales journalières à la station de Beni Abbès	05
Tableau I.3: La fréquence du vent en fonction de leur direction (m/s)	06

Chapitre II : Analyse Pluviométrique

Tableau II.1 : Identification de la station pluviométrique de Beni Abbès.....	12
Tableau II.2 : Précipitations annuelle et maximales journalières à la station de Beni Abbès	12
Tableau II.3 : Caractéristique empirique de la série d'observation.....	14
Tableau II.4 : Calcul des paramètres du test de la médiane	15
Tableau II.5 : Résultats du test de la médiane	15
Tableau II.6: Résultats de l'ajustement à la loi de Gumble (Hyfran).....	16
Tableau II.7: Résultats de l'ajustement à la loi de Galton (Hyfran).....	18
Tableau II.8: Résultats de l'ajustement à la loi de Gev (Hyfran).	19
Tableau II.9: Résultats du test d'adéquation de Khi-deux	21
Tableau II.10: calcul de l'intensité moyenne « $i(t,p\%)$ » de précipitation « $P(t,p\%)(mm)$ ».....	22

Chapitre III : Diagnostic du réseau d'assainissement existant

Tableau III.1 : la longueur totale par type de matériau pour l'ensemble du réseau.....	30
Tableau III.2 : nombres des regards existants (visités et non visités).....	31
Tableau III.3 : Etat des regards vitustes	34

Chapitre IV : Calcul de base

Tableau IV.1 : Projection de la population de la commune de Beni Abbès ...	40
Tableau IV.2 : Avantages et inconvénients de système séparatif.....	41
Tableau IV.3 : Avantages et inconvénients de système unitaire.	41
Tableau IV.4 : coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol.	45
Tableau IV.5 coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisme.....	45
Tableau IV.6 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.	45
Tableau IV.7 : Coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces.	46

Tableau IV.8 : Coefficients de ruissellement pour chaque sous bassin.....	46
Tableau IV.9 : Nombre de population pour chaque sous bassin.	48
Tableau IV.10 : tableau des dotations pour quelque équipements.	53
Tableau IV.11 : les débits des eaux parasites.	54

Chapitre V : Modélisation de l'écoulement dans le réseau d'assainissement par SWMM

Tableau V.1 : joint dans le document annexe montre les résultats de simulation de l'état humide calculer par le logiciel SWMM (état des conduites)..	54
Tableau V.2 : joint dans le document annexe montre les résultats de simulation de l'état humide calculer par le logiciel SWMM (état des regards).....	54
Tableau V.3 : les résultats de simulation de l'état sec calculer par le logiciel SWMM cas par cas.....	54
Tableau V.4 : les résultats de simulation des solutions de l'état humide calculer par le logiciel SWMM cas par cas.	54
Tableau V.5 : les résultats de simulation des solutions de l'état sec calculer par le logiciel SWMM cas par cas... ..	54

Chapitre VI : ETUDE DES SYSTEMES DE RELEVAGE

Tableau VI.1 : Récapitulatif des débits de points de temps sec des rejets 1 et 2.	85
Tableau VI.2 : Caractéristiques hydrauliques de la conduite de refoulement.....	87
Tableau VI.3 : caractéristiques des pompes choisies.....	88
Tableau VI.4 : calcule des puissances absorbées et utile des stations de relevages	89
Tableau VI.5 : Résultat des hauteurs d'eau correspondant aux débits I :.....	92
Tableau VI.6 : Résultat des hauteurs d'eau correspondant aux débits II.....	93
Tableau VI.7 : Critères de conception des dégrilleurs.....	93

Liste des planches

Planche N° 01/04 : plan de réseau existant de la commune de Beni Abbes

Planche N° 02/04 : plan d'aménagement de réseau la commune de Beni Abbes

Planche N° 03/04 : profil en long du collecteur principale

Planche N° 01/04 : plan en détail des deux (2) stations de relevage

Planche N° 01/05 : plan de détail des deux déversoirs d'orage

Planche N° 01/04 : profils en long des conduites de refoulement des deux stations de relevage

Introduction générale

L'assainissement constitue un élément essentiel de la gestion des eaux urbaines, visant à protéger la santé publique, l'environnement et à garantir un cadre de vie sain. Il englobe la collecte, le traitement et l'évacuation des eaux usées domestiques et industrielles, ainsi que la gestion des eaux pluviales. Un réseau d'assainissement efficace prévient la contamination des ressources en eau, réduit les risques d'inondations urbaines et diminue les dangers sanitaires liés aux eaux stagnantes.

À Béni Abbés, située dans la région de Béchar au sud-ouest de l'Algérie, le réseau d'assainissement actuel rencontre de nombreux défis. Avec l'augmentation de la population et l'expansion urbaine, les infrastructures existantes s'avèrent souvent insuffisantes pour répondre aux besoins croissants. Le réseau, vieillissant et parfois sous-dimensionné, présente des faiblesses entraînant des débordements fréquents et des zones d'inondation, posant ainsi des risques pour la santé publique et l'environnement.

Un diagnostic précis du réseau d'assainissement est crucial pour identifier les problèmes actuels et planifier les améliorations nécessaires. Ce diagnostic permet de localiser les sections du réseau nécessitant des réparations, des mises à niveau ou des extensions. Il contribue également à comprendre les dynamiques des flux d'eau urbains et à anticiper les impacts des changements à venir, assurant ainsi une gestion proactive et efficace des ressources en eau.

Pour évaluer la performance hydraulique, divers modèles de modélisation hydraulique sont utilisés dans le domaine de l'assainissement. Ces modèles permettent de simuler le comportement des réseaux dans différentes conditions et de prévoir les impacts de divers scénarios de gestion. Parmi les modèles les plus utilisés, on trouve le MOUSE, CANOE et le Storm Water Management Model (SWMM). Chaque modèle présente des caractéristiques spécifiques permettant une analyse détaillée des systèmes d'assainissement.

Le modèle SWMM, développé par l'Environmental Protection Agency (EPA) des États-Unis, est particulièrement adapté pour la modélisation des réseaux d'assainissement. Il simule les écoulements d'eau pluviale et d'eaux usées en prenant en compte divers facteurs hydrologiques et hydrauliques. Reconnu pour sa capacité à fournir des résultats précis et détaillés, SWMM aide les ingénieurs à concevoir et optimiser les réseaux d'assainissement.

L'amélioration du réseau d'assainissement de Béni Abbés revêt une importance capitale pour répondre aux besoins présents et futurs de la ville. Une infrastructure modernisée et bien conçue protégera la population contre les risques sanitaires, réduira les impacts environnementaux négatifs et renforcera la résilience urbaine face aux changements climatiques. En investissant dans des solutions d'assainissement durables et efficaces, Béni Abbés pourra offrir à ses habitants un cadre de vie plus sain et plus sécurisé.



CHAPITRE I :
Présentation de la
commune de Beni Abbas



Chapitre I : Présentation de la commune de Beni Abbès

Introduction :

L'assainissement des agglomérations a pour but d'assurer la collecte et le transfert aux systèmes épuratoires des eaux usées et pluviales pour y subir par des modes compatibles les traitements conformes aux exigences de la santé publique et de l'environnement, avant leur rejet dans le milieu naturel.

A travers ce chapitre, nous allons présenter la dite commune en matière géographique, démographique et notamment hydraulique. Les données et les informations ainsi récupérées nous permettent d'entamer le calcul des données de base afin de projeter et de dimensionner un nouveau système d'assainissement appelé à assurer le rejet des effluents de toute nature confondue hors agglomération.

I.1 Données de base sur la zone d'étude :

I.1.1 Situation géographique :

La commune de Beni Abbès est le chef-lieu d'une nouvelle wilaya Beni-Abbes (une wilaya algérienne créé en 2019 par loi N° :19-12 du 11/12/2019 et officialiser en 2021) ³. Située à 250 km au sud-ouest de la wilaya de Béchar et à 1200 km au sud-ouest de la capitale d'Alger voir figure (I.1)

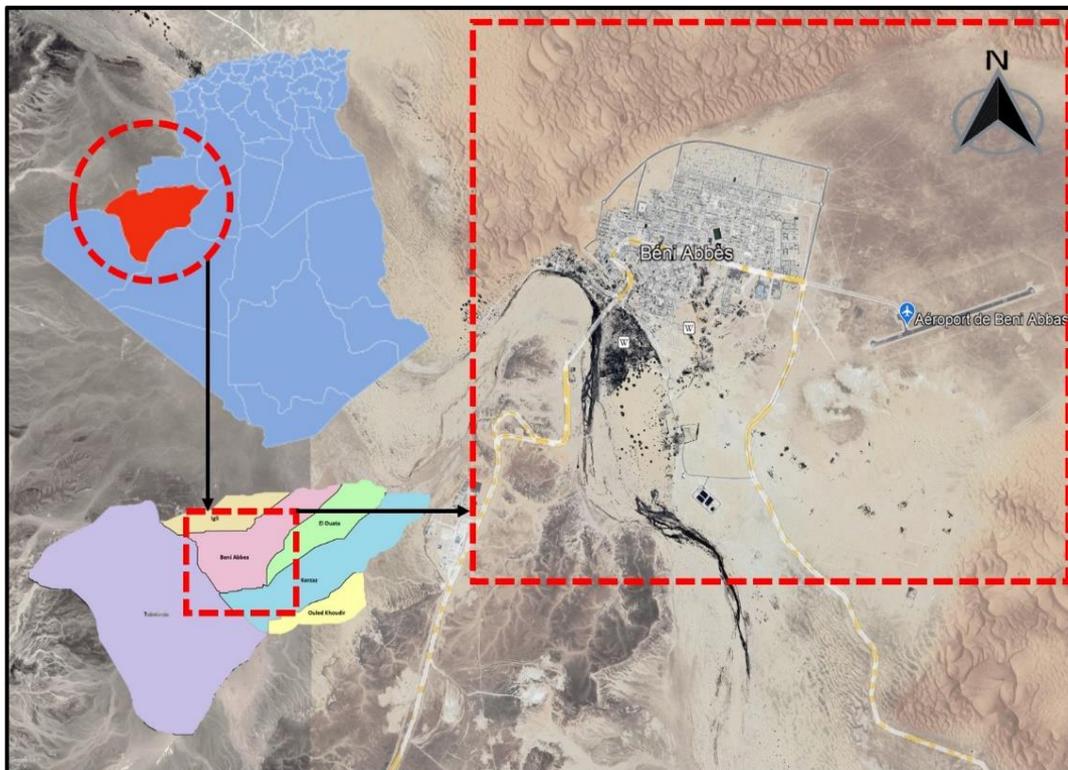


Figure I.1: Situation géographique de la commune de Beni Abbès

Source : QGIS

La commune de Béni Abbès s'étend sur une superficie estimée à 350 Ha. Elle est délimitée par

- Au Nord par les communes d'Igli (W. Béni Abbès) et Taghit (W. Béchar) ;
- Au Sud par la commune de Kerzaz (W. Béni Abbès) ;
- A L'Ouest par la commune de Tabelbala (W. Béni Abbès) ;
- A L'Est par la commune de Tametret (W. Béni Abbès) ;

I.1.2 Données naturelles du site :

I.1.2.1 Etude de relief :

La commune de Béni Abbès, présente un relief topographique diversifié et caractéristique des régions sahariennes. Elle est couvée dans une vallée entourée par les plateaux désertiques de la Saoura, avec des altitudes variantes généralement entre 550 et 450 mètres au-dessus du niveau de la mer. Les formations rocheuses et les plateaux constituent le principal relief de la région, offrant des variations de pentes faibles à modérées¹. Les pentes des collines environnantes descendent progressivement vers la vallée de l'oued Saoura, où se concentrent les oasis et les palmeraies verdoyantes. Ces pentes sont essentielles pour l'assainissement des eaux usées et pluviales, facilitant l'écoulement naturel vers l'oued.

I.1.2.2 Aperçu géologique et morphologique :

La commune de Beni Abbès est située dans la partie nord-ouest du sahara algérien, dans une zone où prédominent des formations rocheuses diverses, allant des roches sédimentaires qui sont superposés et déposées au fil du temps aux formations plus anciennes.

Ces sédiments incluent des grès, des calcaires, des argiles et d'autres types de roches. Chaque couche de sédiments représente une période géologique différente et peut contenir des informations précieuses sur l'histoire géologique de la région.

Les ergs et les formations dunaires sont d'âge quaternaire reposant sur la dalle Hamadienne constitué de calcaire gréseux. Le plateau (entre la vallée de la Saoura et Sebkhath el Mallah) et de constitution analogue à la Hamada du guir sur un substratum formé d'une dalle calcaire , reposant sur des couches où dominent les sables, elle est traversée de bancs de grès de ciment calcaire, ou des poudingues ¹.

I.1.2.3 Données sismiques :

Les règles parasismiques algériennes classent la wilaya de Béchar et ces frontières dans la zone de risque zéro (zone non sismique) sauf dispositions nouvelles ou abrogées en attendant la parution du rpa.99 modifié, voir figure (I.2)

À ce jour, aucun tremblement de terre n'a d'ailleurs été enregistré dans la région.³

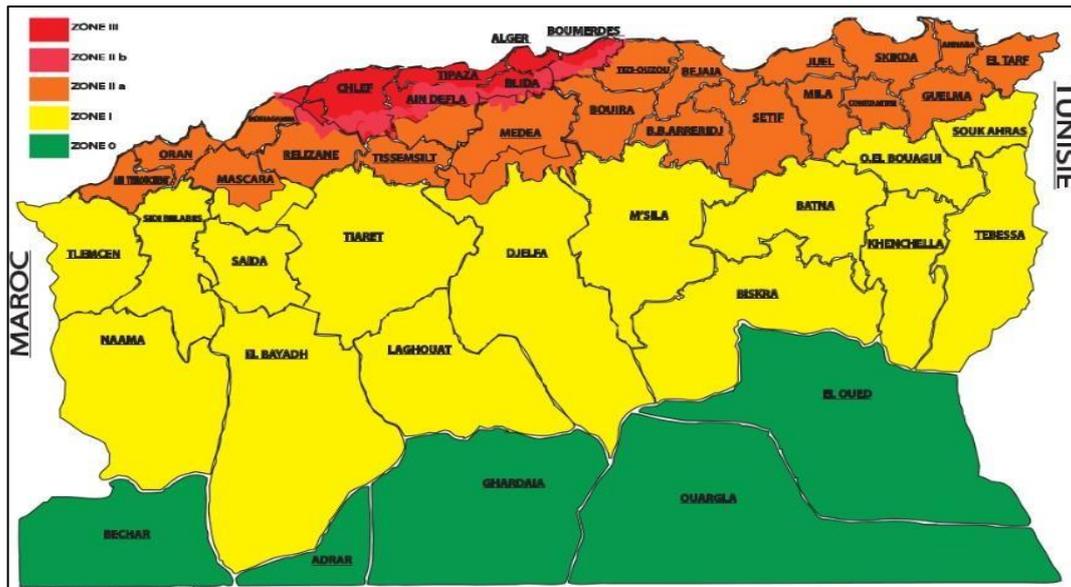


Figure I.2. Carte de zonage sismique de l’Algérie

Source : Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasisme

I.1.3 Situation climatique :

I.1.3.1 Climat :

La commune de Beni Abbés est caractérisée par un climat aride avec un aspect continental. La pluviométrie moyenne est de l’ordre de 29.78 mm/an avec des irrégularités d’une année à une autre ainsi que la tombée de pluies exceptionnelles causant des dégâts importants.

Etant donné l’aspect continental de la région, les températures sont fraîches en hiver aux alentours de (11.13°c) et chaudes en été aux alentours de (3.67°c).²

I.1.3.2 Température :

La température est définie comme l’état atmosphérique de l’air, elle varie selon les altitudes et la latitude de chaque région.

La répartition des températures mensuelles de la région de Beni Abbés est présentée dans le tableau (I-01) ci-dessous :

Tableau (I-01) : Températures mensuelles moyennes à la station de Beni Abbés

Année	Jan	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc
Moyenne	10,23	12,09	16,39	21,40	26,10	30,49	34,73	33,48	28,77	22,77	15,45	10,93

Source : DRE Beni Abbes

L’analyse des températures moyennes mensuelles de la commune de Beni Abbés mentionnée dans le tableau précédent montre que :

- La température la plus basse enregistrée durant la période hivernale est 10.23°C au mois de janvier.
- La température la plus élevée enregistrée durant la période estivale est 34.73°C mois de juillet.

I.1.3.3 La pluviométrie :

Les précipitations constituent un phénomène physique qui décrit le transfert d'eau, dans sa phase liquide (pluie) ou solide (neige, grêle) entre l'atmosphère et le sol.

La vapeur d'eau de l'atmosphère se transforme en liquide lorsqu'elle atteint le point de rosée, soit par refroidissement ou par augmentation de la pression. Ce changement est occasionné par un des phénomènes suivants :

- Condition thermique lorsqu'une masse d'air est en contact avec une surface plus froide ;
- Changement soudain de pression atmosphérique produit à l'approche d'un cyclone ;
- Mélange de deux masses d'air ayant des températures différentes.

Pour l'étude des pluies maximales journalières, nous avons retenu la station pluviométrique de Beni Abbés.

La zone d'étude se caractérise principalement par un climat aride². La moyenne pluviométrique calculée sur une période de (2000 à 2020) voir tableau (I-02).

Tableau (I-02) : Précipitations annuelles et maximales journalières à la station de Beni Abbés,

Année	P total (mm)	P jmax (mm)	Année	P total (mm)	P jmax (mm)
2000	28,24	9,32	2011	79,75	17,32
2001	18,4	4,14	2012	82,49	18,99
2002	22,17	8,75	2013	19,29	8,75
2003	29,84	14,73	2014	109,26	25,97
2004	63,03	11,74	2015	23,29	3,63
2005	21,42	3,14	2016	68,59	36,08
2006	102,33	34,77	2017	17,74	5,54
2007	46,69	7,99	2018	54,47	14,45
2008	89,98	17,3	2019	33,23	7,32
2009	140,16	36,7	2020	58,33	16,18
2010	26,82	4,96			

Source : station pluviométrique de Beni Abbes

I.1.3.4 Le vent :

Les vents sont fréquents à Beni Abbés, s'écoulant dans des directions variables. Et pour une étude statistique de la fréquence de vent en fonction de leur direction est enregistrée dans le tableau (I-03)

Tableau (I-03) : La fréquence du vent en fonction de leur direction (m/s)

360° Nord	30°	60°	90° Est	120°	150°	180° sud	210°	240°	270°	300°	330°
3.11	8.48	7.13	12.6	2.8	3.1	3.6	6.7	3.5	6.4	1.8	4.8

Source : station métrologique de Beni Abbes

Sur la rosace ci-dessus, on distingue que les vents se répartissent en :

- Nord est
- Est
- Sud Est
- Sud-Ouest
- Ouest
- Nord-Ouest

⇒ Les vents d'Est et Nord-Est prédominent.

⇒ Les vents de sable sont fréquents dans la région de la vallée de la Saoura, surtout de Mars à Septembre.

I.1.4 Potentialité de la commune :

I.1.4.1 Potentiels agricoles :

La superficie agricole utile (SAU) de la commune de Beni Abbés est de l'ordre de 496 ha. L'occupation de ces terres est dominée par les cultures permanente de la (palmeraie) avec une densité de 70 palmiers à l'hectare. A l'intérieur de la palmeraie se développe la culture maraichère et la céréaliculture et un élevage domestique faible.

En effet, la vocation de la commune a une tendance actuellement à l'agriculture notamment après la création de trois (03) périmètres dans le cadre de la loi 83-18 (Accession à la propriété foncière de mise en valeur)³.

- Houfrat El Djir : 80ha.
- Chaabat Sidi Ahmed : 48ha.
- Ksaibi :120ha.

I.1.4.2 Potentialités Touristiques :

La zone de Beni Abbés recèle des paysages naturels variés, formés par la vallée de la Saoura le grand Erg et l'Oasis qui s'étend le long des rives de l'Oued.

En effet, les anciens Ksour actuellement en ruine, la palmeraie, les habitations à caractère oasien, les dunes, constituent les éléments fondamentaux de l'activité touristique.

Actuellement les infrastructures touristiques au sein de la commune sont inexistantes, un redéploiement de ce secteur serait indispensable au développement de la commune engendrant la création d'un nombre assez important d'emplois parallèlement à la création de projets d'équipements et services.

I.1.4.3 Hydrologie :

Le principal Oued qui traverse Beni Abbés est l'Oued Saoura, qui est alimenté (au niveau d'Igli) par Oued Zouzfana et du Guir.

C'est à Beni Abbés que convergent les lignes de courant de la nappe et favorisent avec la Saoura une palmeraie verdoyante. Au Sud-Ouest de Beni Abbés se trouve Sebkhet El Mellah qui est la manifestation d'un climat aride²

- **La nappe d'Erg** : son niveau piézométrique varie entre 300 à 400 mètres de profondeur, c'est aux environs de Beni Abbés qu'elle diminue.
- **La nappe d'infero flux** : Par rapport à la première nappe, son eau est de qualité moindre et faible débit pour l'irrigation des Palmiers.

• **Réseau hydrographique** : Le secteur de Beni Abbès comprend le bassin d'Oued Saoura qui résulte de la confluence des Oueds Guir et Zouzfana au niveau D'Iglli.

Les sources d'eaux de la région de Beni Abbès proviennent des nappes souterraines d'Oued Saoura et l'alimentation se fait par l'exploitation des puits. Actuellement six (06) puits situés à l'ancien site sont exploités Voir figure (I.3).

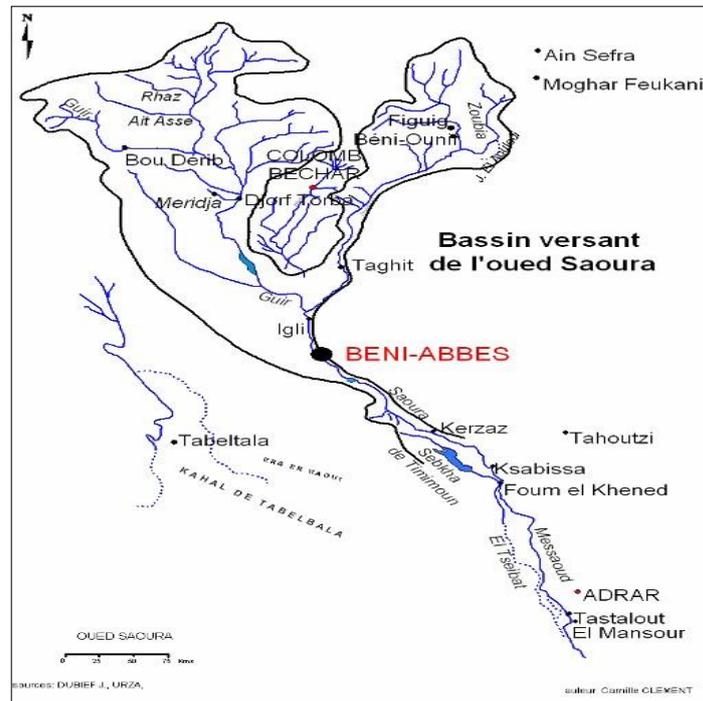


Figure I.3 : Bassin versant d'Oued Saoura

(Source : Camille CLEMENT, 2007 ; rapport de stage)

I.1.5 Situation démographique :

La population est un paramètre déterminant et statistique dans toute l'étude d'élaboration d'un projet d'assainissement. Selon les statistiques de l'APC de Beni Abbès¹ et sur laquelle on se basera pour l'évaluation de la population pour les différents horizons, la commune couvre une population de 12 185 habitants et caractérisée avec un taux d'accroissement moyen de 3.5%. Ce qui a fait que la population a augmenté. Cet accroissement élevé a relativement tendance à se poursuivre jusqu'en 2050. A cet effet nous étudierons la perspective d'évolution de la population de Beni Abbès avec le plus grand soin.

I.1.6 Situation hydraulique :

La situation hydraulique de la ville de Beni Abbès, repose principalement sur les ressources en eau souterraines et les quelques cours d'eau intermittents. L'Oued Saoura, qui traverse la commune, est une source vitale, bien que son débit soit souvent irrégulier en raison des précipitations limitées et sporadiques caractéristiques du climat saharien³.

L'alimentation en eau potable de la population dépend principalement des forages et des puits, qui exploitent les nappes phréatiques locales. Ces ressources sont cruciales pour l'alimentation des habitants et l'irrigation des palmeraies.

Les infrastructures d'assainissement de la région, bien qu'en développement, rencontrent des défis liés à la gestion des eaux usées dans un environnement désertique. Des systèmes de traitement et de canalisation des eaux usées sont mis en place pour améliorer les conditions sanitaires et protéger les ressources en eau douce.

Malgré les contraintes hydrologiques, la gestion de l'eau à Béni Abbas s'efforce de répondre aux besoins croissants de la population tout en préservant l'équilibre fragile de l'écosystème saharien.

Conclusion :

Les données collectées à travers ce chapitre nous permettent d'avoir une idée pour la conception du système à projeter, notamment le calcul de base et le dimensionnement



CHAPITRE II :
Analyse Pluviométrique



Chapitre II : Analyse Pluviométrique

Introduction :

L'analyse pluviométrique joue un rôle crucial dans la compréhension des dynamiques climatiques et hydrologiques d'une région. Elle consiste à mesurer et à étudier les précipitations, qu'il s'agisse de pluie, de neige, de grêle ou d'autres formes de précipitation. Ces données sont essentielles pour une multitude d'applications, allant de la gestion des ressources en eau à la prévision des inondations, en passant par l'agriculture, la planification urbaine et la gestion des écosystèmes.

Ce chapitre abordera les différentes méthodes de collecte et d'analyse des données pluviométriques, les outils technologiques utilisés, ainsi que les modèles statistiques et les techniques de prévision. Nous examinerons également les défis liés à la variabilité temporelle des précipitations et discuterons des applications pratiques des analyses pluviométriques dans divers domaines. Une attention particulière sera accordée à l'impact des précipitations sur le domaine de l'assainissement. En effet, une compréhension précise des régimes de précipitation est essentielle pour concevoir et gérer efficacement les systèmes de drainage et d'évacuation des eaux pluviales, prévenir les inondations urbaines, et garantir la salubrité des infrastructures. Par conséquent, une analyse approfondie des données pluviométriques est indispensable pour assurer une gestion optimale des eaux usées et pluviales, minimisant ainsi les risques sanitaires et environnementaux.

II.1 Les Généralités :

Dans ce contexte, il y a lieu de définir certains paramètres qui sont les suivants :

II.1.1 Précipitation :

Les précipitations constituent une partie importante des grands systèmes hydrologiques continentaux. Elles englobent toutes les formes d'eau atmosphérique qui tombent à la surface de la Terre, qu'elles soient sous forme liquide (bruine, averse) ou sous forme solide (neige, grésil, grêle), ainsi que les précipitations déposées ou cachées (rosée, givre). Elles sont causées par des changements de température ou de pression⁴

II.1.2 Les averses :

Ce sont des pluies subites et abondantes, généralement de courte durée, pouvant varier d'une minute à plusieurs heures. Les averses sont caractérisées par un volume important et une forte intensité par unité de temps, nécessitant ainsi un système de drainage efficace. Les averses les plus dangereuses sont les orages,⁴ car elles se distinguent par une forte intensité de pluie sur une courte période et sont généralement très chargées.

II.1.3 L'intensité :

L'intensité des précipitations se définit par le rapport de la quantité d'eau tombée sur une surface donnée en un temps donné (unités courantes : mm/h ou l/m²/h)⁶, souvent utilisées par les médias. Les pluies en cours maintiennent généralement une intensité constante, souvent faible ou modérée.

$$I_m = \frac{h}{t} \dots\dots\dots (II.1)$$

Avec :

I_m : Intensité moyenne en mm/h.

h : Hauteur de pluie tombée pendant la durée t .

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

- Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de la loi à laquelle il faut ajuster nos résultats.
- Calculer les paramètres de la loi choisie et vérifier son adéquation.
- Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation.

II.2 Choix de la période de retour :

Par définition, la probabilité est le rapport du nombre d'événements favorables au nombre total d'événements. Souvent, à un événement est associée une durée. La fréquence peut alors se définir également comme étant le nombre d'événements favorables sur le nombre total de durées. On définit alors la période de retour (T) ou temps de récurrence (exprimée en années) comme l'inverse de la fréquence de non-dépassement (F)⁵. C'est le délai statistique au-delà duquel les débits résultants de la pluie seront plus importants que les débits calculés.

Autrement dit, le réseau d'évacuation sera insuffisant pour une période statistique plus longue que celle choisie pour les calculs.

Dans le domaine de l'assainissement, le choix de la période de retour se fait à partir des situations générales ou particulières, des degrés de protection ou des compromis dont l'évaluation appartient aux responsables locaux. Il est en effet préférable d'obtenir sur l'ensemble d'un réseau un degré de protection uniforme, par exemple ($T = 5$) ans, plutôt que de réaliser des extensions pour une fréquence décennale, sachant que les collecteurs en aval seront insuffisants. En Algérie, nous optons généralement pour une période de retour décennale ($T = 10$) ans.

II.3 Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement :

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

- Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de loi à laquelle il faut ajuster l'échantillon de données.
- Calculer les paramètres de la loi choisie et vérifier son adéquation.
- Calculer la valeur de l'intensité fréquentielle de précipitation.

II.3.1 Choix de la station pluviométrique :

L'analyse des données disponibles est le premier pas à franchir dans l'étude d'un projet d'assainissement. Pour cela, on a besoin d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible.

La série d'observation contient des années lacunaires ce qui nécessite un traitement préalable. Il est donc utile de faire une corrélation avec d'autres séries de station se trouvant au voisinage du bassin versant objet d'étude, pour avoir une série plus longue que possible. Voir tableau (II-01)

Tableau (II-01) : Identification de la station pluviométrique de Beni Abbés.			
Nom	Coordonnées		Période d'observation
Beni Abbés	X (km)	30° 7'42.59"	2000-2020 (21 Ans)
	Y (km)	2° 8'59.67"	
	Z (m)	510	

Source : ONM,2020

II.3.2 Analyse des données statistiques :

Pour cette station, on dispose d'une série de données comportant les totaux des précipitations annuelles et les max journaliers pour 21 ans d'observation. Les valeurs de cette série sont reportées dans le tableau (II-2) suivant :

Tableau (II-02) : Précipitations annuelle et maximales journalières à la station de Beni Abbès													
21	Les données - Pluies journalières max (PJM)												P _{jmax} (mm)
Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	Aout	
2000	3,08	0	0,91	0,41	9,32	0,01	0,63	1,92	1,09	2,08	0,01	0,07	9,32
2001	0,09	0	0,03	0,04	0	0,1	0,01	0,18	0,97	3,98	0,18	4,14	4,14
2002	0	0,24	1,5	1,67	0,15	0	0,02	2,89	0,99	0,66	8,75	0,87	8,75
2003	0,22	14,73	0,27	0,05	0,35	0,03	0,04	0,05	0,21	5,12	0,93	0,06	14,73
2004	0,67	0,98	6,19	9,79	0,44	0,33	0,27	0,29	0,19	0,01	8,32	11,74	11,74
2005	0,14	0,94	0,22	0	1,61	1,05	0,23	0,52	1,19	1,27	3,14	1,91	3,14
2006	34,77	3,59	0,01	2,53	5,53	3,25	0,01	0,07	2,81	11,13	2,64	1,2	34,77
2007	0,64	1,45	0	0,89	0,85	0	0,02	1,92	4,74	7,99	0,2	6,03	7,99
2008	0,68	5,75	0,44	0,22	1,16	0	0,56	0,6	3,15	17,3	0,43	0,4	17,3
2009	32,6	11,2	36,7	0,27	0,01	2	0,87	0,07	6,46	0	0,01	0,03	36,7
2010	1,46	1,84	0,53	0,13	0,04	0,01	1,46	0,73	4,96	1,92	0	0,1	4,96
2011	0,01	0,39	4,96	6,47	3,7	0,31	0,06	0,02	0,13	14,91	9,53	17,32	17,32
2012	1,59	0,16	5,48	6,9	0,01	0,38	0,05	0,04	1,22	18,99	2,93	0,01	18,99
2013	0,02	0,02	8,75	1,34	0,45	0,33	0,68	0,08	0,73	0,38	0,08	1,91	8,75
2014	1,31	3,92	2,01	0	13,81	0	0,11	0,34	4,85	0,44	25,97	0,25	25,97
2015	0,57	1,87	3,63	0,66	0	0	0	2,09	1,91	2,06	0,01	0	3,63
2016	0,07	0,1	0	0,02	1,88	0	0	0,11	36,08	0,31	4,78	5,09	36,08
2017	0,95	0,01	0,61	1,25	0,04	1,29	0	0	0,03	5,54	0	4,4	5,54
2018	14,45	1,11	0	0,51	0,26	0	0	0,47	4,16	1,87	11,94	0	14,45
2019	0	0	7,32	0,05	3,34	0	0	7,3	4,44	0,02	0,01	0,07	7,32
2020	0,19	0	4,12	5,5	0	0,02	0,47	0,41	16,18	0,06	3,52	0,15	16,18

Source : station pluviométrique de Beni Abbès

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observations de précipitations annuelles et maximales journalières de 21ans.

Dans notre étude, nous avons utilisé le logiciel Hyfran pour le processus d'ajustement comme suit :

- Classement la série pluviométrique par ordre croissant.
- Vérification de l'homogénéité de la série par le test de la médiane
- Le choix de la formule de probabilité empirique.
- Calcule des caractéristiques de la série.
- Choix des lois d'ajustement.
- Calcule le quantile et son intervalle de confiance.
- Ajustement graphique et test de dispersion.
- Sélection de la loi

II.3.3 Caractéristiques empiriques de la série :

A) La moyenne « $\overline{P_{J,max}}$ » :

La moyenne des précipitations maximales journalières, exprimée en mm, durant 21 ans d'observations et donnée par l'expression suivante :

$$\overline{P_{J,max}} = \frac{\sum_{i=1}^N P_{J,max}}{N} \dots\dots\dots (II.2)$$

$$\overline{P_{J,max}} = \frac{307.77}{21} = \mathbf{14.65 \text{ mm}}$$

B) L'écart type « $\sigma_{P_{J,max}}$ » :

Pour n supérieur à 21 ans, la formule suivante est utilisée pour l'estimation de l'écart type :

$$\sigma_{P_{J,max}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (P_{J,max} - \overline{P_{J,max}})^2}{N}} \dots\dots\dots (II.3)$$

$$\sigma_{P_{J,max}} = \mathbf{10.63 \text{ mm}}$$

C) Le coefficient de variation « CV » :

$$C_V = \frac{\sigma_{P_{J,max}}}{\overline{P_{J,max}}} \dots\dots\dots (II.4)$$

$$C_V = \mathbf{0,72}$$

D) La médiane « X50% » :

- 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 = 21 , la médiane est observée à la valeur centrale donc : $M = \frac{21+1}{2} = 11$

- Alors la médiane est : **M=11.74 mm**

Tableau (II-03) : Caractéristique empirique de la série d’observation.	
Caractéristiques	Valeurs
Nombre d’observation (ans)	21
La somme des P.J. Max (mm)	307.77
Maximum (mm)	36.7
Minimum (mm)	3.14
Moyenne (mm)	14.65
Ecart type (mm)	10.62
Médiane (mm)	11.74
Coefficient de variation	0.72

II.3.4 Homogénéisation des données :

La vérification de l’homogénéité de la série est nécessaire avant de passer à l’ajustement de la série, tant que les lois d’ajustement sont nombreuses et ne peuvent être appliquées à un échantillon que si les conditions homogénéité- stationnarité sont vérifier. Pour cela, on fait appel au test de la médiane selon les étapes suivante :

Après le classement de la série d’une manière croissante, et le calcul de la médiane ($X_{50\%} = 11.74$ mm), pour la série non triée, attribuer à chaque valeur un signe positive si ($X_i > X_{50\%}$) ou bien un signe négatif si ($X_i < X_{50\%}$) et on fait le calcul des quantités N_s et T_s sachant que :

- T_s : la taille de la plus grande série en (+) ou (-).
- N_s : le nombre des valeurs supérieures ou inférieure à la médiane.

D’après les résultats résumés dans le tableau (II-03) on distingue : $N_s=10$ et $T_s=3$.

Sachant

que :

$$N_s > \frac{1}{2} (n + 1 - u_{1-\frac{\alpha}{2}} * \sqrt{n + 1}) \dots\dots\dots (II.5)$$

tel que : $\alpha = 5\%$ et $u_{1-\alpha} = 1,96$ $T_s < 3,3 * (\log_{10}(n) + 1)$

- Les calculs des paramètres du test de la médiane sont filtrés dans le tableau (II-4) .et les résultats sont résumés dans le tableau (II-05).

Tableau (II-04) : Calcul des paramètres du test de la médiane					
N	Série non triée			Série triée par ordre croissant	
	Années	PJ max	Signe	Années	PJ max
1	2000	9,32	(-)	2005	3,14
2	2001	4,14	(-)	2015	3,63
3	2002	8,75	(-)	2001	4,14
4	2003	14,73	(+)	2010	4,96
5	2004	11,74	(+)	2017	5,54
6	2005	3,14	(-)	2019	7,32
7	2006	34,77	(+)	2007	7,99
8	2007	7,99	(-)	2002	8,75
9	2008	17,3	(+)	2013	8,75
10	2009	36,7	(+)	2000	9,32
11	2010	4,96	(-)	2004	11,74
12	2011	17,32	(-)	2018	14,45
13	2012	18,99	(+)	2003	14,73
14	2013	8,75	(-)	2020	16,18
15	2014	25,97	(+)	2008	17,3
16	2015	3,63	(-)	2011	17,32
17	2016	36,08	(+)	2012	18,99
18	2017	5,54	(-)	2014	25,97
19	2018	14,45	(+)	2006	34,77
20	2019	7,32	(-)	2016	36,08
21	2020	16,18	(+)	2009	36,7

Tableau (II-05) : Résultats du test de la médiane		
Paramètres	Valeur	Comparaison
NS	10	10 > 6 → condition n°1 vérifiée
$\frac{1}{2}(N + 1 - u_{1-\frac{\alpha}{2}} * \sqrt{N + 1})$	6	
TS	3	3 < 7.6 → condition n°2 vérifiée
$3,3 * (\log_{10}(N) + 1)$	7.6	

Interprétation :

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

II.4 AJUSTEMENT DE LA SERIE :

Il existe plusieurs méthodes d’ajustement des séries pluviométriques. Pour notre cas, l’ajustement sera traité par le logiciel « Hyfran » avec les trois lois :

- La loi de Gumbel.
- La loi de Galton.
- La loi GEV.

II.4.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel :

- La fonction de répartition de la loi de Gumbel :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots(\text{II.6})$$

Avec :

y : est la variable réduite de la loi de Gumbel :

$$y = \frac{x-x_0}{\alpha} = -\ln[-\ln(F(x))]\dots\dots\dots(\text{II.7})$$

x : Variable étudiée ($P_{J. Max}$) ;

x_0 : Paramètre de position.

α : Paramètre de l’échelle ($\alpha > 0$) appelé aussi « GRADEX ».

- L’expression de quantile est donc :

$$x = \alpha y + x_0 \dots\dots\dots(\text{II.8})$$

- Les paramètres de la loi de Gumbel, par la méthode du maximum de vraie semblance :

$$X_0 = 9,91677\text{mm} ; \quad \alpha = 7.53749$$

❖ Résultats de l’ajustement à la loi de Gumbel :

Les résultats de l’ajustement à la loi de Gumble sont filtrés dans le tableau (II-06) et la figure (II-01) comme suivant :

Tableau (II-06) : Résultats de l’ajustement à la loi de Gumble (Hyfran).				
Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique X_T (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100	0.99	44,6	6,84	31,2-58,0
50	0.98	39,3	5,94	27,7-51,0
20	0.95	32,3	4,75	23,0-41,6
10	0.90	26,9	3,87	19,3-34,5
5	0.80	21,2	2,99	15,4-27,1

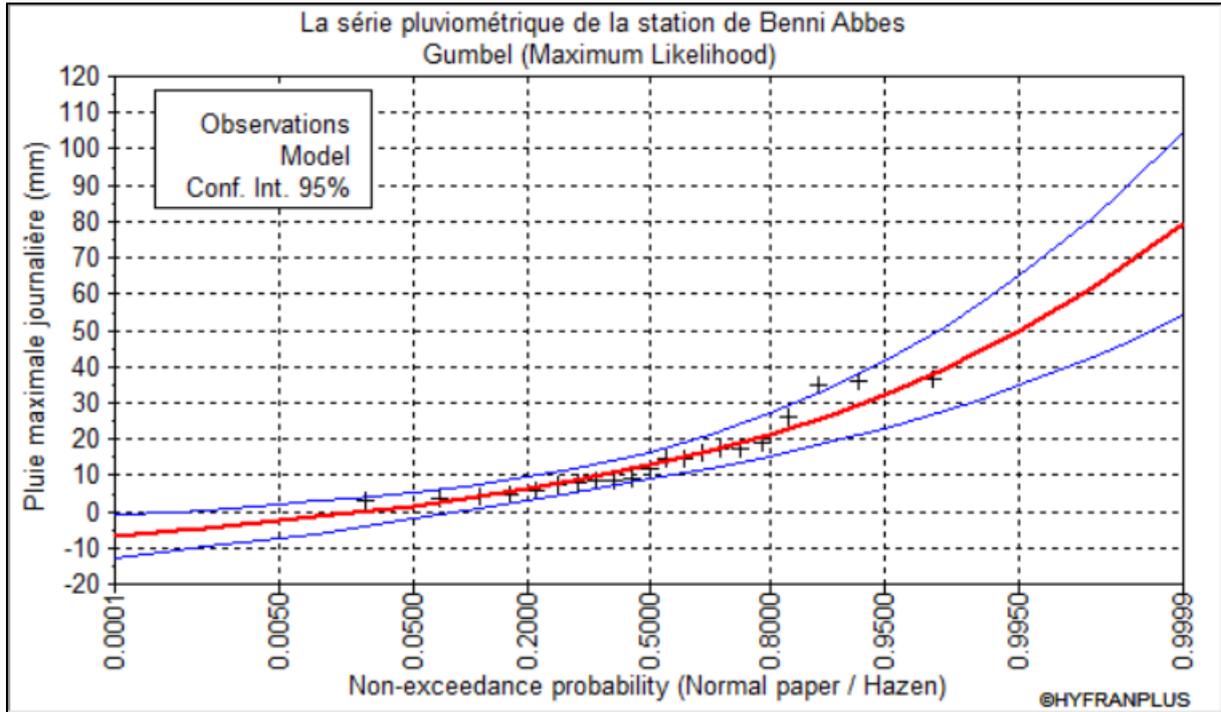


Figure (II-01) : Ajustement graphique à la loi de Gumbel
Source : (Hyfran).

II.4.2 Ajustement à la loi de Galton (Log-normale) :

- La fonction de répartition de la loi Log-normale :

$$F(x) = \sqrt{2\pi} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du \dots\dots\dots(II.9)$$

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

$$u = \frac{\ln(x) - \overline{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}} \dots\dots\dots(II.10)$$

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

L'expression de quantile est alors :

$$\ln(x) = u \sigma_{\ln(x)} + \overline{\ln(x)} \dots\dots\dots(II.11)$$

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

- $\sigma_{\ln(x)} = 0.37$; ➤ $\overline{\ln(x)} = 3.58$

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

Les résultats de l'ajustement à la loi de Galton sont filtrés dans le tableau (II-07) et la figure (II-02) comme suivant

Tableau (II-07) : Résultats de l'ajustement à la loi de Galton (Hyfran).

Période de Retour (ans)	Fréquence au non dépassement Q	Valeur Théorique Xt (mm)	Ecart type	Intervalle de Confiance
100.0	0.9900	64,8	20,7	24,2-105
50.0	0.9800	52,8	15,5	22,5-83,2
20.0	0.9500	38,9	9,88	19,5-58,3
10.0	0.9000	29,7	6,6	16,7-42,6
5.0	0.8000	21,3	4,08	13,3-29,3

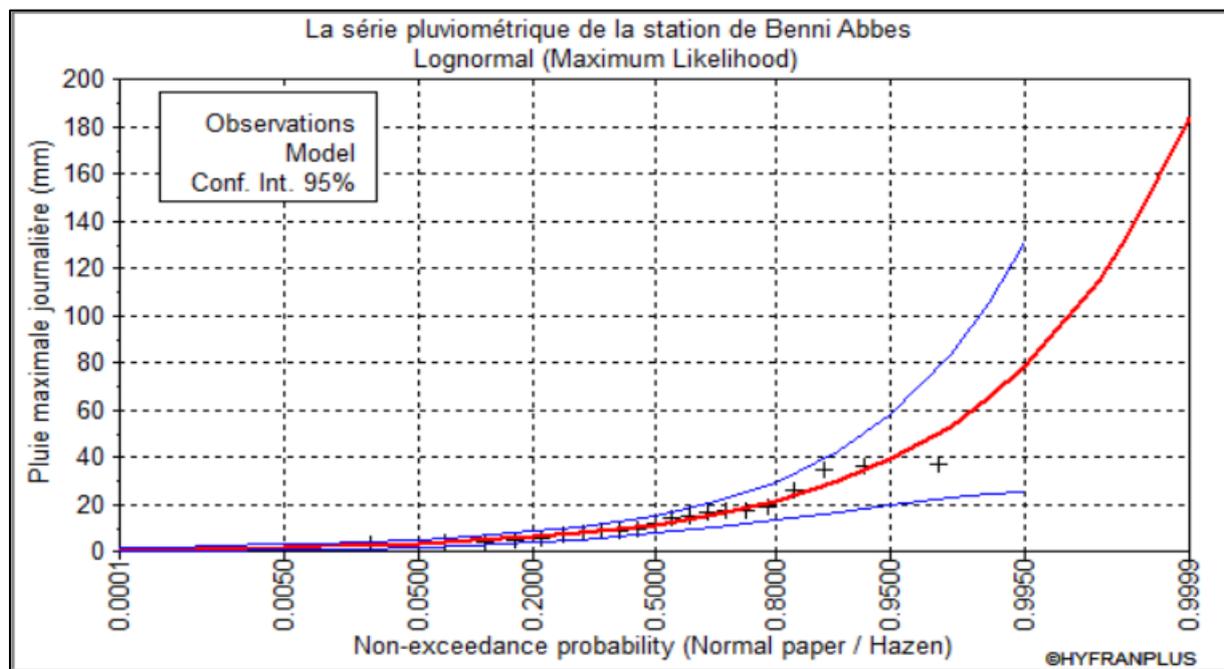


Figure (II-02) : Ajustement graphique à la loi Galton (Log normale) (Hyfran).

II.4.3 Ajustement a loi GEV :

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots(II.12)$$

❖ Sachant que « y » est la variable réduite :

$$y = -\frac{1}{k} \ln \left[1 - \frac{k}{\alpha} (x - u) \right] \dots\dots\dots(II.13)$$

Avec :

x : Variable étudiée (P_{j, Max}).

u : Paramètre de position.

α : Paramètre de dispersion (α > 0).

k : Paramètre de forme appelé indice des valeurs extrêmes.

❖ L'expression de quantile est alors :

$$x = u + \frac{\alpha}{k} (1 - e^{-ky}) \dots\dots\dots(II.14)$$

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

$$U=8,724833 ; k=-0,383857 \quad \alpha=5,867833$$

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

Les résultats de l'ajustement à la loi de Galton sont filtrés dans le tableau (II-08) et la figure (II-03) comme suivant :

Tableau (II-08) : Résultats de l'ajustement à la loi de Gev (Hyfran).

Période de Retour (ans)	Fréquence au non dépassement Q	Valeur Théorique Xt (mm)	Ecart type	Intervalle de Confiance
100.0	0.9900	82,8	47,3	N/D
50.0	0.9800	61,8	28,9	N/D
20.0	0.9500	41,2	14,2	N/D
10.0	0.9000	29,7	7,81	14,1-45,0
5.0	0.8000	20,6	4,16	12,5-28,8

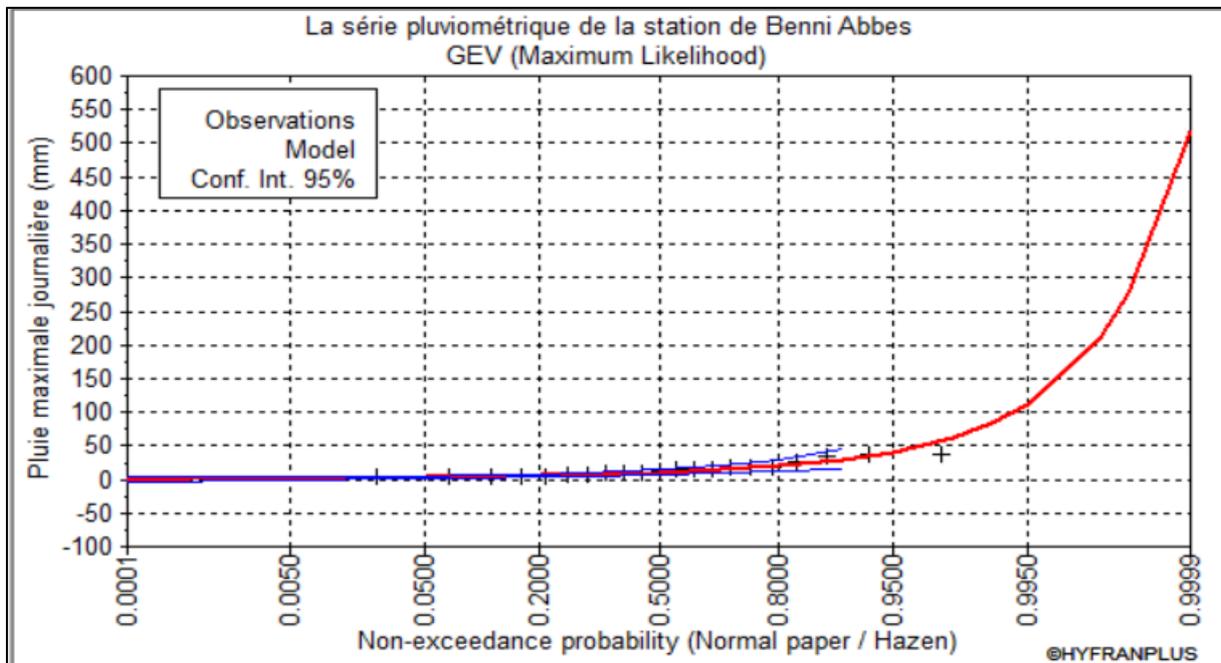


Figure (II-03) : Ajustement graphique à la loi de GEV (Hyfran).

II.4.4 Choix de la loi d'ajustement :

Lorsqu'on a procédé à un ajustement d'une loi de probabilité théorique, le problème qui se pose est de savoir si cette loi s'adapte ou non. Les critères de choix d'une loi sont liés à un ajustement graphique et un test de dispersion.

❖ Test graphique :

Ce test est basé sur une observation visuelle des graphes d'ajustement ; il consiste à examiner l'allure des points sur le papier de probabilité, et vérifier s'il s'agit d'un bon alignement sans existence de mauvaises courbures

➤ Interprétation des graphiques :

D'après l'examen visuel des graphiques d'ajustement présentés dans les figures (II-01), (II-2) et (II-3), on remarque que :

- La loi Gumble donne un mauvais ajustement, vu que l'allure des intervalles de confiances compte des valeurs négatives → la loi est inadéquate : à rejeter.
- La loi de Gev donne un mauvais ajustement, vu que l'allure des intervalles de confiance ne compte pas toute les points → la loi est inadéquate : à rejeter.
- L'ajustement graphique à la loi de Galton est le meilleur, les points sont très proches de la droite théorique avec une bonne convergence.

❖ 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 la validité de l'ajustement⁷, en comparant entre les valeur calculées et théoriques de χ^2 . La variable χ^2 est utilisé pour un risque $\alpha = 5\%$ et dépend du nombre de degré de liberté de la loi

. Donc si $P(\chi^2) \geq 0,05$ ce qui conclut que l'hypothèse H_0 provient à la loi testée, sinon l'hypothèse H_0 ne provient pas à la loi testée.

D'après le logiciel « Hyfran », les résultats du test sont donnés par le tableau (II-09) comme suit :

Tableau (II-09) : Résultats du test d'adéquation de Khi-deux						
Loi d'ajustement	Nombre de paramètres m	Degré de liberté γ	P-value	χ^2 calculé	χ^2 théorique	Observation
Galton (Log-normale)	2	4	0.9343	0.43	3.12	$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$ <input type="checkbox"/> Condition vérifiée

Interprétation des résultats :

D’après le tableau au-dessus, la condition du test est vérifiée. Donc, le test de Khi-deux montre que le lois Log-normale est adéquat.

➤ **Sélection de la loi :**

Sachant que l’adéquation de l’ajustement par les trois lois est confirmée pour la loi log normal seulement et vu que plusieurs études en Hydrologie montrent que la loi Log-normale est celle qui s’adapte mieux au Nord d’Algérie, donc on opte pour celle-ci : la loi de Log normal.

II.5 Calcul des pluies et des intensités de courte durée :

A la base des résultats de l’ajustement à la loi log- normale on va déterminer les valeurs des pluies de courte durée et leurs intensités. (Voir tableau II-10)

A) 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 :

$$P_{t,p\%} = P_{\max,j} \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots (II.15)$$

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 , pour la région d’étude $b = 0.2$

B) Intensité 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 :

$$i_{t,p\%} = \frac{P_{t,p\%}}{t} \text{ (mm/h) } \dots\dots\dots(II.16)$$

- $I_{t,p\%}$: Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (p%) pendant t min
- $I_{24, P\%}$: Intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence (p%) donnée.
- t : durée de l’averse en heure.
- b : exposant climatique de la région ($b = 0,2$).

Les calculs sont résumés dans le tableau et les graphes suivants :

Tableau (II-10) : calcul de l'intensité moyenne « $i_{t,p\%}$ » de précipitation « $P_{t,p\%}(mm)$ »										
T	5ans		10ans		20ans		50ans		100ans	
F	0.8		0.9		0.95		0.98		0.99	
Xt	21.3		29.7		38.9		52.8		64.8	
t(min)	P	i	P	i	P	i	P	i	P	i
10	7.99	47.91	11.14	66.81	14.58	87.51	19.80	118.77	24.29	145.77
20	9.16	27.47	12.77	38.30	16.72	50.17	22.70	68.10	27.86	83.57
30	9.92	19.84	13.83	27.66	18.12	36.23	24.59	49.18	30.18	60.36
40	10.50	15.75	14.64	21.96	19.17	28.76	26.03	39.04	31.94	47.91
50	10.97	13.17	15.30	18.36	20.04	24.05	27.20	32.64	33.38	40.06
60	11.37	11.37	15.86	15.86	20.77	20.77	28.20	28.20	34.60	34.60
70	11.73	10.05	16.35	14.01	21.41	18.36	29.07	24.91	35.67	30.58
80	12.04	9.03	16.79	12.59	21.99	16.49	29.84	22.38	36.63	27.47
90	12.32	8.21	17.18	11.45	22.50	15.00	30.54	20.36	37.49	24.99
100	12.58	7.55	17.54	10.53	22.98	13.79	31.19	18.71	38.27	22.96
110	12.82	6.99	17.88	9.75	23.41	12.77	31.78	17.33	39.00	21.27
120	13.04	6.52	18.19	9.09	23.82	11.91	32.33	16.16	39.68	19.84
130	13.25	6.12	18.48	8.53	24.20	11.17	32.84	15.16	40.31	18.60
140	13.45	5.76	18.75	8.03	24.55	10.52	33.33	14.28	40.90	17.53
150	13.63	5.45	19.00	7.60	24.89	9.96	33.79	13.51	41.46	16.59
160	13.80	5.18	19.25	7.22	25.21	9.45	34.22	12.83	42.00	15.75
170	13.97	4.93	19.48	6.88	25.51	9.00	34.63	12.22	42.50	15.00
180	14.13	4.71	19.70	6.57	25.80	8.60	35.02	11.67	42.98	14.33
190	14.28	4.51	19.91	6.29	26.08	8.24	35.40	11.18	43.45	13.72
200	14.43	4.33	20.11	6.03	26.35	7.90	35.76	10.73	43.89	13.17
210	14.57	4.16	20.31	5.80	26.60	7.60	36.11	10.32	44.31	12.66
220	14.70	4.01	20.50	5.59	26.85	7.32	36.44	9.94	44.72	12.20
230	14.83	3.87	20.68	5.39	27.08	7.07	36.76	9.59	45.11	11.77
240	14.95	3.74	20.85	5.21	27.31	6.83	37.07	9.27	45.50	11.37

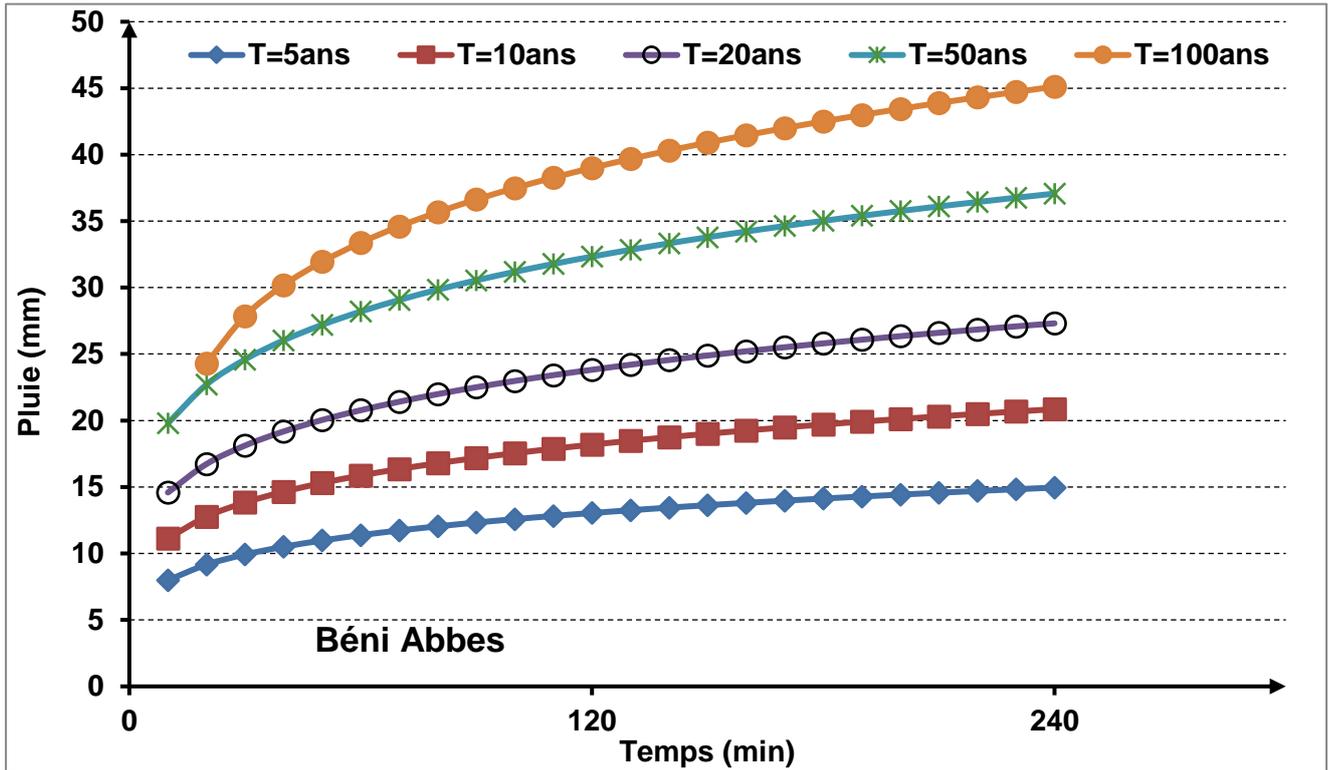


Figure (II-04) : Les courbes IDF.

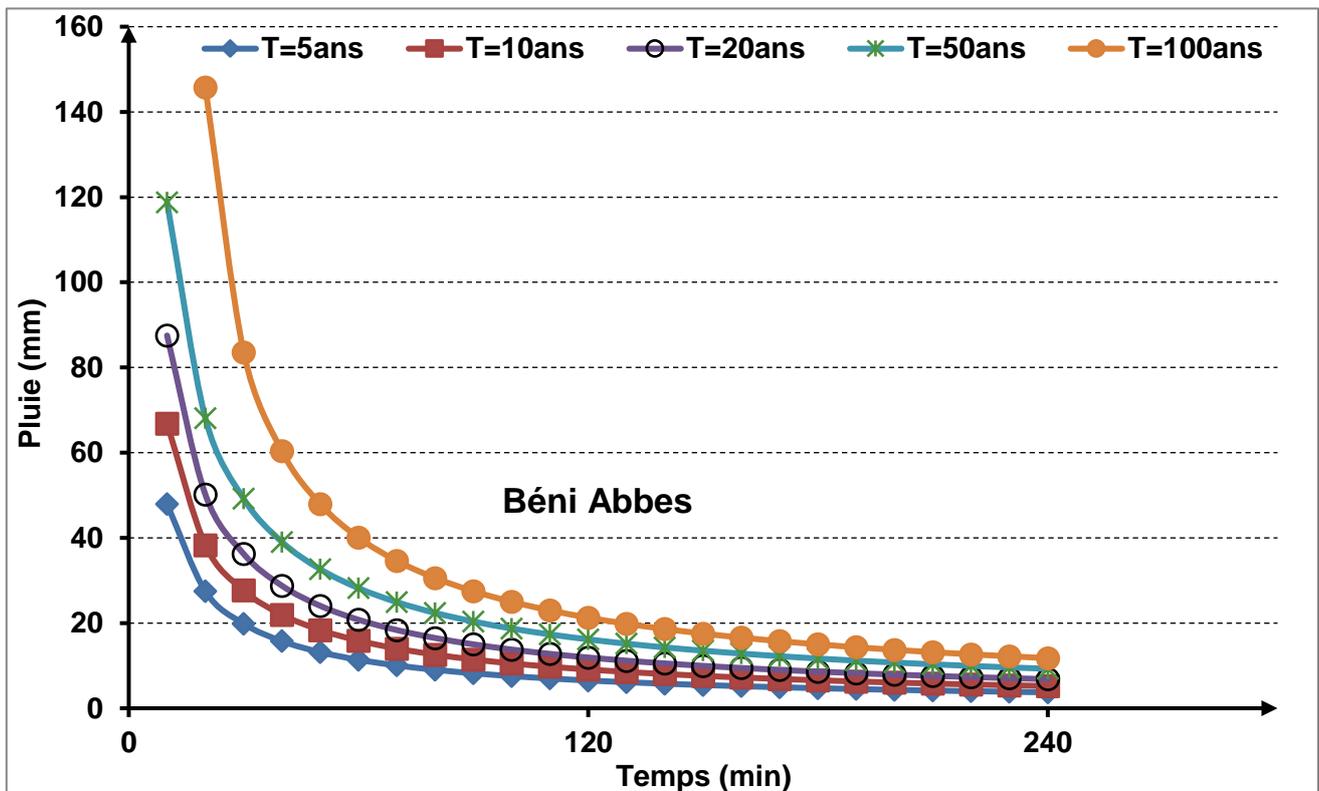


Figure (II-05) : Les courbes HDF

II.6 Pluie de Projet :

Le concept d'averse de projet est un sujet largement débattu, car aucune méthode artificielle ne peut parfaitement remplacer une averse réelle ou historique. Pour cela, il est essentiel d'étudier les averses mesurées dans la région concernée afin de déterminer la forme de l'hyétogramme la plus appropriée. Selon la littérature, la méthode du double triangle est la plus adaptée pour simuler le type d'averse dans notre zone d'étude.

II.6.1 Modèle double triangulaire :

Suivant les caractéristiques particulières des bassins versants telles que la réponse éventuelle des zones perméables (ou rurales), le stockage ou les amortissements dus au réseau de drainage etc., il est évident que le modèle de pluie de projet critique va varier⁹. L'analyse du système d'assainissement (en place ou en projet) du bassin à étudier à l'aide d'une série de pluies de projet préalablement construites permettra de déterminer la pluie adéquate.

Le modèle type double triangle représente une forme particulière de hyétogramme synthétique. Le concept de pluie de projet double triangle est l'analyse statistique d'une série chronologique de pluies réelles.

Les paramètres principaux de construction d'une pluie tel que :

- La durée totale de pluie souvent égale à 4h.
- La durée de la période de pluie intense.
- La position de la pointe de la pluie intense par rapport au début de la pluie.
- La hauteur d'eau tombée pendant la période de pluie intense.
- La hauteur tombée pendant la totalité de la pluie.

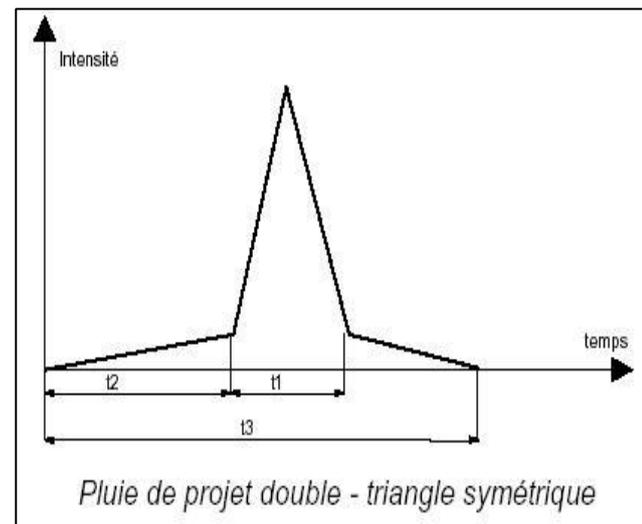


Figure II-6 : modèle de double triangle

Avec :

$$i_1 = (t_1)^b \frac{1-(0,1)^{b+1}}{0,9 \times 0,1^b} \times 120 \times a \times 2^b \quad , \quad i_2 = (t_1)^b \frac{(0,1)^{b-1}}{0,9 \times 0,1^b} \times 120 \times a \times 2^b$$

- t_1 : la durée de la période de pluie intense.
- t_2 : l'intervalle de temps entre le début de la pluie et le début de la période de pluie intense
- t_3 : la durée totale
- i_1 : l'intensité moyenne pendant la période de pluie intense
- i_2 : l'intensité moyenne en dehors de la période de pluie intense
- $t_2 + t_1 / 2 = t_3 / 2$, soit $t_2 = (t_3 - t_1) / 2$

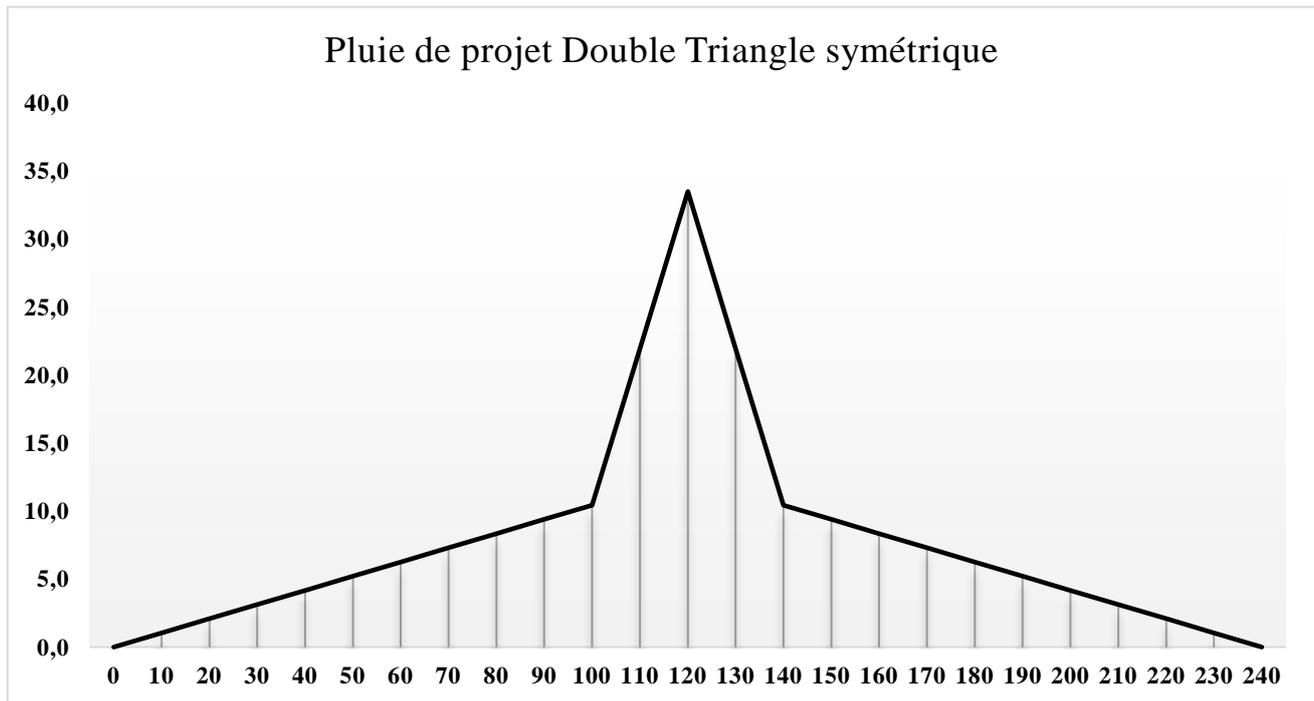
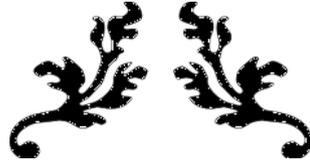


Figure II.7 : modèle de double triangle de la station pluviométrique Béni Abbas

Conclusion :

L'analyse pluviométrique vise à déterminer la pluie journalière maximale pour différentes périodes de retour, un aspect crucial pour la gestion efficace des réseaux d'assainissement. Dans ce chapitre, nous avons exploré plusieurs méthodes d'ajustement des données pluviométriques. Après une évaluation comparative, la loi de Galton a été adoptée en raison de sa précision et de sa fiabilité pour notre contexte spécifique. De plus, une pluie de projet a été élaborée en utilisant la méthode du double triangle, reconnue pour sa capacité à simuler fidèlement les caractéristiques des averses dans notre zone d'étude.

Ces résultats constituent une étape essentielle dans la préparation de la modélisation dynamique du réseau d'assainissement, permettant ainsi de mieux anticiper et gérer les épisodes pluvieux extrêmes, et d'assurer la résilience et l'efficacité de l'infrastructure d'assainissement de la région.



Chapitre III :
Diagnostic du réseau d'assainissement
existant



Chapitre III : Diagnostic du réseau d'assainissement existant

Introduction :

Le diagnostic d'un réseau d'assainissement est une évaluation approfondie et systématique de l'état, de la performance et des conditions opérationnelles d'un système d'évacuation des eaux usées et pluviales.

Le diagnostic constitue un indicateur essentiel de l'efficacité et de la pérennité du système de collecte, en détectant les défauts et dysfonctionnements et en estimant parfois leurs impacts potentiels. Cette évaluation doit être régulièrement mise à jour en fonction des interventions effectuées sur le réseau.

Notre objectif consiste à diagnostiquer le système d'évacuation de notre agglomération et d'avoir un maximum d'informations sur son état et surtout, sur la qualité de son fonctionnement. Ce diagnostic s'appuie sur une auscultation minutieuse du réseau, permettant d'identifier les points critiques en vue de leur réhabilitation ou restructuration, tout en tenant compte des zones d'extension urbaine à prévenir.

III.1 Les types de diagnostic :

Il existe deux catégories de diagnostic qui sont étroitement liées et complémentaires, car les problèmes dans l'une peuvent avoir des répercussions sur l'autre exemple : les fissures provoquent des infiltrations en déstabilisant l'ouvrage par entraînement des particules fines).

- **Diagnostic fonctionnel :**

Le diagnostic hydraulique fonctionnel est une évaluation détaillée du fonctionnement d'un réseau de collecte des eaux usées et pluviales. Il vise à identifier et analyser les performances hydrauliques du système en conditions normales et extrêmes. Ce diagnostic permet de détecter des problèmes tels que les insuffisances de capacité, les points de débordement, les zones sujettes aux inondations, ainsi que les défaillances dans la gestion des eaux usées et pluviales.

- **Diagnostic structurel**

Le diagnostic hydraulique structurel est une évaluation approfondie de l'état physique et de l'intégrité des composants d'un réseau de collecte des eaux usées et pluviales. Il se concentre sur la condition structurelle des conduites, des chambres de visite, des regards, des stations de pompage et d'autres éléments du système

III.2 La méthodologie d'une étude de diagnostic :

La démarche à suivre consiste à appliquer, de manière plus ou moins détaillée, l'ensemble des techniques d'étude disponibles, selon une méthodologie qui se décline en plusieurs étapes principales :

III.2.1 Collecte et exploitation des données :

Cette collecte consiste en un recueil des données de base nécessaires à la réalisation d'une étude de diagnostic. Ces données incluent :

- Les données topographiques : Les plans topographiques permettent une représentation complète du réseau d'assainissement.
- Mise à jour des données topographiques : Intégration des plans de récolement et réalisation d'un levé topographique.
- Visites sur le terrain : Réalisation d'une description précise des ouvrages (regards, déversoirs d'orage, canalisations, etc.).
- Localisation des zones inondables : Identification des zones inondables et des nouveaux quartiers à assainir.
- Synthèse du fonctionnement actuel du réseau : Évaluation du fonctionnement du réseau dans son état actuel et définition des travaux d'urgence nécessaires.
- Recensement des rejets : Inventaire de tous les rejets et évaluation de leur impact sur les milieux récepteurs.
- Estimation des flux théoriques : Comparaison des flux théoriques aux carences de collecte.

III.2.2 Le pré diagnostic :

Le pré-diagnostic est destiné à découvrir les points faibles du système d'assainissement et à appréhender la sensibilité des milieux récepteurs.

Après la collecte des données un examen à entreprendre sur le réseau d'assainissement et les ouvrages, tout en procédant à une mise à jour des plans et de la cartographie des infrastructures existantes.

III.2.3 Reconnaissance approfondie

Cette phase consiste en une reconnaissance approfondie et détaillée du réseau et des ouvrages élémentaires qui le composent. Cette opération permet de :

- Évaluer l'état physique et structurel du réseau d'assainissement (collecteurs, regards et rejets).
- Quantifier les points noirs (stagnations et colmatages des collecteurs et des regards).
- Quantifier les fuites, sources de pollution dans le milieu récepteur, et les exfiltrations vers la nappe phréatique, en évaluant l'impact des rejets.
- Détecter les apports d'eaux parasites afin d'éviter la surcharge des stations d'épuration, les déversements au niveau des déversoirs et la pollution du milieu naturel.
- Identifier l'origine d'éventuelles pollutions toxiques d'origine industrielle, des graisses et des métaux lourds.

Cette phase d'étude est cruciale car elle fournit les renseignements nécessaires pour comprendre le fonctionnement des réseaux et des ouvrages annexes.

III.3 Nature des désordres :

Les enquêtes sur l'état réel des ouvrages permettent de diagnostiquer les désordres suivants dans un réseau d'évacuation :

- Manque d'étanchéité des joints.
- Contre-pentes ou pentes insuffisantes.
- Stratifications et décantation.
- Fissures sur les canalisations
- Obstruction par les racines d'arbres.
- Joints décalés ou déboîtés.
- Branchement défectueux.
- La présence de fluides corrosifs et d'émanations gazeuses résultant de la transformation des matières organiques, entraînant des corrosions chimiques.
- Cavités et effondrements au niveau des joints.

Ces diagnostics sont essentiels pour évaluer l'état et la performance des infrastructures de réseau d'évacuation.

III.4 Aperçu général du réseau d'assainissement existant

III.4.1 Etat des collecteurs :

L'agglomération chef-lieu dispose d'un réseau d'assainissement de type unitaire d'une longueur totale de 47.9 km avec des diamètres variant entre 200 et 500 mm. Le taux de raccordement de la commune de Beni Abbés estimé à 80 %. Le tableau (III.1) et le graphe circulaire récapitulent la longueur totale par type de matériau pour l'ensemble du réseau d'assainissement.

Matériau	Diamètre [mm]	Longueur (ml)	Pourcentage (%)	Longueur totale (ml)	Pourcentage (%)
PVC	PVC 200	15652	32,22%	22817,0	47%
	PVC 315	7035	14,48%		
	PVC 500	130	0,27%		
CAO	CAO 500	437	0,90%	25756	53%
AMIANTE CIMENT	B 300	6252	12,87%		
	B 250	929	1,91%		
	B 200	18138	37,34%		
		48573	100%		

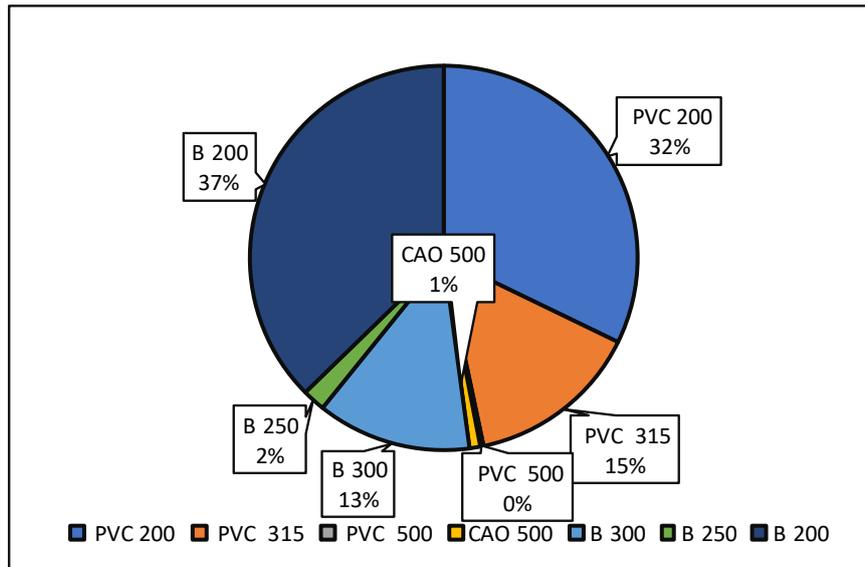


Figure III-1 : graphe circulaire de type de matière des collecteurs

Les documents et les plans obtenus auprès des différents services techniques ont permis de déterminer le tracé et les caractéristiques des collecteurs principaux et secondaires, résumés dans le tableau III-2 (Annexe III) dans le document annexe.

Les collecteurs dans un état mauvais sont nombreux. Nous allons citer quelques cas de collecteurs vétustes présentant différents problèmes.

- **Collecteur N°01 :**

Ce collecteur localisé à X : 580418.86 ; Y : 3332555.45, de diamètre 300 et de longueur 40 m est constitué d'un matériau en béton est dans un état vétuste avec des déboitements (voir figure III-02)

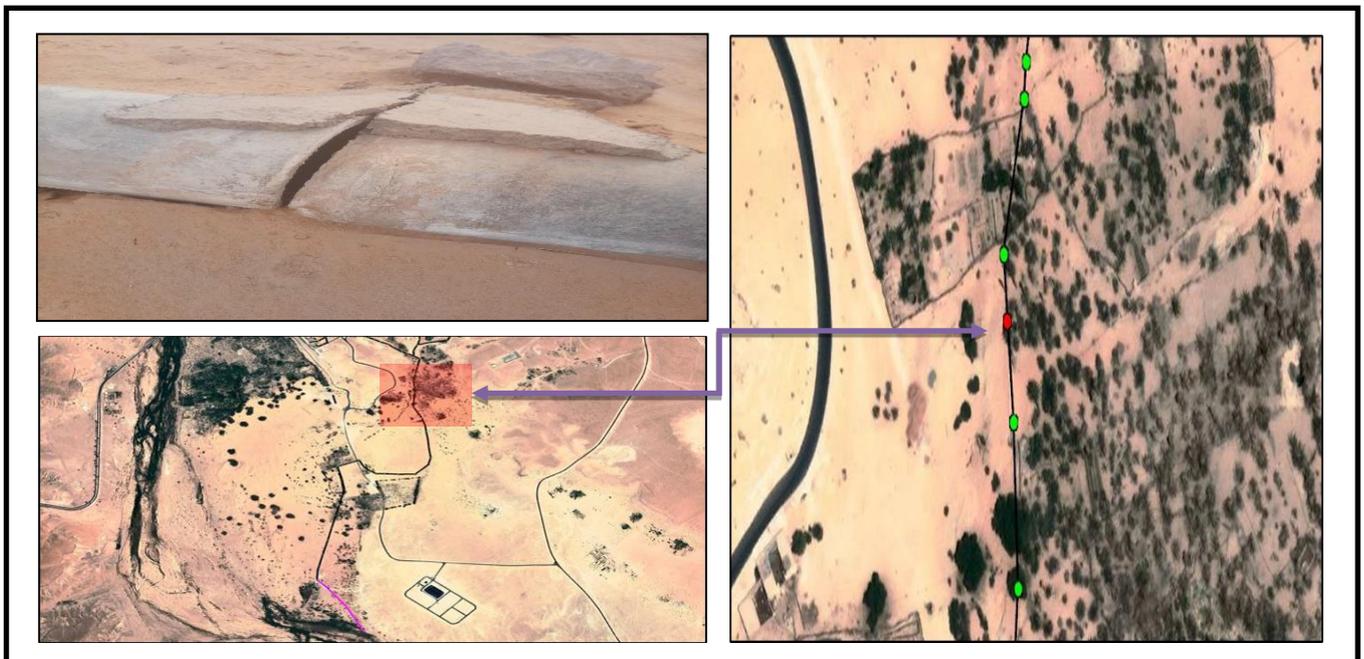


Figure (III-02) : état et localisation de la conduite défectueuse N°01

- **Collecteur N°02 :**

Ce collecteur localisé à X : 579372.24 ; Y :3333014.73, de diamètre 300 et de longueur 40 est constitué d'un matériau en béton est dans un état vétuste qui cause de rejet sauvage débordée vers les fermes (voir figure III-03)

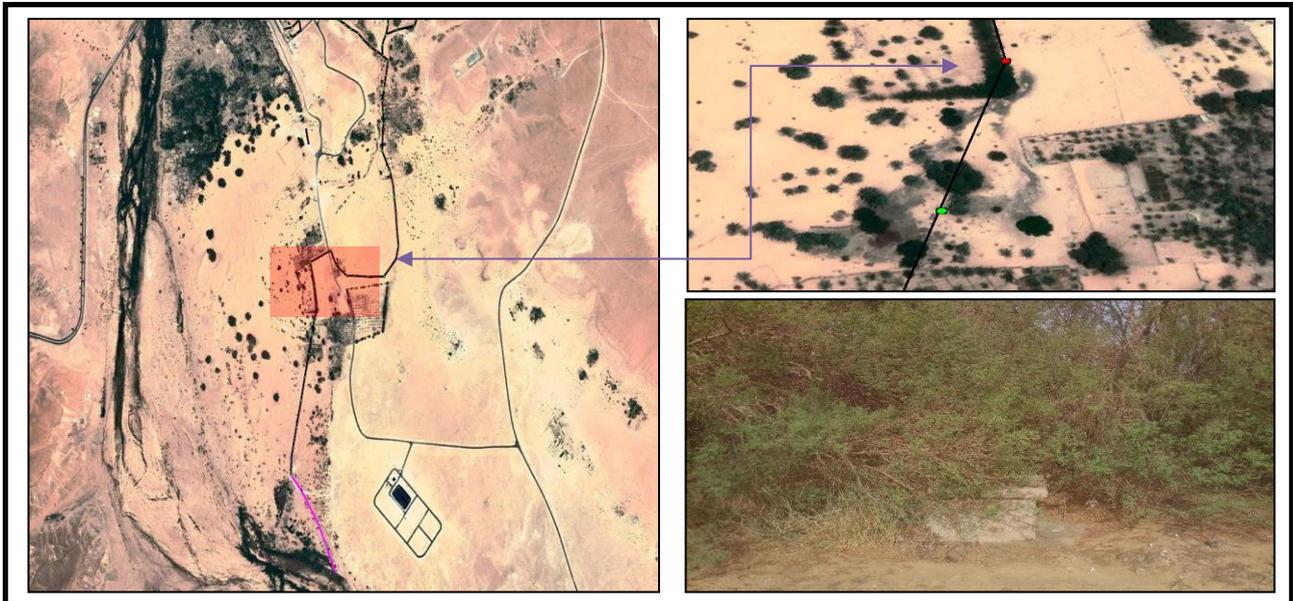


Figure (III-03) : état et localisation de la conduite défective N°02

- **Collecteur N°03 :**

Ce collecteur localisé à X :579673.81 ; Y :3333745.01, de diamètre 300 et de longueur 25 m est constitué d'un matériau en est dans un état vétuste Le collecteur sous habitation et débordée dans les maisons (voir figure III-04)

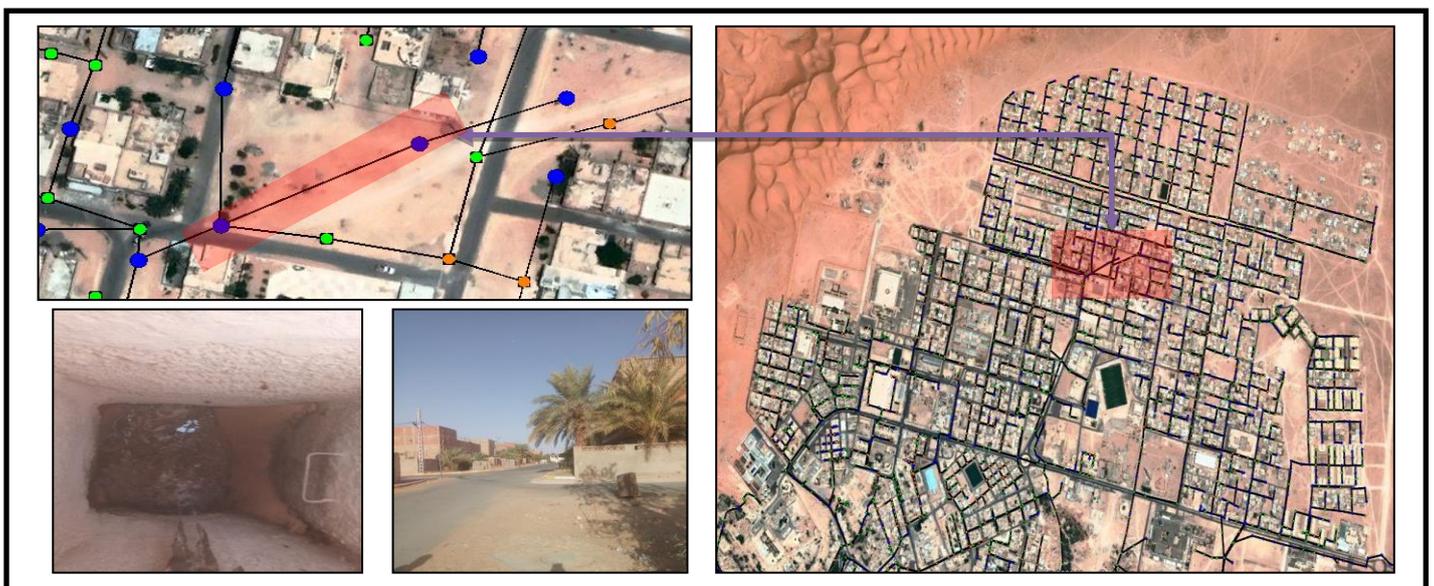


Figure (III-04) : état et localisation de la conduite défective N°03

III.4.2 Etat de rejet :

Nous avons identifié trois points de rejet qui déversent directement les eaux usées dans les cours d'eau en aval de la localité de Beni Abbès. Ces rejets prennent en charge les bassins urbains de la ville de Beni Abbès.

➤ **Les points de Rejet 01 et 02 :**

Ces rejets sont localisés par les coordonnées : X : 579372.24 ; Y :3333014.73

Les eaux sont rejetées directement dans le milieu naturel (Oued el Saoura) voir figure (III-05)

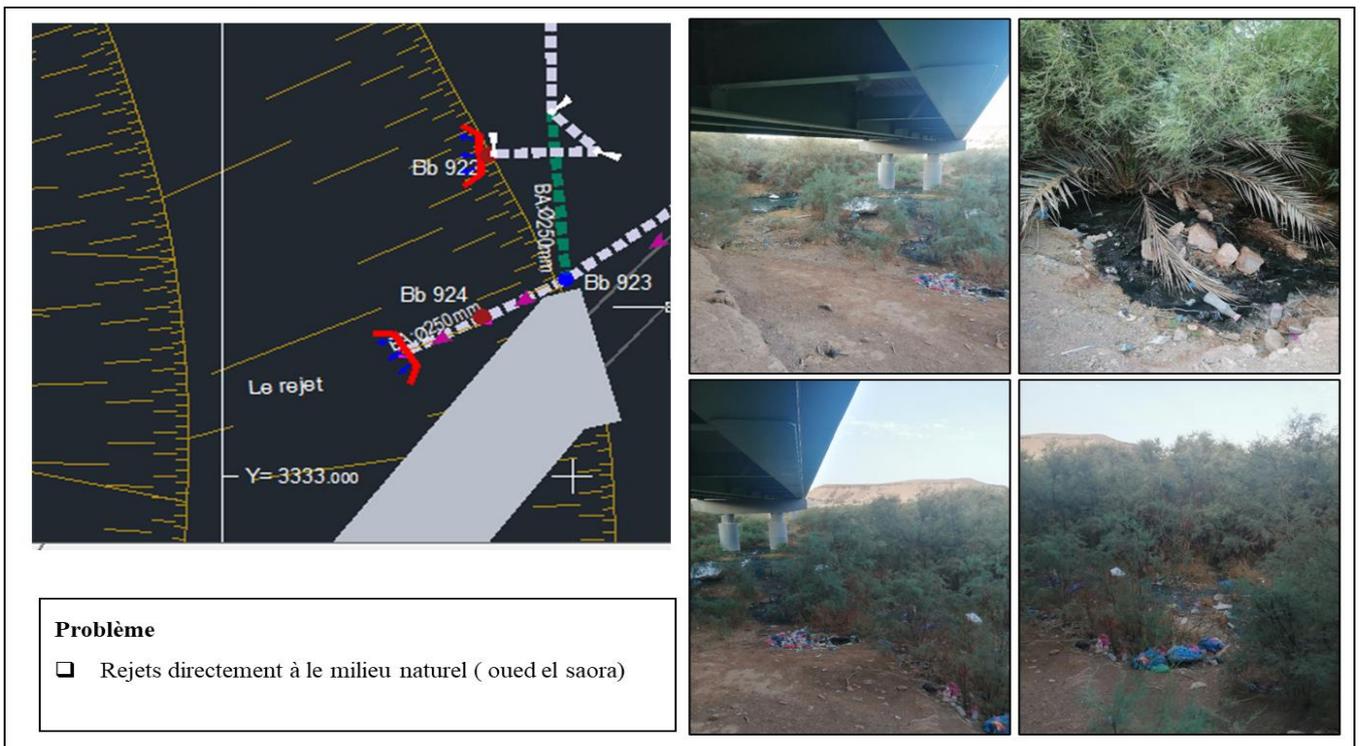


Figure (III-05) : localisation des rejets 01 et 02

➤ **Le point de rejet 03 :**

Ces rejets sont localisés par les coordonnées : X : 5423697,54 ; Y :1958764,69

Les eaux sont rejetées directement dans le milieu naturel (Oued el Saoura) voir figure (III-06)

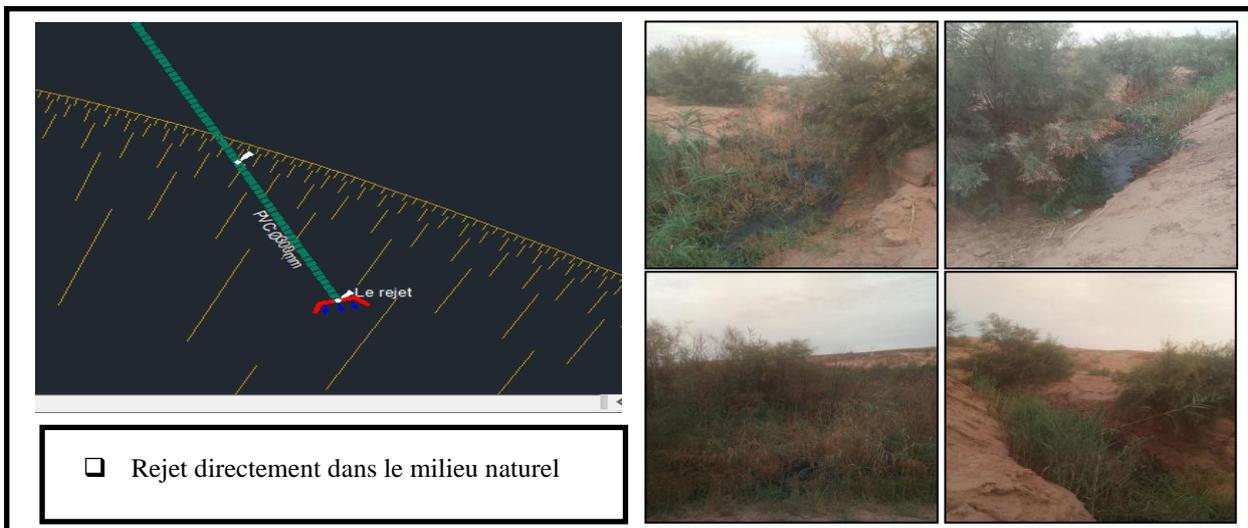


Figure (III-06) : localisation du point de rejet N°03

III.4.3 Etat des regards :

Le réseau d'assainissement de la commune de Beni Abbés compte un total de 2817 regards. Selon les inspections sur le terrain, le taux d'accessibilité des regards est estimé à 69 %, tandis que 31 % d'entre eux ne le sont pas. La majorité des regards inspectés sont en béton armé et de forme carrée.

Tableau (III-03) : nombres des regards existants (visités et non visités)

	Nombre de regards existants	Regards	
		Regard visité	Regard non visité
TOTAL	2817	1950	867
Pourcentage (%)	100%	69%	31%

Les documents et les plans obtenus auprès des différents services techniques ont permis de déterminer les caractéristiques des regards, voir tableau (III-04) dans l'annexe III (document annexe)

Durant notre visite sur site il a été constaté quelque anomalie au niveau des regards à savoir : stagnation des eaux usées à cause de la sédimentation et des déchets solides, regards bitumés.

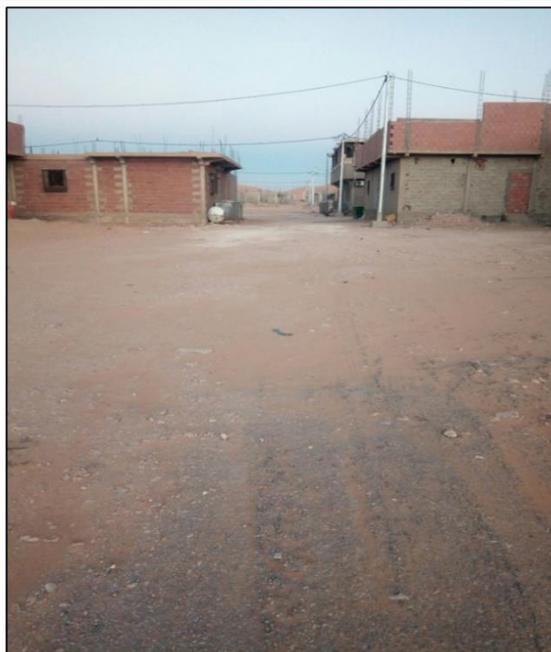
Les regards dans un état mauvais sont nombreux. Nous allons citer quelques cas de regards vétustes présentant différents problèmes, voir le tableau suivant :

Tableau (III-05) : Etat des regards vitustes

- **N° du regard :** R920
- **Localisation :** X : 579532.35 ; Y : 3333564.5
- **Etat Structurelle :** inconnu
- **Remarque :** Enterré
- **Problème :** Le regard bitume et son état n'est pas connu



- **N° du regard :** R740
- **Localisation :** X : 581067.77 ; Y :3334549.45
- **Etat Structurelle :** inconnu
- **Remarque :** Enterré
- **Problème :** Le regard bitume et son état n'est pas connu



- **N° du regard :** R860
- **Localisation :** X : 579372.24 ; Y :3333014.73
- **Etat Structurelle :** Moyen
- **Remarque :** Stagnation.
- **Problème :** Stagnation des eaux usées à cause de la sédimentation



- **N° du regard :** R866
- **Localisation :** X : 579370.27 ; Y :3333018.14
- **Etat Structurelle :** Moyen
- **Remarque :** Stagnation.
- **Problème :** Stagnation des eaux usées à cause de la sédimentation



III.5 Constatations et recommandations :

D'après l'analyse des données de diagnostic sur terrain il en ressort de ce qui suit :

- Il a été observé que les conduites de 200 mm de diamètre représentent 71 % du réseau d'assainissement de la commune de Beni Abbés. Cela pose un défi majeur en termes de capacité d'évacuation des eaux usées
- Lors de l'ouverture des regards de visite, il a été constaté que bon nombre de ces regards sont partiellement ou totalement colmatés,
- Durant notre visite et suite au diagnostic nous avons remarquée l'absence des déversoirs d'orage et des bouches d'égout.
- Les eaux usées sont directement rejetées dans le milieu naturel ce qui pourrait provoquer la contamination de la nappe, la pollution,
- Des débordements occasionnels des regards ont lieu.
- Effondrement et défaillances structurelles des tronçons collecteurs.
- Absence d'avaloirs ce qui accentue la stagnation des eaux pluviales
- La station de lagunage est en cours de réhabilitation
- Des mauvaises conceptions dans le système d'évacuation :
 - ⇒ Conduites apparentes
 - ⇒ Problème de rétrécissement dans le réseau intérieur

La protection de la santé est bien l'objectif prioritaire de l'assainissement. Assainir s'est faire en sorte que les eaux usées et pluviales s'évacuent sans occasionner de gênes à l'environnement.

Pour remédier aux problèmes cités précédemment, nous proposons les solutions suivantes :

- Un programme de curage et d'entretien périodique et régulière doit être mis en place afin d'assurer le bon fonctionnement et la longévité du réseau quant au problème de risque de débordement des regards et leurs conséquences sur l'environnement et la vie humaine
- Réfection des regards et réparation des conduites endommagées afin d'assurer un écoulement normal du réseau d'assainissement.
- Réhabilitation et déviation des collecteurs sous habitations pour éviter la contamination et les maladies à transmission hydriques
- Raccordements de rejet débordé dans les fermes
- L'illuminations des rejets sauvages
- La collecte des rejets sauvages (01 et 02) et relevé vers le collecteur principal de troisième rejet
- Relevage des rejets sauvages vers le système épuratoire
- Créations des avaloirs pour l'évacuations des écoulements pluviaux dans les milieux urbains.

III.6 Conclusion

L'étude de diagnostic a permis d'acquérir une bonne connaissance de l'état et du fonctionnement du réseau, afin de permettre et de concevoir les améliorations à la situation présente du système. Sur la base de notre diagnostic, malgré les défaillances citées, l'ensemble du réseau d'assainissement de béni Abbes est en mauvais état de fonctionnement. Les principaux problèmes rencontrés sont dus aux débordement, colmatage et rejets sauvages. Sur le plan hydraulique il a été constaté que le système d'évacuation actuel, en plus de son état physique vétuste, présente une incapacité hydraulique flagrante qui n'arrive pas à satisfaire les besoins de rejets à l'horizon futur.



Chapitre IV : **Calcul de base**



Chapitre IV : Calcul de base

Introduction :

L'assainissement vise à évacuer les eaux usées hors des zones urbaines, nécessitant des phases préliminaires, parmi lesquelles le calcul fondamental est essentiel. Cette étape incontournable comprend l'estimation du nombre d'habitants, la division du site en surfaces élémentaires (sous-bassins) avec la détermination du coefficient de ruissellement, ainsi que le choix du système et du schéma du réseau d'évacuation des eaux.

Après cette phase il est essentiel d'évaluer les débits des eaux usées et pluviales pour déterminer la quantité et la qualité des rejets. Cette évaluation permet d'assurer une évacuation rapide et sécurisée des liquides provenant des habitations et des zones d'activités, prévenant ainsi les risques pour la santé publique et l'environnement.

IV.1 Situation démographique :

La commune de Beni Abbès couvre une superficie de 350 ha. La population totale de la commune est de 12 185 habitants en 2023 selon les données de l'APC¹.

- Estimation de la population future :

La population de la commune de Beni Abbès a évolué dans le temps d'une façon soutenue, Plusieurs méthodes d'estimation de la population future ont été développées, dont la majorité sont établies pour une estimation à court terme, parmi ces méthodes la croissance géométrique¹¹ qui consiste à exprimer la population future, en fonction de la population actuelle, du nombre d'année de l'horizon d'étude et du taux d'accroissement géométrique annuel :

$$P_n = P_0(1 + \tau)^n \dots\dots\dots (IV.1)$$

Avec :

- P_0 : population actuelle (de référence) ;
- P_n : population future à l'horizon n ;
- τ : Taux d'accroissement démographique moyen.

Le taux de croissance de la commune de Beni Abbès est estimé en tenant compte des éléments suivants :

- Les chiffres officiels de l'ONS et des projections de l'organisation des nations unies de l'alimentation et de l'agriculture, le FAO.
- De la croissance historique de la commune de Beni Abbès.
- Des conditions et facteurs socio-économiques spécifiques et probables de la région de Beni Abbès.

Cette analyse a abouti à un taux de croissance moyenne probable conservatrice de **3.5 %** pour La population future.

Les résultats d'estimation de la population future de la commune de Beni Abbés est mentionné dans le tableau suivant :

Années	Populations	Taux de croissance
	ACL	Moyenne probable
2023	12185	3,5%
2033	26253	3,5%
2053	34633	3,5%

IV.2 Découpage de la superficie d'étude en surfaces élémentaires :

La surface élémentaire est définie comme un secteur géographique sur laquelle se base l'analyse du cycle hydrologique, il est limité par des lignes de partage des eaux ou les ligne des crêtes, c'est une zone de captage pour la collecte des eaux de ruissellement, qui recueille vers la sortie (l'exutoire).

Le découpage du site en surfaces élémentaires doit être fait selon :

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

Pour notre cas d'étude, le découpage se fait selon le modèle SWMM qui prend en considération un seul rejet pour une surface élémentaire, la pente du terrain, les limites naturelles, et le réseau d'assainissement existant.

⇒ La ville de Béni-Abbes a été découper en 143 surfaces élémentaires.

IV.3 Etude théorique du système d'évacuation :

IV.1.1 Définition de système d'évacuation :

Le réseau d'assainissement, quel que soit sa nature, a pour fonction de permettre l'évacuation des eaux résiduaires et des eaux de pluie dans divers environnements tels que les zones rurales, urbaines et industrielles. Plusieurs systèmes d'évacuation¹¹ sont envisageables, parmi lesquels figurent notamment les suivants :

A) Système séparatif :

Dans lequel deux réseaux sont séparés sont mise en place :

- Le réseau d'eaux usées est élaboré pour rassembler et acheminer les eaux usées provenant des foyers, des espaces publics et des industries vers la station d'épuration. Le tracé du réseau est planifié en tenant compte de la configuration des zones à drainer.
- Le réseau d'eaux pluviales est élaboré afin de faciliter l'évacuation des eaux de pluie. Il suit la déclivité naturelle du terrain pour atteindre le cours d'eau le plus proche et accélérer le processus d'écoulement.

Le tracé de ce réseau est défini en fonction de la disposition géographique des zones susceptibles de générer des ruissellements.

Tableau (IV-02) : Avantages et inconvénients de système séparatif	
Domaine d'utilisation Privilégié	<ul style="list-style-type: none"> -Les régions recevant des précipitations importantes. -Les zones urbaines et leurs environs immédiats. -Les zones caractérisées par une concentration significative d'eaux usées industrielles.
Avantages	<ul style="list-style-type: none"> -Mitigation des risques d'inondation. -Préservation de la qualité des cours d'eau et des nappes phréatiques contre la pollution. -Réalisation d'économies d'énergie.
Inconvénients	<ul style="list-style-type: none"> -Le sous-sol présente une forte congestion. -L'investissement requis est élevé. -Il existe un risque élevé de commettre une erreur de raccordement.

B) Le système unitaire :

Toutes les eaux usées et pluviales sont éliminées à travers un système de canalisation intégré. Ce réseau est habituellement équipé de déversoirs qui, en cas d'orage, permettent le déversement direct d'une partie des eaux dans l'environnement naturel.

Ce système se distingue par sa simplicité, nécessitant une seule canalisation par rue et un raccordement unique pour chaque immeuble.

Tableau (IV-03) : Avantages et inconvénients de système unitaire	
Domaine d'utilisation Privilégié	<ul style="list-style-type: none"> -Réception éloignée des points de collecte. -Topographie caractérisée par un relief peu prononcé. -Importante imperméabilisation et relief accentué dans la commune. -Débit d'étiage important du cours d'eau récepteur.
Avantages	<ul style="list-style-type: none"> -Coût d'installation et d'entretien minimisé. -Gestion simplifiée du système. -Encombrement limité dans le sous-sol.
Inconvénients	<ul style="list-style-type: none"> -Peut provoquer la pollution des cours d'eau. -Possibilité de risque d'inondation. -Exige une station d'épuration de plus grande envergure.

C) Le système pseudo séparatif :

Ce système rassemble les eaux usées domestiques, tandis qu'une partie des eaux pluviales est également collectée dans le même réseau. Une autre portion des eaux pluviales est dirigée vers un réseau distinct.

D) Le système mixte :

Ce système intègre à la fois un réseau unitaire et un réseau séparatif. Il est déployé dans les villes où l'ancien réseau unitaire ne peut pas accommoder l'augmentation du débit résultant de l'expansion urbaine.

E) Système autonome :

C'est un système d'assainissement individuel qui n'est pas connecté au réseau public. Il est déployé dans des zones rurales peu peuplées, où l'installation d'un réseau public serait économiquement peu viable.

IV.3.1 Choix de système d'assainissement

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

- L'emplacement du site : La configuration topographique du terrain, la disponibilité d'un réseau public, la densité d'habitations, etc.
- Les propriétés du sol : Sa perméabilité, la présence de la nappe phréatique, etc.
- La population résidente : La dimension du système doit être ajustée en fonction du nombre d'habitants.
- Le budget : Le coût du système d'assainissement doit être en adéquation avec le budget disponible.

Nous l'avons choisi le système unitaire pour notre région car les pluies sont peu fréquentes et de faible intensité. La séparation complète des eaux usées et des eaux pluviales pourrait entraîner des débits réduits dans le réseau d'eaux pluviales, générant des problèmes de colmatage. Dans ces conditions, un système unitaire est plus approprié.

IV.4 Schéma d'évacuation :**IV.4.1 Les différents schémas d'assainissement :**

Les réseaux d'assainissement opèrent en utilisant la force gravitationnelle, ce qui les rend dépendants du relief. Afin de minimiser la profondeur des tranchées, il est essentiel de prendre en considération la topographie¹¹. En fonction du système d'assainissement et du relief, différents schémas peuvent être distingués :

A) Schéma perpendiculaire :

Les eaux usées s'écoulent directement dans le cours d'eau, sans être dirigées vers une station d'épuration. Ce schéma est appliqué lorsque le traitement n'est pas requis, comme dans le cas des eaux pluviales en système séparatif.



Figure IV-01 : Schéma perpendiculaire

B) Schéma par le déplacement latéral :

Il implique le rassemblement des eaux usées dans un collecteur parallèle au cours d'eau. Ce schéma est choisi lorsqu'il est impératif de traiter les eaux usées, ou lorsqu'il est possible de diriger toutes les eaux usées vers un point central.

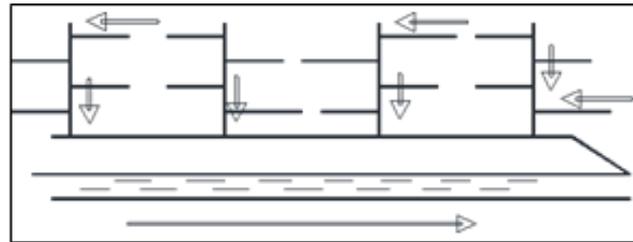


Figure IV-02 : Schéma par déplacement latéral

C) Schéma transversal ou oblique :

Ce schéma comprend des collecteurs en ramifications qui facilitent le transport de l'effluent vers l'aval de l'agglomération. Il est mis en œuvre dans des zones où la pente du terrain est modérée.

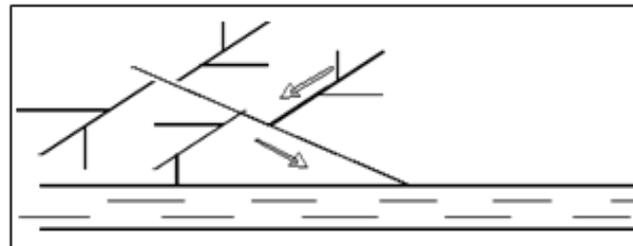


Figure IV-03 : Schéma oblique

D) Schéma radiale :

Le schéma radial est approprié pour les terrains plats, permettant la collecte des eaux usées en un ou plusieurs points à l'intérieur de l'agglomération. Ensuite, elles sont acheminées par relevage vers un endroit éloigné, comme un cours d'eau récepteur ou une station d'épuration.

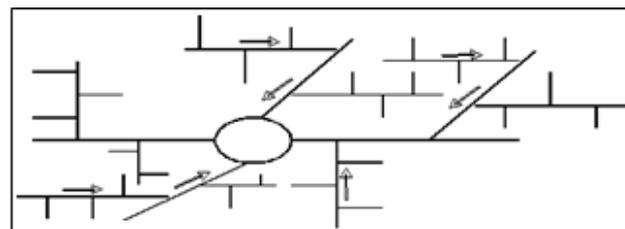


Figure IV-04 : Schéma radiale

E) Schéma par zones étagées :

Ce schéma constitue une déclinaison du schéma par déplacement latéral, incorporant des collecteurs longitudinaux additionnels. Ces derniers facilitent l'évacuation des eaux usées à plusieurs niveaux, contribuant ainsi à alléger la charge sur le collecteur principal.

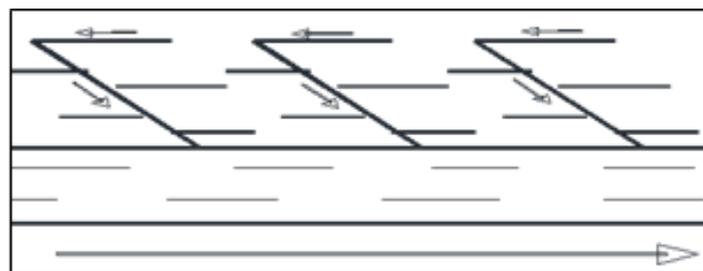


Figure IV-05 : Schéma par zones étagées

IV.4.2 Le choix de schéma d'évacuation :

Le choix du schéma du réseau d'évacuation à adopter, dépend de divers paramètres :

- La topographie du terrain.
- La densité de population.
- Le coût de la mise en place et de l'entretien.
- L'emplacement de la station d'épuration ou du point de rejet.

⇒ Pour notre projet, nous avons décidé d'opter pour un schéma par déplacement latéral.

IV.5 Le coefficient de ruissellement :

IV.5.1 Evaluation du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement, noté « Cr », pour une surface donnée, représente la proportion entre le volume d'eau qui s'écoule et le volume total d'eau qui tombe sur le bassin versant. Ce coefficient revêt une importance particulière dans l'évaluation des débits de crue, qui sont utilisés pour la conception dimensionnelle du réseau.

Le coefficient de ruissellement est déterminé par divers facteurs, parmi lesquels :

- La composition du sol.
- L'utilisation du sol.
- L'inclinaison du terrain (la pente).
- La durée et l'intensité des précipitations.
- La densité de population.
- Le niveau de saturation du sol en eau.
- L'humidité atmosphérique.

L'évaluation empirique du coefficient de ruissellement se fait de manière approximative en raison de la diversité des surfaces, en prenant en considération divers facteurs en fonction de :

➤ **Type d'occupation du sol :**

Type d'occupation du sol		Cr
Commercial		0.70 – 0.95
Résidentiel	Lotissement	0.3 – 0.5
	Collectifs	0.5 – 0.75
	Habitat disperse	0.25 – 0.4
Industriel		0.5 – 0.8
Parcs et jardins public		0.05 – 0.25
Terrains de sport		0.1 – 0.3
Terrains vagues		0.05 – 0.15
Terres Agricoles	Drainées	0.05 – 0.13
	Non drainées	0.03 – 0.07

Source : Satin *et al.* (2006)

➤ **De la catégorie d'urbanisme :**

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)

➤ De la densité de population :

Tableau IV-06 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population	
Densité de la population (habitant/ha)	Cr
20	0.20
30 – 80	0.20 – 0.25
60 – 150	0.25 – 0.30
150 – 200	0.30 – 0.45
200 – 300	0.45 – 0.60
300 – 400	0.60 – 0.80
> 400	0.80 – 0.90

Source : Water Environment Federation (1970)

➤ De la nature de la surface :

Tableau IV-07 : Coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces	
La surface	Cr
Chaussée en béton asphaltée	0.7-0.95
Chaussée en brique	0.7-0.85
Toiture	0.75 – 0.95
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)

IV.5.2 Evaluation du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin :

Nous allons calculer le coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin, en utilisant le plan de masse de la zone d'étude. Voir tableau (IV-08).

Tableau IV-08 : Coefficients de ruissellement pour chaque sous bassin					
Sous bassins	Surface (Ai)	Cri	Sous bassins	Surface (Ai)	Cri
S1	1,13	0,4	S72	1,61	0,71
S2	3,14	0,72	S73	1,59	0,68
S3	2,66	0,72	S74	0,85	0,62
S4	2,15	0,71	S75	0,78	0,68

S5	2,64	0,8	S76	2,77	0,7
S6	2,55	0,78	S77	2,76	0,72
S7	2,05	0,79	S78	2,02	0,7
S8	2,65	0,78	S79	2,11	0,7
S9	1,85	0,74	S80	4,39	0,79
S10	2,13	0,7	S81	1,37	0,72
S11	1,94	0,72	S82	2,45	0,7
S12	1,29	0,64	S83	0,51	0,62
S13	0,87	0,6	S84	0,41	0,6
S14	7,51	0,69	S85	0,58	0,6
S15	10,36	0,86	S86	10,65	0,77
S16	1,95	0,38	S87	3,02	0,68
S17	1,02	0,44	S88	2,01	0,71
S18	1,80	0,42	S89	4,63	0,7
S19	1,14	0,64	S90	1,72	0,68
S20	0,95	0,62	S91	4,75	0,77
S21	0,21	0,32	S92	5,64	0,74
S22	0,69	0,49	S93	1,40	0,66
S23	0,51	0,5	S94	0,33	0,54
S24	3,06	0,72	S95	1,15	0,68
S25	1,37	0,68	S96	1,39	0,7
S26	1,74	0,68	S97	1,49	0,72
S27	0,57	0,44	S98	0,60	0,58
S28	0,91	0,68	S99	0,45	0,6
S29	3,43	0,81	S100	2,21	0,7
S30	1,64	0,6	S101	3,24	0,72
S31	1,42	0,54	S102	0,53	0,7
S32	0,47	0,6	S103	1,19	0,69
S33	2,04	0,68	S104	0,86	0,69
S34	2,72	0,8	S105	0,87	0,7
S35	1,36	0,74	S106	0,28	0,51
S36	0,38	0,77	S107	1,32	0,63
S37	1,00	0,62	S108	2,14	0,74
S38	2,90	0,7	S109	0,62	0,7
S39	1,24	0,69	S110	0,65	0,7
S40	1,00	0,69	S111	2,24	0,78
S41	1,01	0,7	S112	1,91	0,77
S42	1,22	0,74	S113	4,79	0,64
S43	1,70	0,44	S114	0,87	0,69
S44	2,13	0,78	S115	0,43	0,57

S45	1,49	0,67	S116	0,97	0,62
S46	3,78	0,64	S117	1,19	0,64
S47	2,12	0,7	S118	0,65	0,6
S48	1,82	0,72	S119	1,42	0,58
S49	1,50	0,82	S120	0,32	0,44
S50	1,74	0,8	S121	1,52	0,7
S51	3,89	0,76	S122	2,32	0,72
S52	2,27	0,72	S123	6,53	0,73
S53	2,53	0,68	S124	2,53	0,64
S54	0,49	0,52	S125	6,82	0,49
S55	0,99	0,56	S126	4,38	0,65
S56	2,32	0,76	S127	5,21	0,49
S57	2,50	0,82	S128	3,58	0,39
S58	4,83	0,84	S129	8,14	0,52
S59	4,79	0,68	S130	5,44	0,54
S60	8,09	0,54	S131	1,87	0,6
S61	3,19	0,62	S132	3,95	0,64
S62	0,38	0,44	S133	4,11	0,66
S63	1,17	0,52	S134	3,15	0,41
S64	1,23	0,66	S135	1,53	0,35
S65	1,45	0,68	S136	1,50	0,48
S66	1,90	0,64	S137	1,21	0,44
S67	1,67	0,62	S138	0,81	0,33
S68	3,61	0,62	S139	2,71	0,32
S69	1,96	0,7	S140	33,02	0,39
S70	1,05	0,69	S141	1,11	0,58
S71	0,98	0,7	S142	1,31	0,8
			S143	3,06	0,84

IV.6 Estimation de population actuelle et future pour chaque bassin :

Tableau IV-09 : Nombre de population pour chaque sous bassin							
Sous bassins	Surface (Ha)	Pi actuelle	Pi future	Sous bassins	Surface (Ha)	Pi actuelle	Pi future
S1	1,13	23	65	S72	1,61	58	165
S2	3,14	115	326	S73	1,59	55	156
S3	2,66	97	277	S74	0,85	27	76
S4	2,15	78	221	S75	0,78	27	76
S5	2,64	107	305	S76	2,77	99	280
S6	2,55	101	287	S77	2,76	101	287
S7	2,05	82	234	S78	2,02	72	204
S8	2,65	105	298	S79	2,11	75	213

S9	1,85	70	198	S80	4,39	176	501
S10	2,13	76	216	S81	1,37	50	142
S11	1,94	71	202	S82	2,45	87	247
S12	1,29	42	120	S83	0,51	16	46
S13	0,87	26	75	S84	0,41	13	36
S14	7,51	263	748	S85	0,58	18	50
S15	10,36	453	1286	S86	10,65	416	1183
S16	1,95	38	107	S87	3,02	104	297
S17	1,02	23	65	S88	2,01	72	206
S18	1,80	38	109	S89	4,63	165	468
S19	1,14	37	105	S90	1,72	59	168
S20	0,95	30	85	S91	4,75	186	528
S21	0,21	3	10	S92	5,64	212	603
S22	0,69	17	49	S93	1,40	47	133
S23	0,51	13	37	S94	0,33	9	26
S24	3,06	112	318	S95	1,15	40	113
S25	1,37	47	134	S96	1,39	49	141
S26	1,74	60	171	S97	1,49	55	155
S27	0,57	13	36	S98	0,60	18	50
S28	0,91	31	89	S99	0,45	14	39
S29	3,43	141	401	S100	2,21	79	223
S30	1,64	50	142	S101	3,24	118	337
S31	1,42	39	111	S102	0,53	19	54
S32	0,47	14	40	S103	1,19	42	119
S33	2,04	70	200	S104	0,86	30	86
S34	2,72	111	314	S105	0,87	31	88
S35	1,36	51	146	S106	0,28	7	21
S36	0,38	15	42	S107	1,32	42	120
S37	1,00	31	89	S108	2,14	81	229
S38	2,90	103	293	S109	0,62	22	63
S39	1,24	43	123	S110	0,65	23	66
S40	1,00	35	99	S111	2,24	89	252
S41	1,01	36	102	S112	1,91	75	212
S42	1,22	46	131	S113	4,79	156	442
S43	1,70	38	108	S114	0,87	30	86
S44	2,13	84	240	S115	0,43	12	35
S45	1,49	51	145	S116	0,97	30	86
S46	3,78	123	350	S117	1,19	39	110
S47	2,12	75	214	S118	0,65	20	56
S48	1,82	66	189	S119	1,42	42	119

S49	1,50	63	178	S120	0,32	7	21
S50	1,74	71	201	S121	1,52	54	154
S51	3,89	150	427	S122	2,40	85	241
S52	2,27	83	236	S123	6,53	242	688
S53	2,53	88	249	S124	2,53	82	234
S54	0,49	13	37	S125	6,82	170	482
S55	0,99	28	80	S126	4,38	145	411
S56	2,32	89	254	S127	5,21	130	369
S57	2,50	104	296	S128	3,58	71	201
S58	4,83	206	585	S129	8,14	215	611
S59	4,79	165	470	S130	5,44	149	424
S60	8,09	222	631	S131	1,87	57	162
S61	3,19	100	285	S132	3,95	128	365
S62	0,38	8	24	S133	4,11	138	392
S63	1,17	31	88	S134	3,15	66	187
S64	1,23	41	117	S135	1,53	27	77
S65	1,45	50	142	S136	1,50	37	104
S66	1,90	62	175	S137	1,21	27	77
S67	1,67	53	149	S138	0,81	13	38
S68	3,61	114	323	S139	2,71	44	125
S69	1,96	70	198	S140	33,02	654	1859
S70	1,05	37	105	S141	1,11	33	93
S71	0,98	35	99	S142	1,31	53	151
				S143	3,06	131	371

IV.7 Estimation des débits à évacuer :

Le réseau d'assainissement a pour mission de collecter et d'évacuer les eaux de ruissellement ainsi que les eaux usées. Avant de concevoir ce réseau, il est crucial d'évaluer les débits des eaux usées et pluviales afin de déterminer la quantité et la qualité des rejets. Cette évaluation permet d'assurer une évacuation rapide et sécurisée des liquides provenant des habitations et des zones d'activités, prévenant ainsi les risques pour la santé publique et l'environnement.

IV.7.1 Origine et nature des eaux à évacuer :

IV.7.1.1 Les eaux usées :

Les eaux usées peuvent être classées en quatre catégories principales en fonction de leur composition et des traitements nécessaires :

- Eaux usées domestiques : Issues des ménages, elles comprennent les eaux provenant des cuisines, des salles de bain et des toilettes.
- Eaux usées des services publics : Générées par les bâtiments et installations publics, telles que les écoles, les hôpitaux et les bureaux administratifs.

- Eaux usées industrielles : Provoquées par les activités industrielles et commerciales, elles peuvent contenir des polluants spécifiques nécessitant des traitements particuliers.
- Eaux parasites : Infiltrations d'eaux souterraines ou de ruissellement qui pénètrent dans le réseau d'assainissement, augmentant inutilement le volume d'eau à traiter.
 - a. Les eaux usées domestiques :**

La quantité d'eaux usées domestiques dépend de plusieurs facteurs⁰⁹, notamment :

- Le nombre d'habitants : Plus le nombre de résidents est élevé, plus le volume d'eaux usées est important.
- Le niveau de vie : Un niveau de vie plus élevé peut entraîner une consommation d'eau plus importante.
- Les habitudes de vie : Par exemple, la fréquence des douches et des lessives influence le volume d'eaux usées.
- Le climat : Dans les régions chaudes, la consommation d'eau peut augmenter pour des usages tels que la climatisation ou l'arrosage.

b. Les eaux usées des services publics :

Les eaux usées des services publics résultent des activités quotidiennes des institutions gouvernementales, des établissements éducatifs, des établissements de santé, des installations de loisirs et touristiques, des transports publics, et d'autres services publics au sein d'une communauté.

Pour estimer ces eaux usées, on prend en compte la quantité d'eau potable nécessaire pour chaque activité. Cette quantité est exprimée en équivalent habitant, une unité de mesure permettant de comparer la consommation d'eau de différents usagers.

Les eaux usées industrielles :

Provenant des usines, les eaux usées industrielles sont caractérisées par une grande diversité en fonction de l'utilisation de l'eau. Tous les produits ou sous-produits de l'activité industrielle se retrouvent concentrés dans l'eau :

Matières organiques et graisses (industrie agroalimentaire, équarrissage, etc.)

Sels métalliques (traitement de surface, métallurgie)

Acides, bases, produits chimiques divers (industrie chimique, tannerie, etc.)

- Eau chaude (circuit de refroidissement des centrales thermiques)
- Matières radioactives (centrales nucléaires, traitement des déchets radioactifs)

Outre la quantité à évacuer, certains paramètres doivent toujours être pris en considération :

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

c. Les eaux parasites :

Les eaux claires parasites sont des eaux non usées qui se retrouvent dans les réseaux d'assainissement. Elles proviennent des infiltrations des eaux de pluie, du drainage, de la remontée de la nappe phréatique ou d'un réseau d'AEP endommagé. Ces eaux s'infiltrent dans les collecteurs, généralement par :

- Les joints mal réalisés ou déboîtés en raison d'une mauvaise pose des canalisations.

- Les fissures dans les collecteurs causées par les tassements de la terre ou les racines des arbres en quête d'humidité (phénomène d'hydrotropisme).

La présence de ces eaux perturbe le fonctionnement des stations d'épuration. Leur évaluation est difficile car elle doit être effectuée sur le terrain. En pratique, et en l'absence de valeurs mesurées, le débit d'eau parasite est estimé à 0,15 l/s/ha.

d. Les eaux pluviales :

Les eaux pluviales, résultant des précipitations, sont des eaux de ruissellement de surface qui doivent être collectées et dirigées vers les canalisations d'évacuation pour prévenir les inondations. La teneur en matières organiques des eaux pluviales est particulièrement élevée dans les premières minutes d'une chute de pluie, surtout dans les zones à forte activité industrielle. Ce phénomène est causé par le balayage des surfaces par les eaux de ruissellement et de lavage. En outre, les eaux pluviales transportent également du sable, qui peut se déposer dans les canalisations en cas de diminution de la vitesse d'écoulement.

IV.7.2 Estimation des débits des eaux pluviales :

Pour dimensionner un réseau, on calcule le débit maximal d'eau qui peut s'écouler pendant une période de 10 ans, appelé débit décennal.

Lors d'une averse, seule l'eau de ruissellement est prise en compte pour dimensionner un ouvrage d'évacuation.

En fonction de la taille du bassin et de son degré d'urbanisation, différentes méthodes peuvent être utilisées pour évaluer le débit pluvial.

- ⇒ Pour notre projet, le débit pluvial sera calculé à l'aide du logiciel SWMM par les équations de saint-venant.

IV.7.3 Estimation des débits des eaux usées :

La quantité journalière d'eaux usées est estimée à partir de la consommation d'eau potable. Le volume d'eau rejetée dépend du type et de la nature de l'agglomération ainsi que des différentes catégories d'urbanisation. Plus l'agglomération est urbanisée, plus la quantité d'eau rejetée est élevée.

IV.7.3.1 Débits des eaux usées domestiques :

La quantité d'eau rejetée dans le réseau n'est pas équivalente à la quantité d'eau consommée. En général, il est admis que la quantité d'eau rejetée représente environ 70 à 80 % de la consommation totale d'eau

➤ Débit moyen journalier :

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, on utilise la dotation de la consommation d'eau potable comme base.

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

$$Q_{\text{moy,j dom}} = K_r \times D \times N_{\text{hab}} / 86400 \dots\dots\dots(\text{IV.2})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy,j dom}}$: le débit moyen journalier des eaux usées domestiques en (l/s)
- K_r : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.
- D : dotation journalière estimée à 150 l/j/hab.

- Nhab : nombre d’habitants à l’horizon d’étude.

➤ **Débit de pointe :**

Le débit des eaux usées varie tout au long de la journée en fonction des fluctuations de la consommation. Il est donc nécessaire de le déterminer précisément. Ce débit est calculé à l’aide de la formule suivante :

$$Q_{pte\ dom} = K_p \times Q_{moy,j\ dom} \dots \dots \dots (IV ;3)$$

Avec :

- $Q_{pte\ dom}$: le débit de pointe des eaux usées domestiques (l/s).
- $Q_{moy,j\ dom}$: le débit moyen journalier des eaux usées domestiques (l/s)
- K_p : coefficient de pointe ; calculé à partir du débit moyen journalier des eaux usées domestiques :

$$K_p = 1.5 + 2.5 / \sqrt{Q_{moy,j\ dom}} \quad \text{si : } Q_{moy,j\ dom} \geq 2.81 \text{ l/s}$$

$$k_p = 3 \quad \text{si : } Q_{moy,j\ dom} < 2.81 \text{ l/s}$$

⇒ Le tableau (IV-10) dans l’annexe IV présente les débits des eaux usées domestiques à évacuer.

IV.7.3.2 Débits des eaux usées des équipements publics :

L’évaluation de ces débits se fait de la même manière que les eaux domestiques, en se basant sur la consommation d’eau potable pour chaque type d’usager.

Exemple des Dotations :

Tableau (IV-10) : tableau des dotations pour quelque équipements		
Equipements	Unité	Dotations (l/j)
Groupeement scolaire	Elève	35
Mosquée	Fidèle	40
Hôpital	Lit	300
Administration	Employer	50
Stade	Joueur	10

Source : Water Environment Federation (1970)

➤ **Débit moyen journalier :**

Le débit moyen journalier des eaux usées des services publics est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,j\ eq} = K_r \times Déq \times Nu / 86400 \dots \dots \dots (IV.4)$$

Avec :

- $Q_{moy,j\ eq}$: débit moyen journalier des eaux usées des services publics (l/s)
- K_r : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d’eau potable consommée.
- $Déq$: dotation de la consommation journalière d’eau potable (l/j/unité).
- Nu : nombre des usagers (des unités) concernés par chaque service

➤ **Débit de pointe :**

Le débit de pointe des eaux usées des équipements publics est donné par la formule suivante :

$$Q_{pte\ eq} = K_p \times Q_{moy,j\ eq} \dots \dots \dots (IV.5)$$

Avec :

- $Q_{pte\ eq}$: débit de pointe des eaux usées publiques (l/s).
- $Q_{moy,j\ eq}$: débit moyen journalier des eaux usées des services publics (l/s).
- K_p : coefficient de pointe, calculé à partir du débit moyen des eaux usées des services publiques

Le tableau (VI-12) dans l'annexe IV présente les débits des eaux des équipements publics à évacuer.

IV.7.3.3 Débits des eaux parasites :

Le débit d'eau parasite est donné par la relation suivante :

$$Q \text{ parasite} = A \times Q_p \dots \dots \dots \text{(IV.6)}$$

Avec : **Q parasite** : Le débit d'eau parasite (l/s), **A** : surface du sous-bassin (ha)

Q_p : l'eau parasite qui estimé 0,15 l/s/ha

Le débit d'eau parasite à évacuer sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV-11 : les débits des eaux parasites									
N° SB	Surface (Ai)	Q _P (l/s/h)	Q _P (l/s)	Q _P (m3/S)	N° SB	Surface (Ai)	Q _P (l/s/h)	Q _P (l/s)	Q _P (m3/S)
S1	1,13	0,15	0,17	0,00017	S72	1,61	0,15	0,24	0,0002
S2	3,14	0,15	0,47	0,00047	S73	1,59	0,15	0,24	0,0002
S3	2,66	0,15	0,40	0,00040	S74	0,85	0,15	0,13	0,0001
S4	2,15	0,15	0,32	0,00032	S75	0,78	0,15	0,12	0,0001
S5	2,64	0,15	0,40	0,00040	S76	2,77	0,15	0,42	0,0004
S6	2,55	0,15	0,38	0,00038	S77	2,76	0,15	0,41	0,0004
S7	2,05	0,15	0,31	0,00031	S78	2,02	0,15	0,30	0,0003
S8	2,65	0,15	0,40	0,00040	S79	2,11	0,15	0,32	0,0003
S9	1,85	0,15	0,28	0,00028	S80	4,39	0,15	0,66	0,0007
S10	2,13	0,15	0,32	0,00032	S81	1,37	0,15	0,21	0,0002
S11	1,94	0,15	0,29	0,00029	S82	2,45	0,15	0,37	0,0004
S12	1,29	0,15	0,19	0,00019	S83	0,51	0,15	0,08	0,0001
S13	0,87	0,15	0,13	0,00013	S84	0,41	0,15	0,06	0,0001
S14	7,51	0,15	1,13	0,00113	S85	0,58	0,15	0,09	0,0001
S15	10,36	0,15	1,55	0,00155	S86	10,65	0,15	1,60	0,0016
S16	1,95	0,15	0,29	0,00029	S87	3,02	0,15	0,45	0,0005
S17	1,02	0,15	0,15	0,00015	S88	2,01	0,15	0,30	0,0003
S18	1,80	0,15	0,27	0,00027	S89	4,63	0,15	0,69	0,0007
S19	1,14	0,15	0,17	0,00017	S90	1,72	0,15	0,26	0,0003
S20	0,95	0,15	0,14	0,00014	S91	4,75	0,15	0,71	0,0007
S21	0,21	0,15	0,03	0,00003	S92	5,64	0,15	0,85	0,0008
S22	0,69	0,15	0,10	0,00010	S93	1,40	0,15	0,21	0,0002
S23	0,51	0,15	0,08	0,00008	S94	0,33	0,15	0,05	0,0001
S24	3,06	0,15	0,46	0,00046	S95	1,15	0,15	0,17	0,0002
S25	1,37	0,15	0,21	0,00021	S96	1,39	0,15	0,21	0,0002
S26	1,74	0,15	0,26	0,00026	S97	1,49	0,15	0,22	0,0002
S27	0,57	0,15	0,09	0,00009	S98	0,60	0,15	0,09	0,0001
S28	0,91	0,15	0,14	0,00014	S99	0,45	0,15	0,07	0,0001
S29	3,43	0,15	0,51	0,00051	S100	2,21	0,15	0,33	0,0003
S30	1,64	0,15	0,25	0,00025	S101	3,24	0,15	0,49	0,0005

S31	1,42	0,15	0,21	0,00021	S102	0,53	0,15	0,08	0,0001
S32	0,47	0,15	0,07	0,00007	S103	1,19	0,15	0,18	0,0002
S33	2,04	0,15	0,31	0,00031	S104	0,86	0,15	0,13	0,0001
S34	2,72	0,15	0,41	0,00041	S105	0,87	0,15	0,13	0,0001
S35	1,36	0,15	0,20	0,00020	S106	0,28	0,15	0,04	0,0000
S36	0,38	0,15	0,06	0,00006	S107	1,32	0,15	0,20	0,0002
S37	1,00	0,15	0,15	0,00015	S108	2,14	0,15	0,32	0,0003
S38	2,90	0,15	0,43	0,00043	S109	0,62	0,15	0,09	0,0001
S39	1,24	0,15	0,19	0,00019	S110	0,65	0,15	0,10	0,0001
S40	1,00	0,15	0,15	0,00015	S111	2,24	0,15	0,34	0,0003
S41	1,01	0,15	0,15	0,00015	S112	1,91	0,15	0,29	0,0003
S42	1,22	0,15	0,18	0,00018	S113	4,79	0,15	0,72	0,0007
S43	1,70	0,15	0,25	0,00025	S114	0,87	0,15	0,13	0,0001
S44	2,13	0,15	0,32	0,00032	S115	0,43	0,15	0,06	0,0001
S45	1,49	0,15	0,22	0,00022	S116	0,97	0,15	0,14	0,0001
S46	3,78	0,15	0,57	0,00057	S117	1,19	0,15	0,18	0,0002
S47	2,12	0,15	0,32	0,00032	S118	0,65	0,15	0,10	0,0001
S48	1,82	0,15	0,27	0,00027	S119	1,42	0,15	0,21	0,0002
S49	1,50	0,15	0,23	0,00023	S120	0,32	0,15	0,05	0,0000
S50	1,74	0,15	0,26	0,00026	S121	1,52	0,15	0,23	0,0002
S51	3,89	0,15	0,58	0,00058	S122	2,32	0,15	0,35	0,0003
S52	2,27	0,15	0,34	0,00034	S123	6,53	0,15	0,98	0,0010
S53	2,53	0,15	0,38	0,00038	S124	2,53	0,15	0,38	0,0004
S54	0,49	0,15	0,07	0,00007	S125	6,82	0,15	1,02	0,0010
S55	0,99	0,15	0,15	0,00015	S126	4,38	0,15	0,66	0,0007
S56	2,32	0,15	0,35	0,00035	S127	5,21	0,15	0,78	0,0008
S57	2,50	0,15	0,37	0,00037	S128	3,58	0,15	0,54	0,0005
S58	4,83	0,15	0,72	0,00072	S129	8,14	0,15	1,22	0,0012
S59	4,79	0,15	0,72	0,00072	S130	5,44	0,15	0,82	0,0008
S60	8,09	0,15	1,21	0,00121	S131	1,87	0,15	0,28	0,0003
S61	3,19	0,15	0,48	0,00048	S132	3,95	0,15	0,59	0,0006
S62	0,38	0,15	0,06	0,00006	S133	4,11	0,15	0,62	0,0006
S63	1,17	0,15	0,18	0,00018	S134	3,15	0,15	0,47	0,0005
S64	1,23	0,15	0,18	0,00018	S135	1,53	0,15	0,23	0,0002
S65	1,45	0,15	0,22	0,00022	S136	1,50	0,15	0,23	0,0002
S66	1,90	0,15	0,28	0,00028	S137	1,21	0,15	0,18	0,0002
S67	1,67	0,15	0,25	0,00025	S138	0,81	0,15	0,12	0,0001
S68	3,61	0,15	0,54	0,00054	S139	2,71	0,15	0,41	0,0004
S69	1,96	0,15	0,29	0,00029	S140	33,02	0,15	4,95	0,0050
S70	1,05	0,15	0,16	0,00016	S141	1,11	0,15	0,17	0,0002

S71	0,98	0,15	0,15	0,00015	S142	1,31	0,15	0,20	0,0002
					S143	3,06	0,15	0,46	0,0005

IV.8 Débits totaux des eaux usées à évacuer :

En l'absence de données précises sur la répartition temporelle, le débit total à évacuer est calculé en supposant que les débits de pointe de tous les types d'eaux usées surviennent simultanément.

- Le tableau (IV-13) dans l'annexe IV représente les débits totaux des eaux à évacuer (document annexe)

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'établir les paramètres fondamentaux nécessaires pour une estimation précise des débits d'évacuation, essentielle à la réalisation d'un calcul hydraulique adéquat pour notre agglomération notamment :

- Le choix d'un système unitaire à déplacement latéral.
- La détermination du coefficient de ruissellement et du nombre d'habitants pour chaque sous-bassin.

À l'aide de ces paramètres, nous avons estimé et évalué les débits d'eaux usées, en tenant compte des eaux usées domestiques et publiques, ainsi que des eaux parasites. Il est important de noter que les débits pluviaux seront calculés à l'aide du logiciel SWMM lors de la modélisation du réseau.



Chapitre V :
Modélisation de l'écoulement dans
le réseau d'assainissement par
SWMM



Chapitre V : Modélisation de l'écoulement dans le réseau d'assainissement par SWMM

Introduction :

La gestion des eaux pluviales et des systèmes d'assainissement est devenue une préoccupation majeure pour les urbanistes, les ingénieurs et les responsables municipaux. Face à des épisodes de précipitations de plus en plus intenses et fréquents, il est crucial de comprendre et de prévoir le comportement des systèmes de drainage pour éviter les inondations, réduire la pollution des cours d'eau et améliorer la résilience des infrastructures urbaines.

Ce chapitre a pour objectif de fournir un process complet à l'utilisation du modèle SWMM (Storm Water Management Model) pour la modélisation hydrologique et hydraulique. Nous aborderons les principes de base du modèle, les composantes essentielles de la simulation, ainsi que les étapes pratiques pour la mise en œuvre d'une analyse de gestion des eaux pluviales et des systèmes d'assainissement dans la ville de Béni Abbas.

V.1 Définition de modélisation en assainissement :

La modélisation est une représentation mathématique simplifiée d'un phénomène physique en assainissement urbain, elle consiste à représenter les réseaux dans un logiciel afin de simuler avec la plus grande précision possible les phénomènes hydrologiques et hydrauliques qui se produisent en période de pluie, depuis le ruissellement jusqu'à l'évacuation des eaux.

V.2 Étapes de modélisation en assainissement :

Les différentes étapes d'une modélisation numérique sont :

- Saisie des données hydrauliques : comprend les données structurelles et les données de fonctionnement.
- Saisie des données hydrologiques : Inclut les bassins de ruissellement et les conditions aux limites (effluents domestiques quotidiens, précipitations, conditions en aval, etc.).
- Calage du modèle
- Exploitation, simulation et interprétation des résultats

V.3 Choix du logiciel de modélisation :

Pour modéliser les réseaux d'assainissement, divers logiciels ont été développés à l'échelle internationale.

Parmi les plus couramment utilisés figurent :

- CANOË (modèle français)
- MOUSE (modèle danois)
- SWMM (modèle américain)

Ces trois logiciels partagent de nombreuses similitudes en termes de bases théoriques, physiques et mathématiques.

V.3.1 Choix et justification de logiciel :

Pour notre projet, nous avons choisi d'utiliser le logiciel SWMM, qui s'est avéré adéquat pour atteindre nos objectifs.

SWMM utilise les équations de Barré de Saint-Venant¹⁵ pour simuler les écoulements à surface libre. Les modèles basés sur ces équations permettent de décrire précisément le comportement hydraulique des réseaux. Leur utilisation est fortement recommandée pour les études de diagnostic des réseaux d'assainissement existants. Parmi les avantages de ce logiciel :

- SWMM (Storm water Management Model) est disponible gratuitement.
- Il est particulièrement bien adapté au bassin urbain pour le calcul des réseaux d'assainissement simples ou complexes
- Il prend en compte les conditions antérieures du sol et d'autres valeurs initiales des variables, telles que le niveau d'eau initial dans les unités de stockage.
- Il permet également la représentation d'événements de tempête réels de différentes ampleurs, durées et intervalles d'occurrence.
- Il manipule des réseaux de taille illimitée.
- Il utilise une grande variété de conduites à section standard ainsi que des canaux naturels.
- Il permet de modéliser des ouvrages hydrauliques tels que des unités de rétention/traitement, des pompes, des ouvrages de diversion, des déversoirs et des orifices, et de simuler leur fonctionnement.
- Il permet d'utiliser l'onde cinématique ou l'onde dynamique comme méthode de routage.
- Il permet de modéliser des réseaux d'assainissement séparatif ou unitaire.
- La modélisation quantitatives et qualitatives du ruissèlement.

EPA-SWMM est l'une des nombreuses interfaces développées pour rendre l'entrée des données et l'utilisation du logiciel plus conviviales. Une description détaillée peut être trouvée dans les manuels d'utilisation.

V.4 Description du logiciel SWMM :

Le logiciel SWMM (Storm Water Management Model, prononcé SWIM) est un programme de simulation hydrologique et hydraulique, il est largement utilisé en Amérique du Nord pour l'analyse des réseaux d'égouts. Son développement a débuté en 1971 sous l'égide de l'US EPA (Environmental Protection Agency), en collaboration avec des équipes de recherche de l'université de Floride et de l'université de l'État d'Oregon.¹⁵

Ce programme permet de simuler le comportement des eaux pluviales à la fois sur le plan quantitatif et qualitatif. Il est particulièrement adapté à l'évaluation des réseaux d'assainissement urbain, qu'ils soient simples ou complexes, et peut être utilisé pour des événements ponctuels ou des simulations continues.

V.4.1 Domaines d'application du logiciel SWMM :

Le logiciel SWMM offre plusieurs applications, résumées comme suit :

A) Gestion des eaux pluviales :

- Modélisation et diagnostic des réseaux d'assainissement et des canaux et élaboration de schémas directeurs.
- Simulation des écoulements dans les réseaux et en surface.
- Détermination des regards inondables.
- Dimensionnement des bassins de rétention.
- Optimisation des réservoirs d'écrêtement des crues et des bassins d'orage.
- Analyse complète du cycle hydrologique dans les bassins versants, qu'ils soient ruraux ou urbains.
- Évaluation partielle de la charge en sédiments et en polluants.
- Analyse partielle et conception globale de solutions alternatives.

B) Gestion des eaux usées :

- Hydraulique des systèmes de collecte et évaluation des capacités.
- Modélisation des réseaux d'assainissement unitaires, pluviaux et séparatifs.
- Simulation en continu et basée sur des événements spécifiques.
- Analyse de l'atténuation des débordements des réseaux.
- Évaluation des débits entrants et des infiltrations d'eau pluviale.
- Analyse partielle de la qualité de l'eau.
- Implémentation de systèmes de contrôle en temps réel.

V.4.2 Principe de fonctionnement SWMM :

SWMM repose sur l'hypothèse que les écoulements sont unidimensionnels, instables et non uniformes, plus précisément graduellement variés.

Hydrauliquement, ces écoulements sont modélisés par une paire d'équations différentielles partielles de conservation de la masse et de la quantité de mouvement, connues sous le nom d'équations de Saint-Venant.

La résolution simultanée de ces équations pour chaque conduit, combinée à la conservation du volume à chaque nœud, permet d'obtenir des informations détaillées sur la variation spatiale et temporelle des hauteurs d'eau et des débits dans les conduites, ainsi que le niveau d'eau à chaque nœud, tout au long de la période de simulation.

V.4.3 Modèles utilisés par ce logiciel :

V.4.3.1 Modèle hydrologique :

L'estimation des eaux pluvial sur logiciel EPA- SWMM se fait selon Le modèle de ruissellement de l'onde cinématique (modèles réservoirs non linéaires)¹⁵, Il s'agit d'un modèle conceptuel qui représente le bassin versant comme un canal rectangulaire à surface libre.

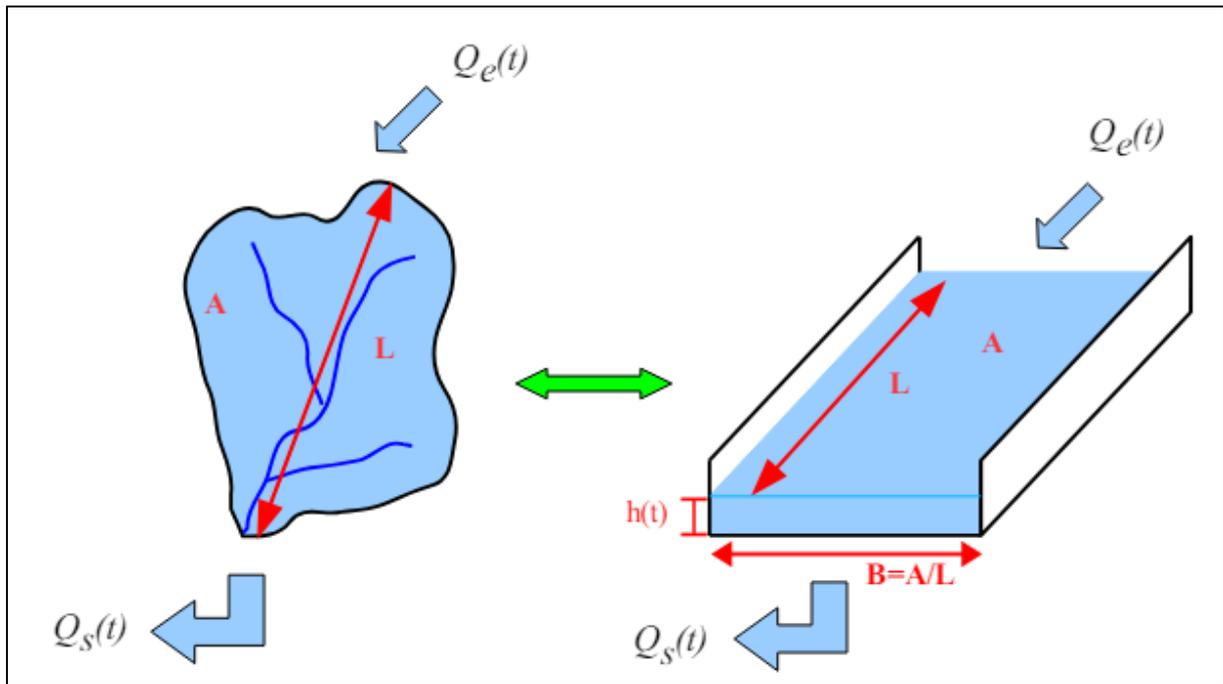


Figure V-1 : Représentation d'un bassin versant par un canal rectangulaire ($A=B \cdot L$)

- Le débit entrant $Q_e(t)$ représente l'excès de précipitations, calculé comme la différence entre les précipitations et les pertes par infiltration, évaporation, et interception par la végétation ou les dépressions à la surface du bassin versant.
- Le débit sortant $Q_s(t)$ est déterminé à chaque intervalle de temps à l'aide de la formule de Manning-Strickler, en fonction des caractéristiques du canal (largeur et rugosité) et de la hauteur $h(t)$ de la lame d'eau ruisselant dans le canal.

$$Q_s(t) = S_H(t) \cdot R_H(t)^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{i} \dots\dots\dots V.1$$

- Avec $S_H(t) = B \cdot h(t)$ et $R_H(t) = \frac{B \cdot h(t)}{b + 2h(t)} = h(t)$ car $h(t) \ll B$

Enfin, une équation de conservation du volume (ou loi de stockage) relie, à chaque intervalle de temps, la hauteur de la lame d'eau ruisselante $h(t)$ aux débits entrants $Q_e(t)$ et sortants $Q_s(t)$.

$$\frac{dV(-t)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t) \dots\dots\dots V.2$$

Où $V(t)$: est le volume d'eau dans le canal soit

$$V(t) = A \cdot h(t) \dots\dots\dots V.3$$

- Ce modèle fait partie des modèles réservoirs non linéaires.

V.4.3.2 Modèle hydraulique :

La modélisation de l'écoulement graduellement varié et non permanent dans le réseau repose sur la résolution des équations de Barré de Saint-Venant. Ces deux équations expriment respectivement la conservation de la masse et la conservation de la quantité de mouvement le long de l'écoulement.

• **Equation de continuité (conservation de la masse) :**

Cette équation exprime le principe de conservation de la masse. Cela revient à dire que la variation de masse de fluide d'un élément de volume dv pendant un temps dt est égale à la masse de fluide entrant dans ce volume déduite de la masse de fluide sortante

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial t} = 0 \dots\dots\dots V.4$$

• **Equation dynamique (conservation de la quantité de mouvement ou de l'énergie)**

Cette équation découle de la deuxième loi de Newton : le taux de variation de la quantité de mouvement d'une particule de masse m qui est égal à la somme des forces extérieures agissant sur celle-ci. Les forces extérieures influençant le volume de contrôle incluent les forces de pression hydrostatique, les forces de pression dues aux variations de largeur, ainsi que les forces de gravité et de frottement.

$$\frac{1}{g} + \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{\partial H}{\partial x} + J = 0 \dots\dots\dots V.5$$

Où :

- Q : débit,
- X : abscisse,
- T : temps,
- S : surface mouillée
- V : vitesse
- H : charge hydraulique
- J : perte de charge unitaire, calculée avec la formule de Manning-Strickler
- I : pente du radier
- Y : tirant d'eau
- Z : cote du radier

Cette deuxième équation s'écrit aussi :

$$\frac{1}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{1}{g} \cdot v \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial x} + i + J = 0 \dots\dots\dots V.6$$

Où les deux premiers termes sont des termes d'inertie :

- Accélération locale $\frac{1}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial t}$
- Accélération convective $\frac{1}{g} \cdot v \frac{\partial V}{\partial x}$)

Le terme $\frac{\partial y}{\partial x} - i$ représente la pente de la surface libre,
i représente la pente du radier,
J représente la pente de la ligne de charge

V.4.4 Méthodes de simulation utilisée dans SWMM :

Pour résoudre les écoulements graduellement variés et non stables dans les conduites, SWMM utilise les équations de conservation de la masse et de la quantité de mouvement, offrant trois méthodes distinctes.¹⁵ L'utilisateur peut choisir parmi ces solutions en fonction de ses besoins spécifiques.

Les méthodes proposées sont décrites ci-dessous :

➤ **Steady flow routing (écoulement permanent ou stable) :**

Cette méthode est la seule qui permet d'analyser les écoulements stables dans SWMM, Par la supposition que pour chaque pas de temps de calcul, l'écoulement est uniforme et stable, Alors il convertit les hydrogrammes d'entrée à l'extrémité amont d'une conduite jusqu'à son

Extrémité aval, sans délai ni changement de forme. L'équation d'écoulement uniforme (Manning) est utilisée dans ce cas pour la concordance entre le débit et la hauteur d'eau dans La zone d'écoulement

➤ **Kinematic wave routing (acheminement ou routage à ondes cinématiques) :**

Le modèle d'onde cinématique est dérivé d'une forme simplifiée des équations de St. Venant combinant l'équation de continuité et l'équation d'écoulement uniforme. Il ne peut pas modéliser les effets d'écoulement sous pression ou d'écoulement avec une influence d'aval, présentant un ressaut hydraulique ou remous. Il s'applique tout particulièrement aux conduites à forte pente soumis à des hydrogrammes d'entrée de longue durée qui produisent un écoulement peu profond à grande vitesse

Pour ces situations citées ci-dessus, les résultats ne seront pas loin de ceux de l'analyse à ondes dynamique et peuvent être calculés beaucoup plus efficacement en utilisant des pas de temps beaucoup plus grands

➤ **Dynamic Wave Routing (acheminement ou routage à ondes dynamique) :**

L'écoulement dans le réseau est simulé avec la méthode dynamique en appliquant un transport de flux entièrement dynamique d'écoulement instable et progressivement varié et en résolvant numériquement les équations de Saint-Venant selon un schéma de différence explicite. Le schéma de différence explicite est appliqué par intervalles de temps variables Cette méthode donne des meilleurs résultats en termes de précision dans la simulation des réseaux d'assainissement, car elle résout les équations complètes unidimensionnel de Saint Venant et inclut une équation de continuité du volume au niveau des nœuds. Ainsi elle permet de représenter l'écoulement sous pression lorsqu'une conduite est pleine c'est à dire les mises en charge en assainissement, le stockage dans les conduites, les retours, les pertes d'entrée et de sortie et l'inversion d'écoulement.

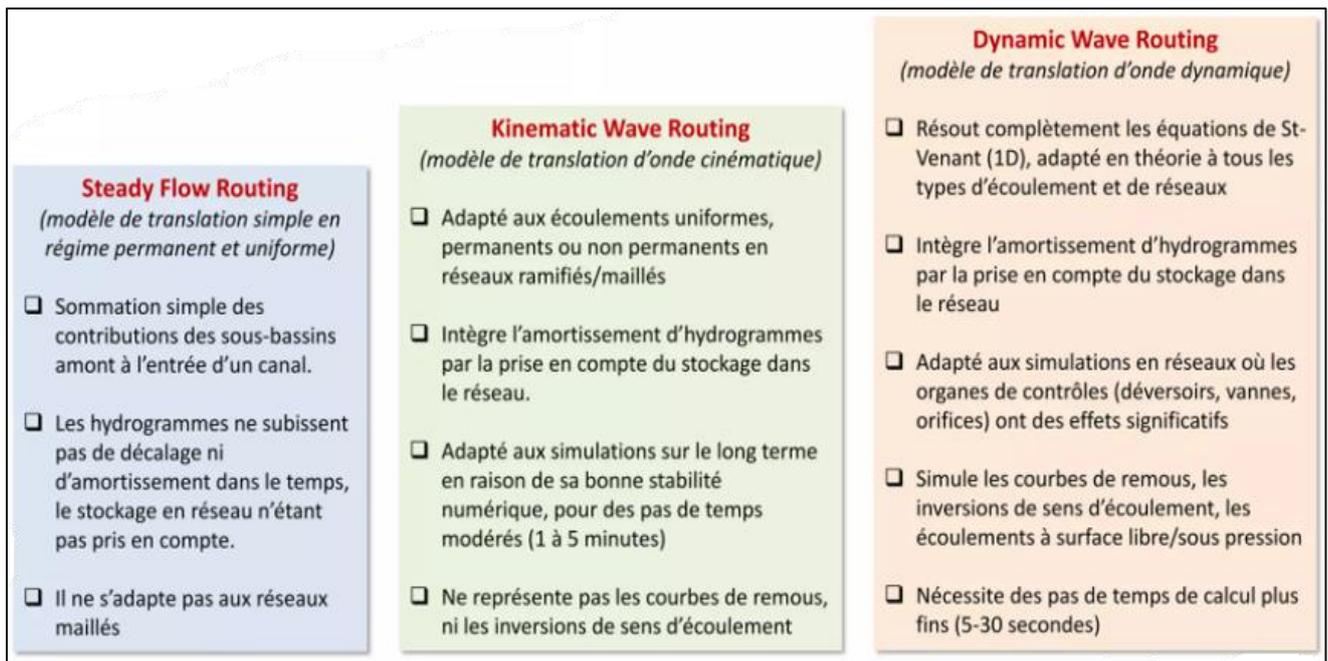


Figure V-02 : Méthodes de simulation utilisée dans SWMM

V.5 Etapes de modélisation par le logiciel SWMM :

On réalise généralement les étapes suivantes lorsque on utilise EPA SWMM pour modéliser une zone d'étude :

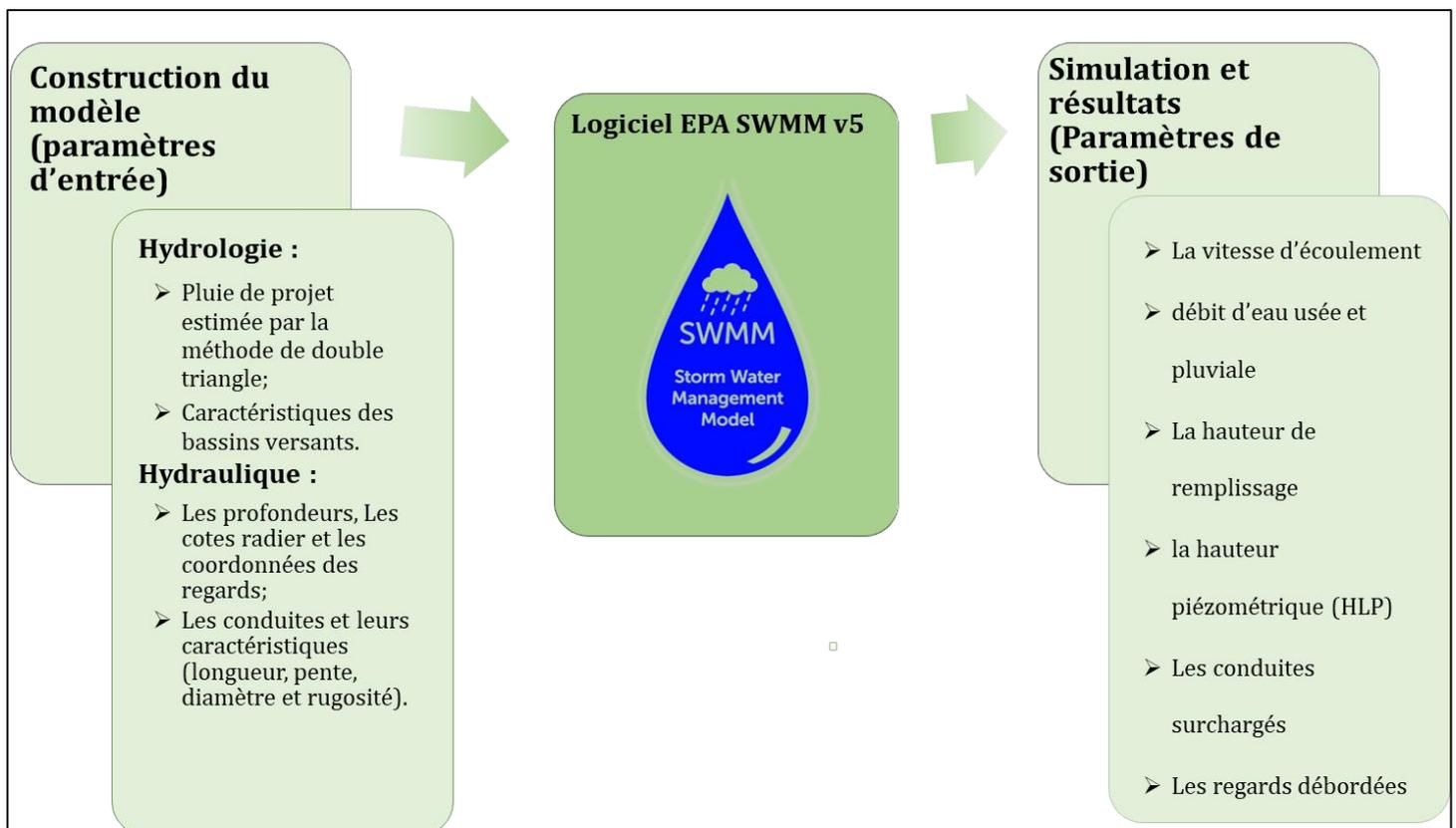


Figure V-03 : Schémas représentant le processus suivi pour l'élaboration d'un modèle SWMM

V.5.1 Construction du modèle sur SWMM :

La modélisation du réseau retenue a engendré la création, sous le logiciel SWMM de :

- 143 surfaces élémentaires (Subcatchments) ;
- 1265 Conduits (pipe) ;
- 1265 Regards (Junctions) ;
- 3 rejets (Outfalls) ;

Dans notre projet on a utilisé les objets listés ci-dessus pour modéliser le réseau d'assainissement étudié pour faciliter la tâche aux utilisateurs :

- Les bassins versant ; 
- le nuage pour la station pluviométrique ; 
- Les nœuds comme regard ; 
- Les conduites pour la liaison entre les nœuds ; 
- le nœuds en triangle comme exutoire ; 

V.5.1.1 Les principales données d'entrées dans les objets :

Chaque réseau d'assainissement a ses spécificités en termes de nombre, d'emplacement et de configuration des objets qui le constitue, c'est pour cela SWMM offre l'avantage d'introduire les données de base qui caractérise chaque objet pour le localiser dans l'espace et le donner une configuration identique à la réalité.

V.5.1.1.1 Entrée des données hydrologique :

A) Pluie de projet :

Pour la simulation de notre réseau d'assainissement, on utilisera la pluie de projet de type double triangle symétrique d'une période de retour de 10 ans.

Les figures suivantes illustrent des captures représentatives d'insertion de la Pluie de projet dans le logiciel SWMM

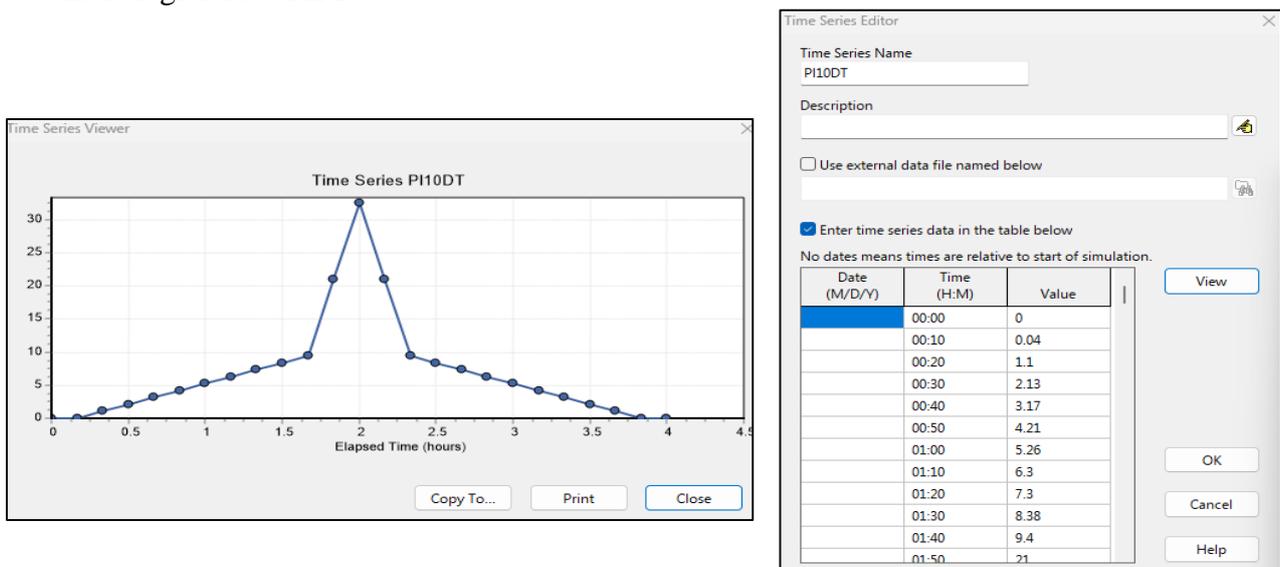


Figure V-04 : interface de la fenêtre du paramétrage de la Pluie de projet
Source : Logiciel SWMM

B) Surfaces élémentaires :

Pour chaque surface élémentaire, les entrées sont les suivantes :

- Le nom
- Les coordonnées polaires de centre
- La source de précipitation
- Le Rejet de sous bassins
- La superficie
- La largeur équivalent
- La pente moyenne de SBV
- Coefficient de ruissellement

Subcatchment SBV89	
Property	Value
Name	SBV89
X-Coordinate	580802.060
Y-Coordinate	3333451.667
Description	
Tag	
Rain Gage	1
Outlet	R-163
Area	4.632816
Width	175.742542
% Slope	0.23
% Imperv	70
Width of overland flow path (m)	

Figure V-05 : interface de la fenêtre du paramétrage d'une surface élémentaire
Source : Logiciel SWMM

C) La configuration de la station pluviométrique :

La configuration de la station pluviométrique comporte :

- Les Coordonnées X, Y, Z (m).
- l'unité hydrologique (mm/h).
- la pluie de projet

Rain Gage 1	
Property	Value
Name	1
X-Coordinate	581909.212
Y-Coordinate	3333331.882
Description	
Tag	
Rain Format	INTENSITY
Time Interval	00:10
Snow Catch Factor	1
Data Source	TIMESERIES
TIME SERIES:	
- Series Name	PI10DT
User-assigned name of rain gage	

Figure V.06 : interface de la fenêtre des paramètres de la station pluviométrique
Source : Logiciel SWMM

V.5.1.1.2 Entrée des données hydraulique :

A) La configuration des tronçons de conduites :

La configuration des tronçons de conduites comporte :

- Le nom
- Nœuds (regards) amont et aval.
- La forme
- Diamètre
- Longueur (m).
- La rugosité.

Conduit CO-127	
Property	Value
Name	CO-127
Inlet Node	R-1102
Outlet Node	R-1103
Description	
Tag	
Shape	CIRCULAR
Max. Depth	0.2
Length	23.41936599
Roughness	0.013
Inlet Offset	0
Outlet Offset	0
Initial Flow	0
Maximum Flow	0
Entry Loss Coeff.	0
Exit Loss Coeff.	0
User-assigned name of Conduit	

Figure V-07 : interface de la fenêtre des paramètres d'une conduite.
Source : Logiciel SWMM 5

B) La configuration des Nœud et de l'exutoire :

La configuration des Nœud (regards) et de l'exutoire comporte :

- Les Coordonnées X, Y, Z (m).
- La profondeur du regard (m).
- La cote de radier
- Le débit des eaux usées (CMS).

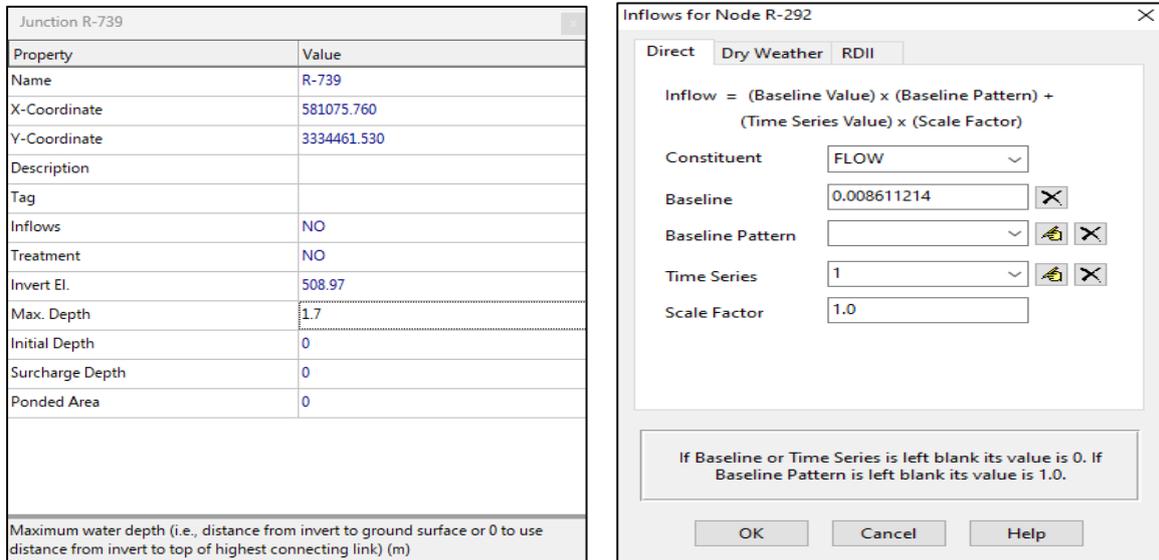


Figure V-08 : interface de la fenêtre du paramétrage d'un nœud
Source : Logiciel SWMM

Le Dessin suivant représente le réseau d'assainissement de la commune de beni abbes sur SWMM :

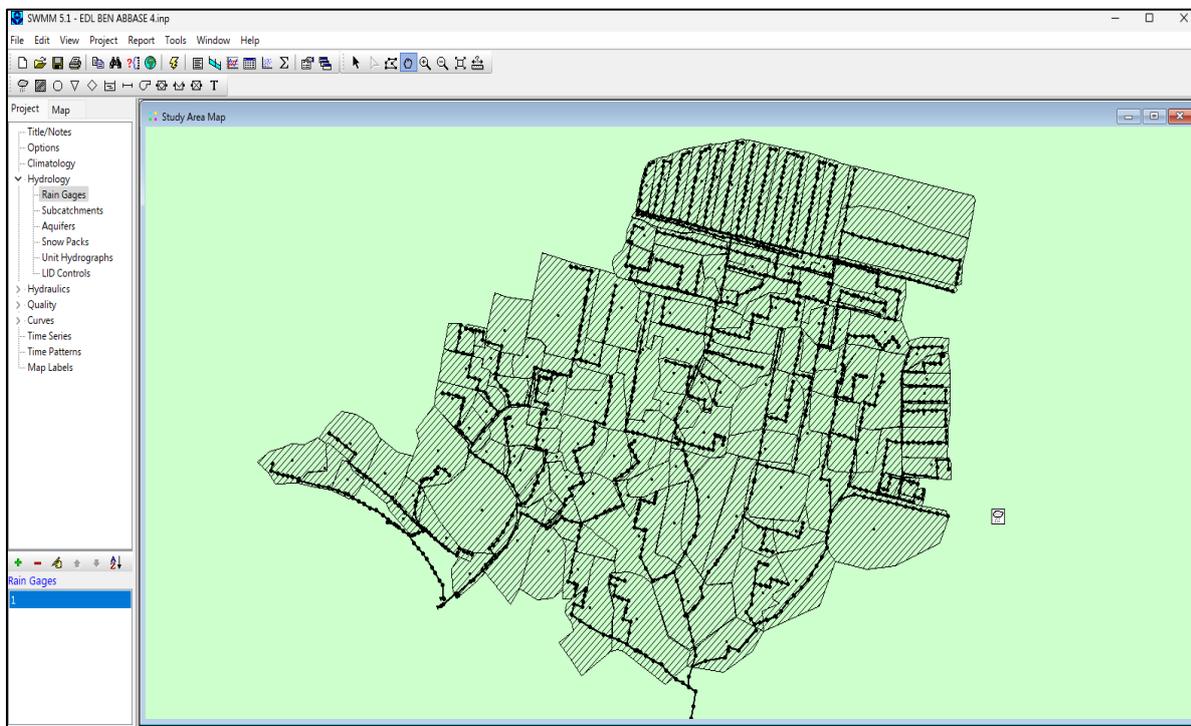


Figure V-09 : interface du réseau de beni abbes dessiné sur SWMM
Source : Logiciel SWMM

V.5.2 Affichage des résultats sur QGIS :

Pour l'affichage des résultats, nous avons intégré la base de données du diagnostic (caractéristiques du réseau) et la Modélisation du réseau d'assainissement de Beni Abbas dans le système d'information géographique (QGIS) pour :

- ✓ Intelligibilité d'utilisation (lecture, analyse et décision) ;
- ✓ Présentation dynamique des résultats de la modélisation hydraulique ;
- ✓ Mise en place des cartes d'une manière automatique (bassins versants, diamètres, pentes, vitesses, capacité d'auto curage, capacité hydraulique et carte des options) ;
- ✓ Aide à la décision pour les concepteurs et les gestionnaires.

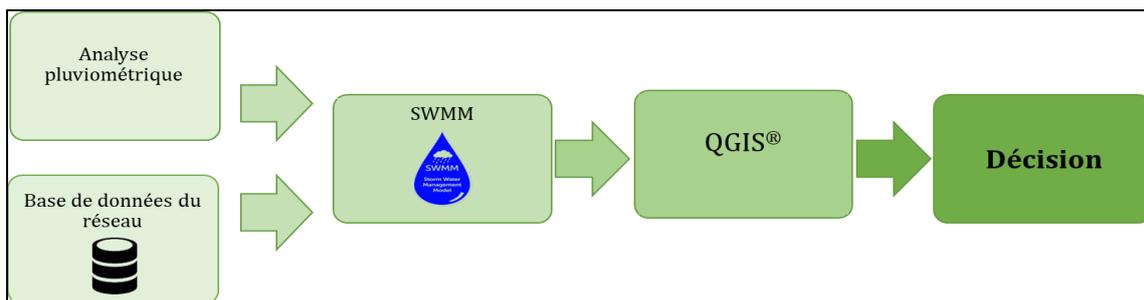


Figure V-10 : Schémas représentant le processus suivi pour afficher le modèle SWMM

Après la validation des données du système d'assainissement de la ville de Beni Abbès dans le modèle SWMM, une mise en place automatique des cartes (surfaces élémentaires, pentes) a été réalisée dans QGIS, ce qui nous a donné les résultats suivants :

- **Pour les Surfaces élémentaires :**

Nous avons divisé notre zone d'étude en 143 surfaces élémentaires sur une superficie totale de 350 hectares. D'après la carte illustrée ci-dessus (voir figure V-11), nous constatons les observations suivantes :

- 100 surfaces élémentaires ont une superficie entre 0 et 2,5 hectares, couvrant une superficie totale de 130,76 hectares.
- 30 surfaces élémentaires ont une superficie entre 2,5 et 5 hectares, couvrant une superficie totale de 104,77 hectares.
- 5 surfaces élémentaires ont une superficie entre 5 et 7,5 hectares, couvrant une superficie totale de 29,96 hectares.
- 8 surfaces élémentaires ont une superficie supérieure à 7,5 hectares, couvrant une superficie totale de 374,76 hectares.

- **Pour la pente du système :**

D'après la carte illustrée ci-dessus (voir figure V-12), nous constatons les observations suivantes :

Le système présente un pourcentage de contre-pentes de 0,1% (-0,34%) dans un tronçon d'une longueur de 29,47 m

- 21% (273 tronçons) avec une pente inférieure à 0,3%, totalisant 7808,43 m linéaires.
- 74% (919 tronçons) avec une pente comprise entre 0,3% et 5%, totalisant 27199,56 m linéaires.
- 5% (72 tronçons) avec une pente supérieure à 5%, totalisant 1772,51 m linéaires.

➤ Les cartes des surfaces élémentaires et des pentes sont représentées comme suit :

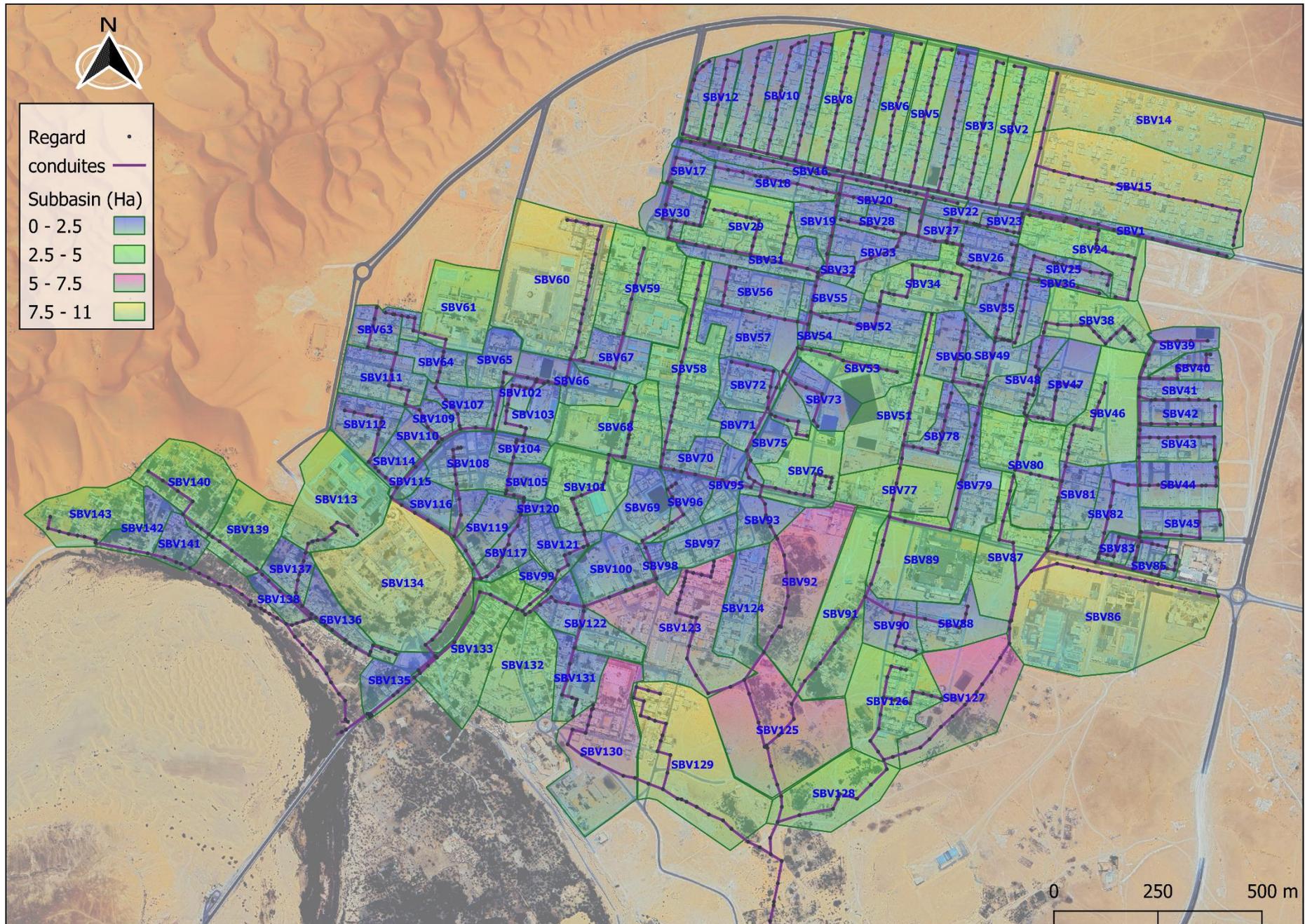


Figure V-11 : délimitation des surfaces élémentaires de réseau d'assainissement de La commune de Beni Abbas

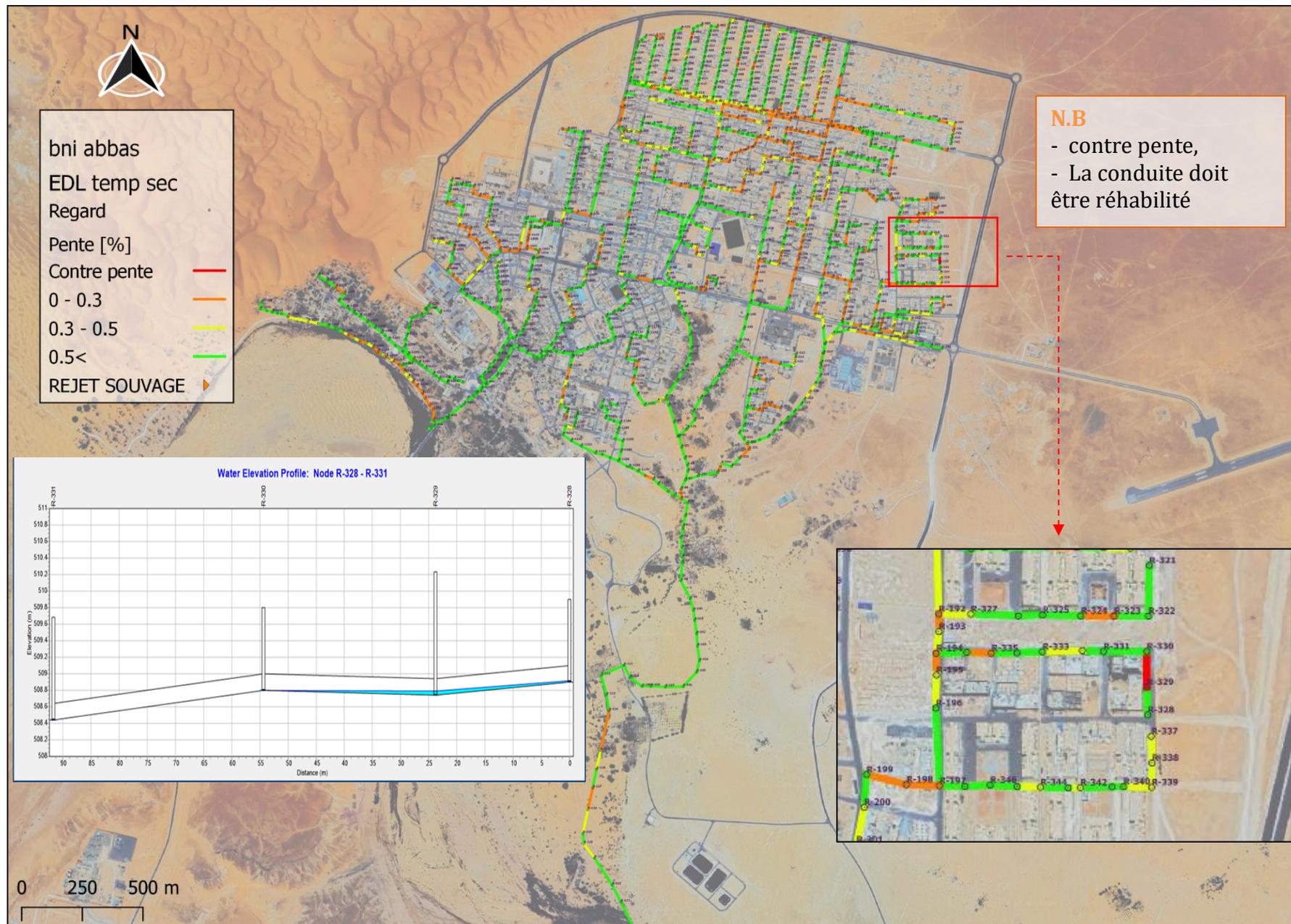


Figure N° V-12 : les pentes de réseau d'assainissement de La commune de Beni Abbas

V.5.3 Simulations et résultats :

Pour la simulation, le modèle du réseau de Beni Abbes a été dessiné et configuré avec précision sur SWMM, on a choisi d'utiliser la méthode de Dynamic Wave Routing (acheminement ou routage à ondes dynamique) Puisqu'elle est la plus efficace dans la résolution des équations de saint-venant, ainsi qu'elle permet de représenter l'écoulement sous pression lorsqu'une conduite est pleine c'est à dire les surcharges, les regards inondés, le retour d'eau dans les collecteurs et l'inversion d'écoulement.

Ce schéma représente l'approche élaboré pour l'analyse des divers problèmes résultants de la modélisation hydraulique du réseau d'assainissement et les solutions technico-économiques possibles :

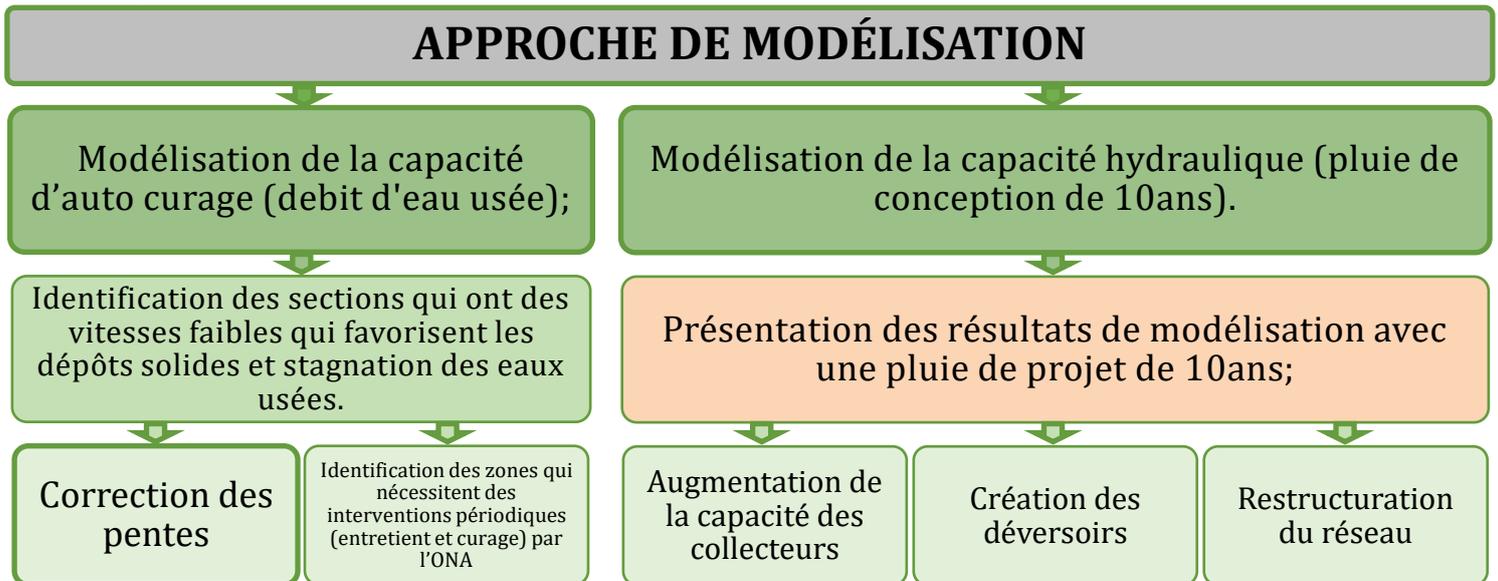


Figure V-13 : schéma représentatif de l'approche élaboré pour l'analyse des divers problèmes résultants de la modélisation hydraulique du réseau d'assainissement

- La simulation a été élaboré avec succès les résultats sont comme se suite :

V.5.3.1 Simulation état actuelle :

La simulation de l'état actuelle se fait selon 2 scenarios :

- Scenario 1 : Simulation de l'état humide pour vérifier la capacité d'évacuation de réseau
- Scenario 2 : Simulation de là l'état sec pour vérifier la vitesse d'auto curage

V.5.3.1.1 Simulation de l'état humide :

Pour modéliser l'efficacité du réseau d'assainissement pour l'évacuation des eaux pluviales de la ville de Béni Abbès, une période de retour de 10 ans a été choisie. Une pluie de projet a été créée en se basant sur la méthode du double triangle, et une simulation a été effectuée.

La carte jointe ci-dessous (voir Figure (V-14)), réalisée avec un système d'information géographique (SIG), montre en détail les résultats de la modélisation en termes de capacité. La légende de cette carte indique les conduites en charge et les regards débordés.

Cette carte a été conçue pour faciliter la lecture des résultats et aider à la prise de décision après simulation

NB :

Le tableau (V-1) joint dans le document annexe montre les résultats de simulation de l'état humide calculer par le logiciel SWMM (état des conduites).

Le tableau (V-2) joint dans le document annexe montre les résultats de simulation de l'état humide calculer par le logiciel SWMM (état des regards).

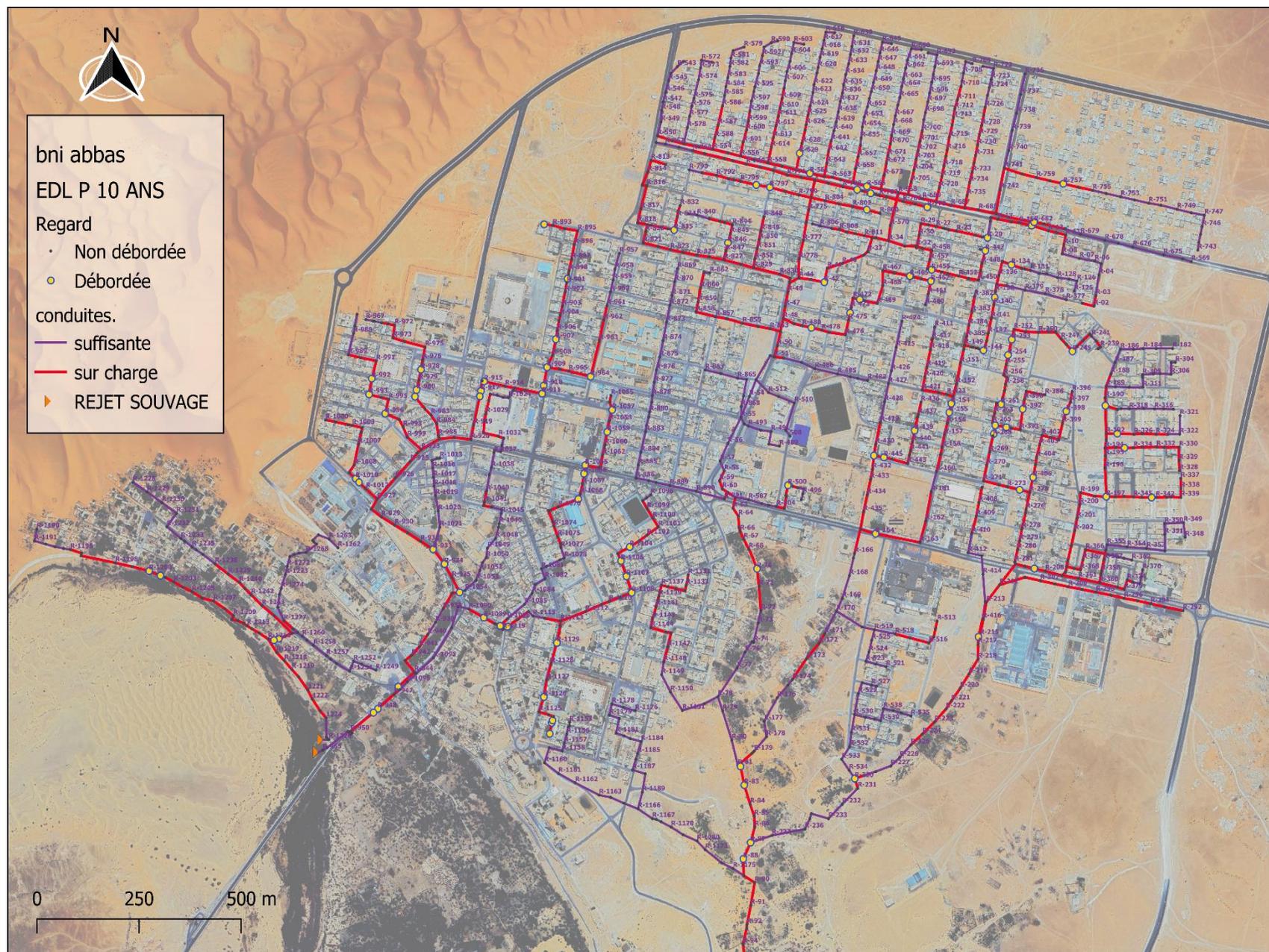


Figure (V-14) : Les résultats de la simulation en période humide du réseau d'assainissement de la commune de Beni Abbas

➤ **Interprétation de la carte :**

Dans le chapitre de diagnostic, il est mentionné que 70 % du réseau d'assainissement de la ville de Béni Abbès est constitué de conduites de 200 mm de diamètre. Comme prévu, les résultats de simulation montrent que

- 41 % du réseau d'assainissement est insuffisant en termes de capacité (498 tronçons)
- 09 % des regards sont débordés. (111 regards)

En conclusion, le réseau d'assainissement de la ville de Béni Abbès n'est pas efficace pour l'évacuation des eaux pluviales, ce qui nécessite une amélioration de sa conception.

V.5.3.1.2 Simulation de l'état sec :

Le débit pointes des eaux usées a été pris en considération pour la modélisation de la vitesse d'auto curage dans logicielle SWMM

La carte jointe ci-dessous (voir Figure (V-15)), réalisée avec un système d'information géographique (SIG), montre en détail les résultats de la modélisation en termes de vitesse d'écoulement et capacité d'évacuation.

La légende de cette carte indique la valeur de vitesse en 3 catégories :

- $V < 0.3 \text{ m/s}$: favorise les dépôts des colloïdes et des solides
- $0.3 \text{ m/s} < V < 0.6 \text{ m/s}$: favorise les dépôts des sables ;
- $V > 0.6 \text{ m/s}$: vitesse idéale.

NB :

Le tableau (V-3) joint dans le document annexe montre les résultats de simulation de l'état sec calculer par le logiciel SWMM cas par cas.

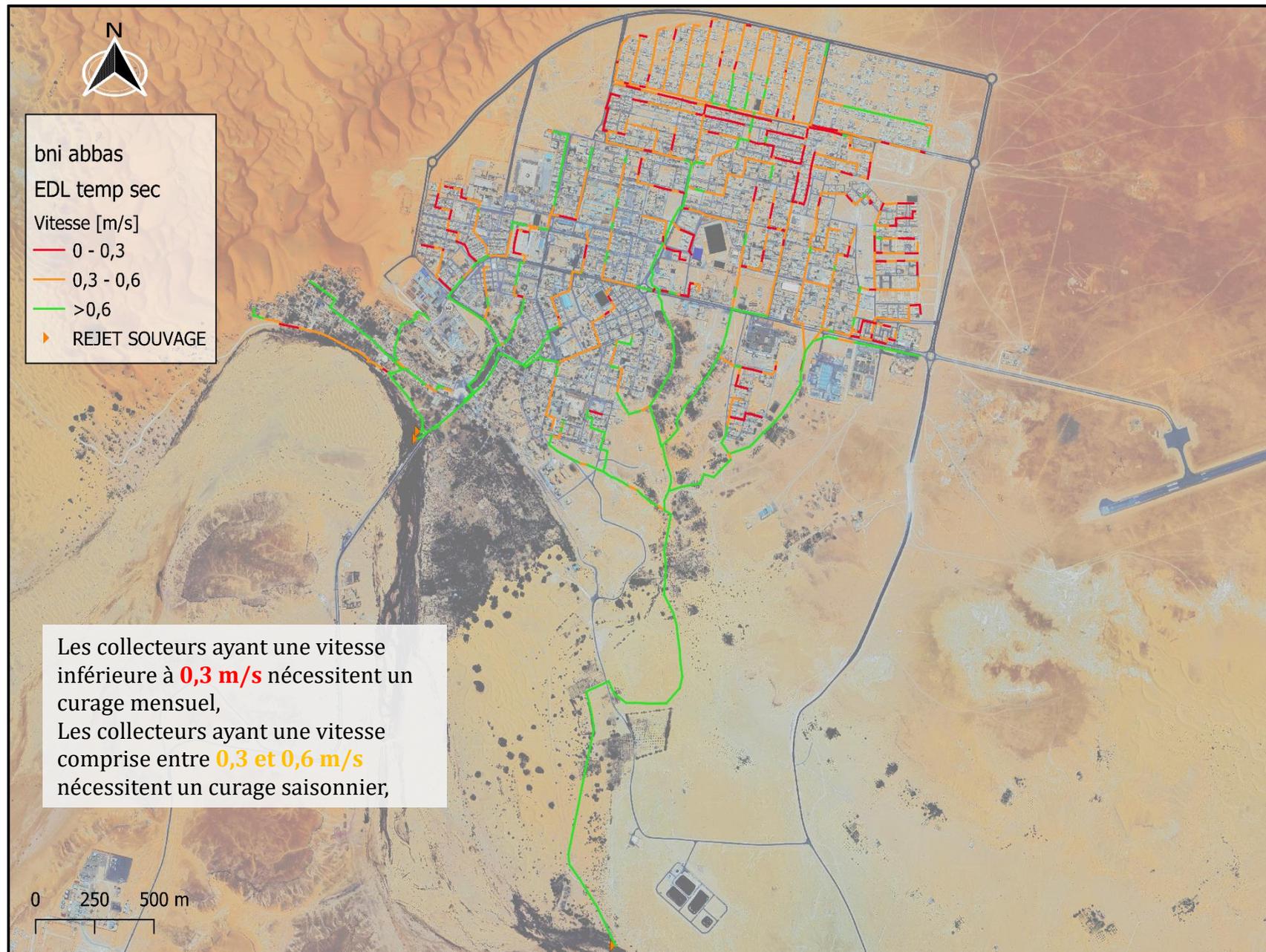


Figure V-15: Les résultats de la simulation en période sec du réseau d'assainissement de la commune de Beni Abbas

➤ **Interprétation de la carte :**

Les résultats montrent que la partie avale du collecteur principal de Béni Abbès n'est pas suffisante, même pour évacuer les eaux usées en période de pointe.

D'après la carte de vitesse on a :

- 21% du réseau (286 tronçons, soit 7629,46 m linéaires) ont une vitesse inférieure à 0,3 m/s, ce qui entraîne le dépôt de colloïdes et de solides.
- 47% du réseau (657 tronçons, soit 17376,35 m linéaires) ont une vitesse comprise entre 0,3 et 0,6 m/s, favorisant le dépôt de sable.
- 32% du réseau (340 tronçons, soit 11804,16 m linéaires) ont une vitesse supérieure à 0,6 m/s, créant des conditions favorables à l'auto-curage.

NB :

La vitesse inférieure à 0,3 m/s à cause d'une contre pente, nécessitent une réhabilitation.

En conclusion, les résultats de la modélisation des eaux usées confirment que le réseau d'assainissement de la ville de Béni Abbès nécessite une amélioration de sa conception en termes de capacité d'auto curage.

❖ **Solutions Proposées :**

Un ensemble des solutions ont été appliquées sur le système d'assainissement de la ville de Béni Abess pour résoudre les problèmes hydrauliques définie par la simulation de l'état actuelle représenter par :

➤ Des interventions dans le réseau intérieur :

- **Réhabilitation** des collecteurs de diamètre **200 mm** Par des collecteurs de diamètre **DN 315 mm PVC** sur linéaire total **24112 m**
- **Correction** la pente de tronçon entre les regards **R-330 et R-329** par changement de profondeurs des regards
- **Augmentation** la capacité des collecteurs de diamètre entre **200 mm et 300 mm** Par des conduites de diamètre **DN 400 PVC** sur linéaire total **4110 m**
- **Augmentation** la capacité des collecteurs de diamètre entre **200 mm et 300 mm** Par des conduites de diamètre **DN 500 PVC** sur linéaire total **600 m**
- **Augmentation** la capacité des collecteurs de diamètre et **300 mm** Par des conduites de diamètre **DN 630 PVC** sur linéaire total **1785 m**
- **Augmentation** la capacité des collecteurs de diamètre et **300 mm** Par des conduites de diamètre **DN 800 CAO** sur linéaire total **1785 m**

➤ L'Élimination de rejet sauvage (rejet 1 et rejet 2) par :

- **Réalisation** station de relevage de capacité **Qf= 125 l/s** et **HMT=47.03 m** avec conduite de refoulement sur linéaire de **540 m DN 450 PEHD PN 10**
- **Création** Déversoir (**DV_O1**) pour évacuer les eaux pluviales vers oued....

Voir figure (V-16)

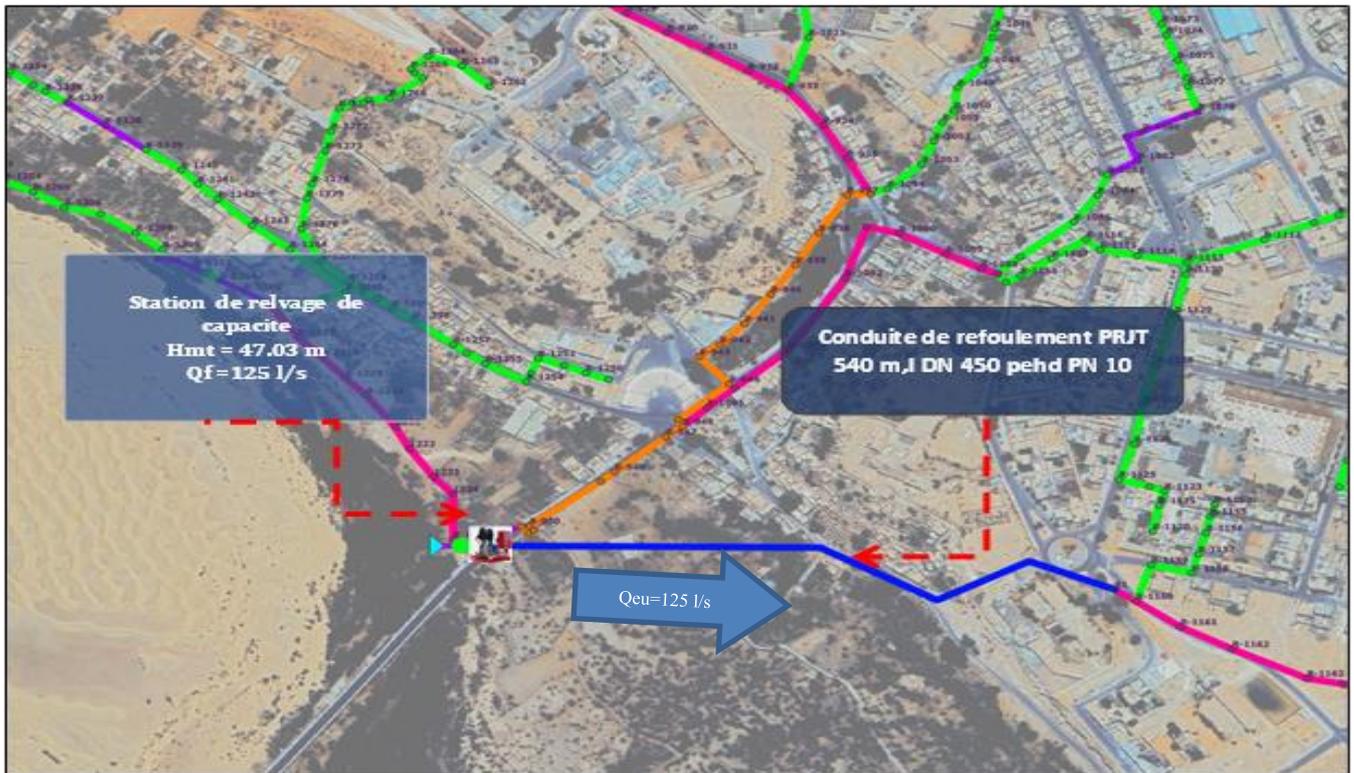


Figure V-16 : vue en plan du système de relevage N°01

- L'Élimination de rejet sauvage (rejet 3) par :
 - **Réalisation** station de relevage de capacite $Q_f = 431.67 \text{ l/s}$ et $HMT = 25 \text{ m}$ avec conduite de refoulement sur linéaire de **430 m DN 860 PRV PN 10** avec un
 - **Création** déversoir (**DV_O2**) pour évacuer les eaux pluviales vers oued saoula

Voir figure (V-17)

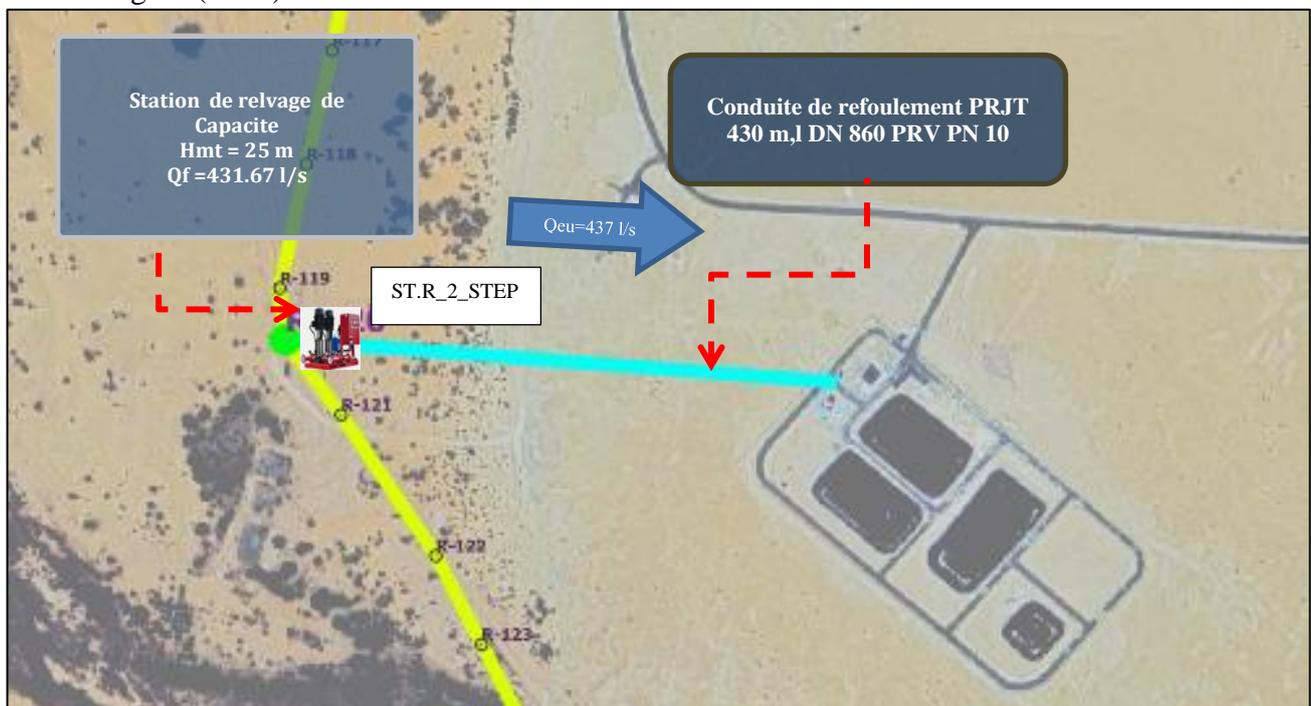


Figure V-17: vue en plan du système de relevage N°02

La carte d'aménagement globale suivante illustre les diamètres du réseau d'assainissement proposés de la ville de Béni-Abbes

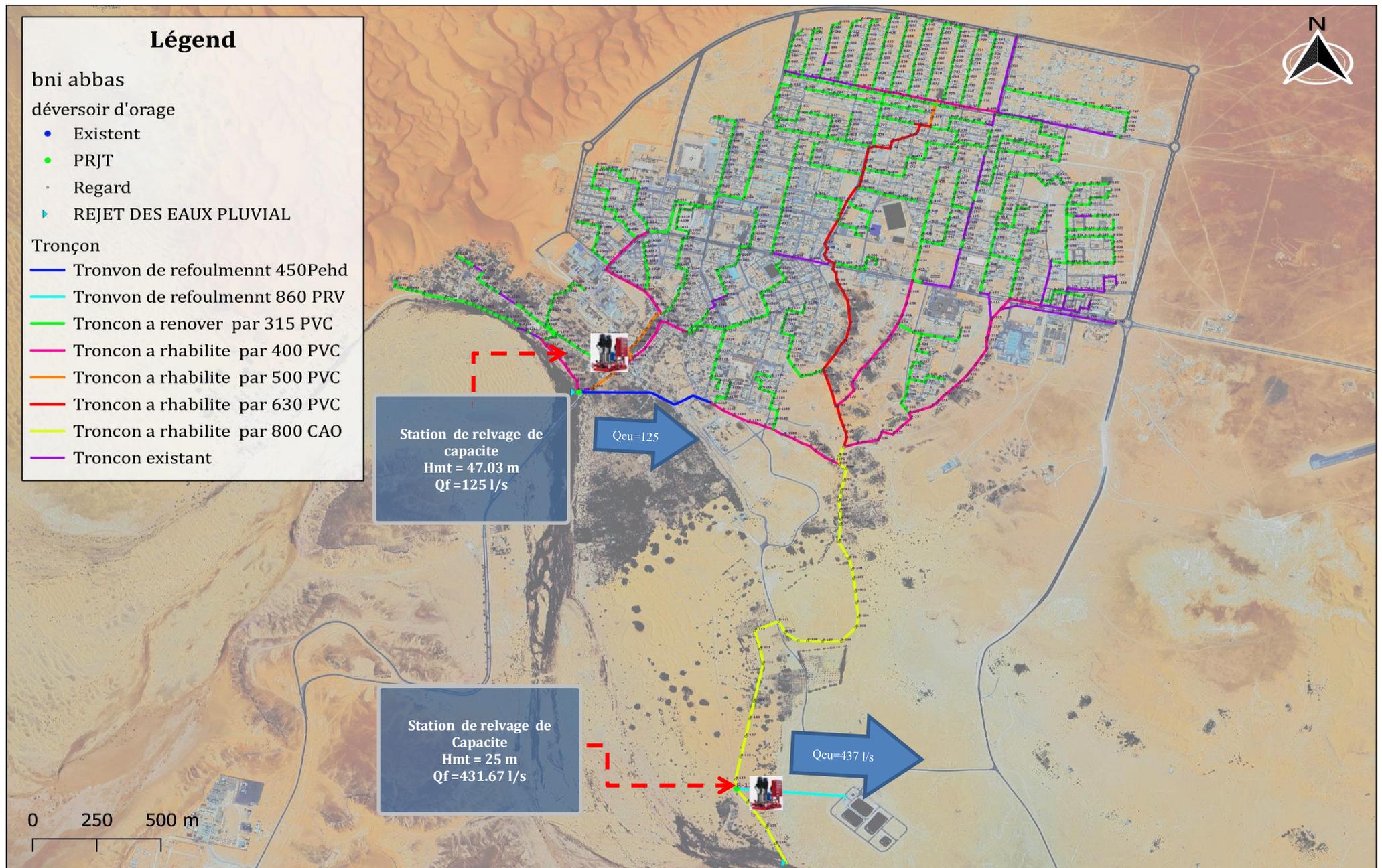


Figure V-18 : les options d'aménagement de système d'assainissement de La commune de Beni Abbas

V.5.3.2 Simulation des solutions proposé :

La simulation des solutions proposées l'état actuelle se fait selon 2 scenarios :

- Scenario 1 : simulation de l'état humide pour vérifier la capacité d'évacuation de réseau proposé
- Scenario 2 : simulation de l'état sec pour vérifier la vitesse d'auto curage du réseau proposé avec un débit d'eau usées au future (l'horizon de l'étude)

V.5.3.2.1 Simulation de l'état humide

La carte jointe ci-dessous (voir Figure (V-19)), réalisée avec un système d'information géographique (SIG), montre en détail les résultats de la modélisation en termes de capacité. La légende de cette carte indique les conduites en charge et les regards débordés du réseau proposé. Cette carte a été conçue pour faciliter la lecture des résultats et aider à la prise de décision.

Le tableau (V-4) joint dans le document annexe montre les résultats de simulation des solutions de l'état humide calculer par le logiciel SWMM cas par cas.



Figure V-19.: les résultats de simulation des options en temp humide de réseau d'assainissement de La commune de Beni Abbas [capacite hydraulique]

➤ **Interprétation des résultats :**

Les résultats de la simulation montrent que les solutions proposées :

- Améliorent la capacité hydraulique du réseau d'assainissement (capacité d'évacuation).
- Éliminent les débordements des regards.
- Assurent un écoulement à surface libre dans la plupart des tronçons du réseau, sauf pour 9 tronçons.
- Permettent l'évacuation de 100 % des eaux usées vers la station de lagunage.

V.5.3.2.2 Simulation de l'état sec :

Le débit pointes des eaux usées a été pris en considération pour la modélisation de la vitesse d'auto curage dans logicielle SWMM.

La carte jointe ci-dessous (voir Figure (V-20)),, réalisée avec un système d'information géographique (SIG), montre en détail les résultats de la modélisation en termes de vitesse d'écoulement et capacité d'évacuation.

La légende de cette carte indique la valeur de vitesse en 3 catégories :

- $V < 0.3 \text{ m/s}$: favorise les dépôts des colloïdes et des solides
- $0.3 \text{ m/s} < V < 0.6 \text{ m/s}$: favorise les dépôts des sables ;
- $V < 0.6 \text{ m/s}$: vitesse idéale.

Cette carte a été conçue pour faciliter la lecture des résultats et aider à la décision.

NB :

Le tableau (V-5) joint dans le document annexe montre les résultats de simulation des solutions de l'état sec calculer par le logiciel SWMM cas par cas.

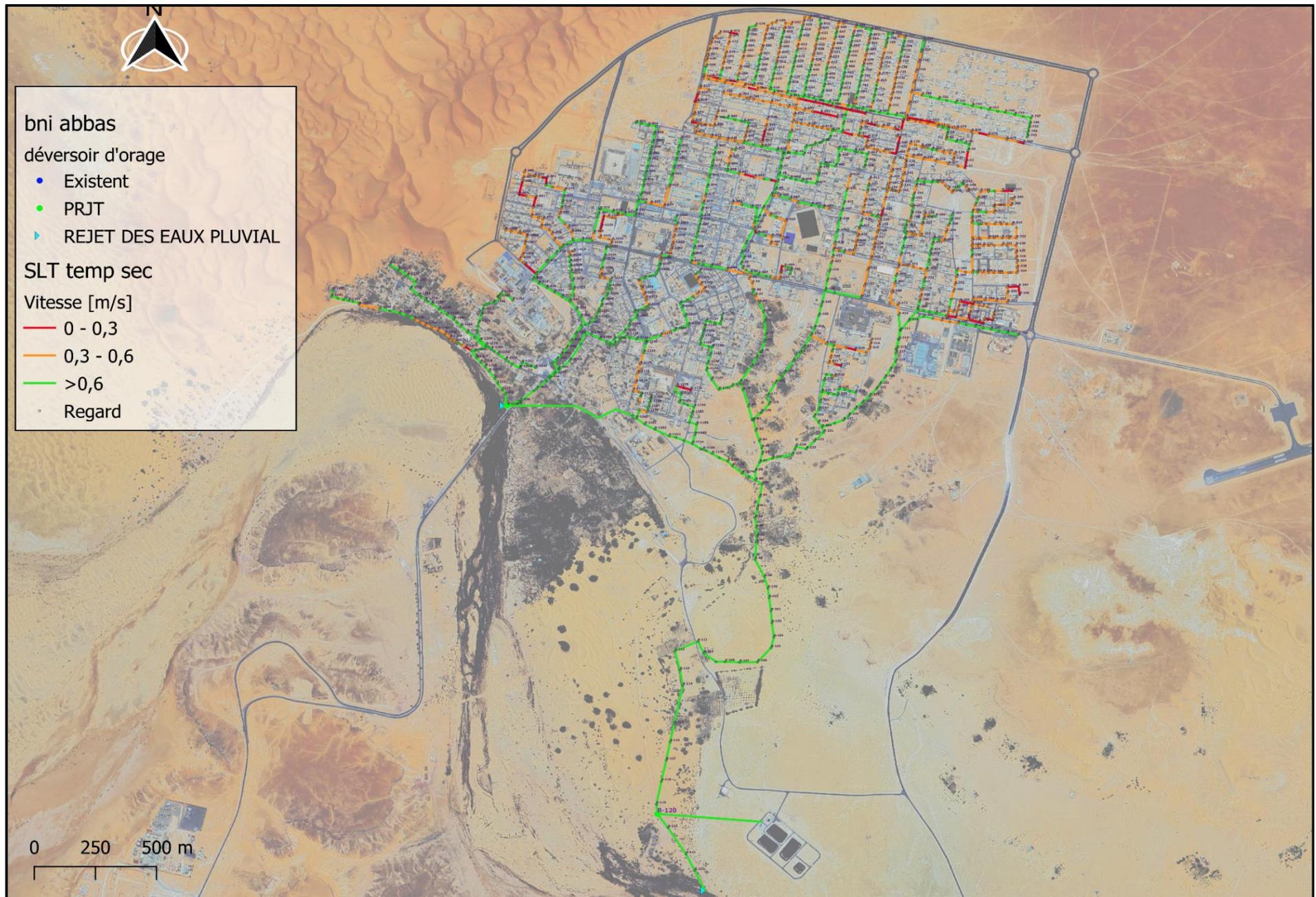


Figure V-20 : les résultats de simulation des options en temp sec de réseau d'assainissement de La commune de Beni Abbas [vitesse]

➤ **Interprétation :**

Les résultats de la simulation montrent que les solutions proposées ont amélioré la capacité d'auto-curage de 80 % du réseau d'assainissement.

Compte tenu de la morphologie plate du terrain, l'amélioration des vitesses n'est pas de 100 %. La carte des vitesses nous aide à déterminer les interventions de curage nécessaires :

- Les collecteurs ayant une vitesse inférieure à 0,3 m/s nécessitent un curage mensuel.
- Les vitesses comprises entre 0,3 et 0,6 m/s nécessitent un curage saisonnier.

Conclusion :

Dans ce chapitre, plusieurs modèles ont été proposés pour la modélisation du réseau d'assainissement de la commune de Béni Abbés, le modèle SWMM a été retenu pour la simulation et le QGIS pour l'affichage des résultats. La méthodologie de travail a été présentée en détail. La modélisation hydraulique de l'état actuel du réseau d'assainissement de la ville de Béni Abbés a été réalisée pour deux scénarios : la saison pluvieuse et la saison sèche. Les résultats montrent une défaillance hydraulique du réseau dans les deux cas. Pour remédier à cette situation, une amélioration de la conception du réseau a été proposée. Cette nouvelle conception a été modélisée dans les deux scénarios et a démontré son efficacité et sa durabilité à long terme



Chapitre VI :
ETUDE DES SYSTEMES
DE RELEVAGE



Chapitre VI : ETUDE DES SYSTEMES DE RELEVAGE**Introduction :**

Le système d'évacuation des eaux usées en zone urbaine consiste à collecter les rejets d'eaux usées et pluviales, puis à les acheminer à travers un réseau de canalisations vers les stations d'épuration.

L'acheminement des eaux usées des habitations vers les stations d'épuration se fait généralement par écoulement gravitaire à travers les déversoirs d'orage seulement. Cependant, dans certains cas, la topographie ne permet pas un tel écoulement. Dans cette situation, un relevage des eaux usées vers la station ou un point plus élevé est indispensable. Cela se fait par le biais d'une station de relevage ou de refoulement, comme c'est le cas pour notre zone d'étude.

VI.1 Présentation des systèmes de relevage projetés :

Conformément au schéma d'aménagement d'assainissement établi dans le chapitre de modélisation, il est prévu deux systèmes de relevage des eaux usées qui collecteront les eaux usées de toute la commune de Beni Abbès et les dirigeront vers la station d'épuration située à l'extrémité sud-est de la commune. Ce schéma prévoit l'élimination de tous les rejets d'eaux usées à travers un système de collecte gravitaire et sous pression.

L'objectif de cette étude est de collecter les eaux usées de la partie aval des surfaces élémentaires de la commune de Beni Abbès et de les acheminer vers la station d'épuration. Nous proposons donc une option d'aménagement adaptée au développement urbanistique de la zone d'étude pour chaque station de relevage.

VI.1.1 Station de relevage N°1 :

L'option retenue pour cette station consiste à projeter un collecteur gravitaire qui prend naissance au niveau du déversoir d'orage N°01 prévu, situé à proximité des rejets 01 et 02, avec une longueur de 10 mètres et un diamètre de 400 mm. Ce collecteur interceptera les eaux usées de la partie nord-ouest de la commune de Beni Abbès et les acheminera gravitairement vers la station de relevage projetée. (Voir figure VI-1)

Cette station refoulera les eaux usées à travers une conduite de refoulement de 450 mm de diamètre sur une longueur de 540 mètres pour atteindre le regard d'arrivée R-1160. Comme illustré sur la carte suivante :

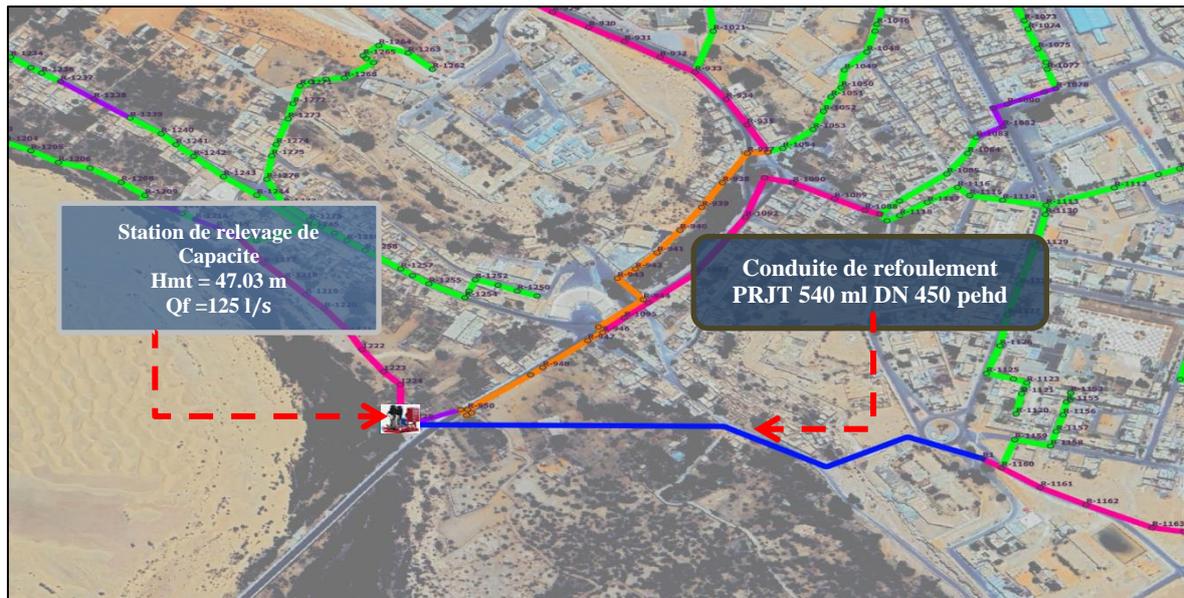


Figure VI-01 : carte représentative de la station de relevage N°1
Source : QGIS

VI.1.2 Station de relevage N°2 :

L’option retenue pour cette station consiste à projeter un collecteur gravitaire qui prend naissance au niveau du déversoir d’orage N°02 prévu, situé à proximité de REJET 03 avec une longueur de 25 mètres et un diamètre de 800 mm. Ce collecteur interceptera les eaux usées de la partie nord et nord-est de la commune de Beni Abbès et les acheminera gravitairement vers la station de relevage projetée voir figure (VI-02)
 Cette station refoulera les eaux usées à travers une conduite de refoulement de 860 mm de diamètre sur une longueur de 430 mètres pour atteindre l’entrée de la station d’épuration.
 Comme illustré sur la carte suivante :

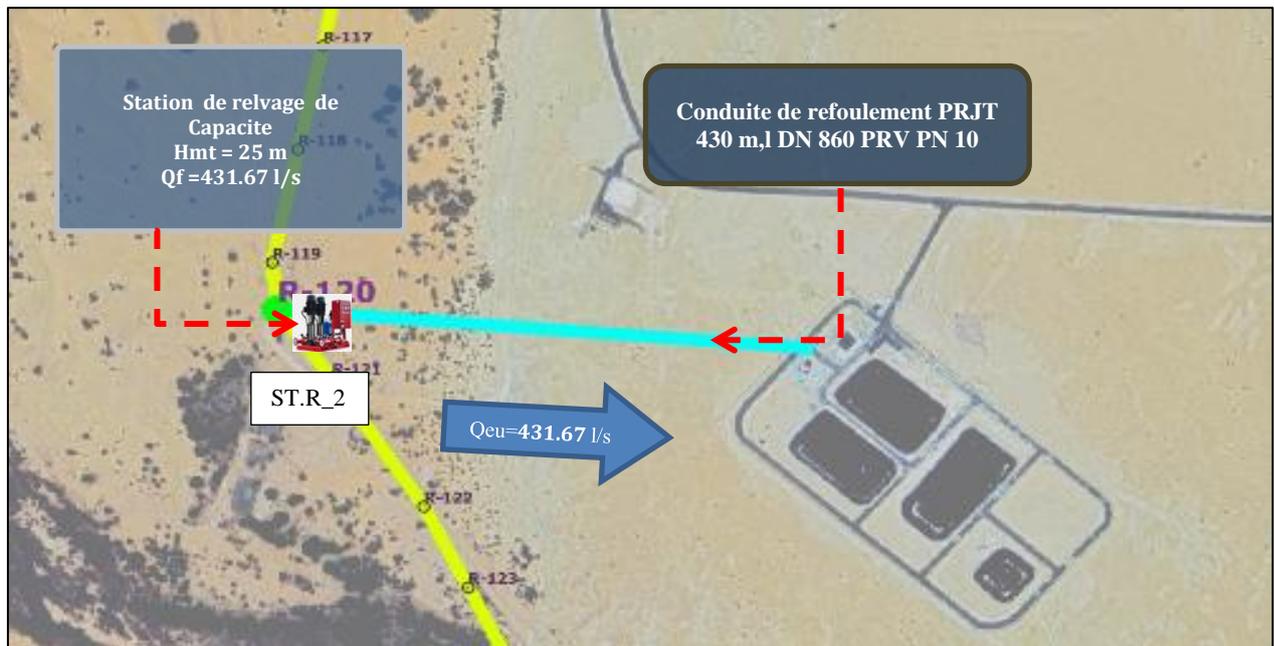


Figure VI-02 : carte représentative de la station de relevage N°02
Source : QGIS

VI.2 Dimensionnement des stations de relevage :

La station de relevage 01 sera projetée pour prendre en charge des rejets 01 et 02 de la commune des Beni Abbas Le calcul des débits d'eaux usées a été fait dans le chapitre V, le tableau (V-01) récapitule les résultats

La station de relevage 02 sera projetée pour prendre en charge des rejets 01,02 et 03 de la commune des Beni Abbas pour ce faire, on prend le débit d'eaux usées total de la commune.

Tableau VI.01- Récapitulatif des débits de points de temps sec des rejets 1 et 2

	Sous bassins	Qp (dom) Future (m3/s)	Qeq (m3/s)	Qp (m3/s)	Q Total (m3/s) future	Q total (l/s) future
REJET 1	S136	0.00043	0.00111	0.00023	0.00177	1.77128
	S137	0.00032	0.00008	0.00018	0.00058	0.58304
	S138	0.00016	0.00044	0.00012	0.00073	0.72504
	S139	0.00052	/	0.00041	0.00093	0.92780
	S140	0.00775	0.00167	0.00495	0.01437	14.36778
	S141	0.00039	/	0.00017	0.00055	0.55418
	S142	0.00063	0.00008	0.00020	0.00091	0.90851
	S143	0.00155	0.00008	0.00046	0.00209	2.08859
				Total	21.92621398	
REJET 2	S59	0.00196	/	0.00072	0.00268	2.68
	S60	0.00263	0.00068	0.00121	0.00452	4.52
	S61	0.00119	0.00088	0.00048	0.00254	2.54
	S62	0.00010	/	0.00006	0.00016	0.16
	S64	0.00049	0.00058	0.00018	0.00126	1.26
	S65	0.00059	/	0.00022	0.00081	0.81
	S66	0.00073	/	0.00028	0.00102	1.02
	S67	0.00062	0.00031	0.00025	0.00118	1.18
	S68	0.00135	0.00001	0.00054	0.00189	1.89
	S103	0.00050	0.00097	0.00018	0.00165	1.65
	S104	0.00036	/	0.00013	0.00049	0.49
	S105	0.00036	/	0.00013	0.00049	0.49
	S106	0.00009	/	0.00004	0.00013	0.13
	S107	0.00050	0.00033	0.00020	0.00103	1.03
	S108	0.00095	0.00008	0.00032	0.00136	1.36
	S109	0.00026	0.00014	0.00009	0.00049	0.49
	S110	0.00027	0.00006	0.00010	0.00043	0.43
	S111	0.00105	/	0.00034	0.00139	1.39
	S112	0.00089	0.00028	0.00029	0.00145	1.45
	S114	0.00036	0.00007	0.00013	0.00056	0.56
S115	0.00015	0.00778	0.00006	0.00799	7.99	
S116	0.00036	0.00011	0.00014	0.00062	0.62	
S118	0.00023	/	0.00010	0.00033	0.33	

	S119	0.00050	/	0.00021	0.00071	0.71
	S120	0.00009	0.00017	0.00005	0.00030	0.30
	S133	0.00163	/	0.00062	0.00225	2.25
	S134	0.00078	0.00056	0.00047	0.00181	1.81
	S135	0.00032		0.00023	0.00055	0.55
					Total	40.07484335

VI.2.1 Calcul du Débit de dilution Qd :

Le débit de dilution que la station de relevage doit refouler est calculé en prenant en considération le débit des petites pluies, dans notre cas, nous prenons une dilution des eaux usées égale à 2 fois le débit en temps sec :

❖ **Station de relevage 01 :**

$$Q_{ST. R1} = (Q_{REJET01} + Q_{REJET 02}) * 2 \dots\dots\dots (VI ;1)$$

$$Q_{ST. R1} = (21.92 + 40.07) * 2 = 125 \text{ l/s}$$

➤ Donc le débit de relevage de la station 01 est Q= 125 l/s avec un relevage de 24/24h.

❖ **Station de relevage 02 :**

$$Q_{ST. R2} = (Q_{REJET01} + Q_{REJET 02} + Q_{REJET 3}) * 2$$

$$Q_{ST. R2} = (231.67) * 2 = 463.34 \text{ l/s}$$

➤ Donc le débit de relevage de la station 02 est Q= 463.34 l/s avec un relevage de 24/24h

VI.2.2 Choix de système de pompage :

VI.2.2.1 Calcul de diamètre économique :

Pour déterminer le diamètre économique de la conduite de refoulement, nous utilisons deux formules approchées :

1. Le débit d'équipement
2. Le diamètre calculé avec la formule de Bonin comme première approximation

. Pour dimensionner la conduite de refoulement, nous appliquons la formule de Bonin pour une première approximation :

$$D = \sqrt{Q} \dots\dots\dots (VI.2)$$

Avec :

D : Diamètre intérieur de la conduite en m

Q : Débit véhiculé par la conduite en m³/s

✚ **Application numérique :**

❖ **Station de relevage 01 :**

$$D = \sqrt{0.125} = 0.352 \text{ m} \quad \text{et} \quad v = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 * 0.125}{3.14 * 0.368^2} = 1.17 \text{ m/s}$$

Le diamètre calculé est de 352 mm. Une analyse technico-économique, tenant compte de divers paramètres, nous orientera vers le diamètre optimal.

➤ Pour un débit de 0.125 m³/s, le diamètre normalisé obtenu est de 450 PRHD PN 10

❖ Station de relevage 02 :

$$D = \sqrt{0.463} = 0.681 \text{ m} \quad \text{et} \quad v = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0.463}{3.14 \cdot 0.86^2} = 0.84 \text{ m/s}$$

❖ Pour le débit de 0.463 125 m³/s, le diamètre normalisé obtenu est **860 PRV PN 10**

V.2.2.2 Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) :

Pour le calcul de la hauteur manométrique totale, nous disposons des données suivantes :

$$\text{HMT} = H_g + \Delta H_t \dots\dots\dots(\text{VI.3})$$

- H_g : la hauteur géométrique tel que

$$H_g = (\text{Cote d'arrivée} - \text{Cote de départ de l'axe de la pompe})$$

ΔH_t : la somme des pertes de charge linéaires et singulières.

VI.2.2.2.1. Les pertes de charge linéaires :

Ils ont été évalués à partir de la formule de DARCY car il est la plus utilisée aux Etats-Unis, et elle n'est applicable que pour les écoulements d'eau. Son expression est la suivante :

⇒ Les pertes de charge linières :

$$H_l = \left(\frac{8 \cdot f \cdot L \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot D^5} \right) \dots\dots\dots(\text{VI.4})$$

Où :

H_l: Perte de charge linéaire, en (m) ;

Q : débit, en (m³/s) ;

L : longueur du tuyau, en (m) ;

D : diamètre du tuyau, en (m) ;

C : coefficient de perte de charge de DARCY, on prend pour le PEHD C=0.014

VI.2.2.2.2 Les pertes de charge singulière :

Elles sont causées par les singularités des différents accessoires de la conduite (coudes, vannes, clapets, etc.). Elles sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires pour une adduction ou une conduite longue.

$$\Delta H_5 = 10\% \Delta H_L \dots\dots\dots(\text{VI.5})$$

- Les résultats des calculs des caractéristiques hydrauliques de la conduite de refoulement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.02 : Caractéristiques hydrauliques de la conduite de refoulement

Nombre de la station	Diamètre (mm)	V (m/s)	L (m)	H _g (m)	ΔH _L (m)	ΔH ₅ (m)	HMT (m)
ST. R 01	450	1.17	540	45.40	1.42	1.63	47.03
ST. R 02	860	0.84	430	20	4.06	4.67	7.3

VI.2.2.3 Puissance absorbée et utile :

La puissance de la pompe se calcule à partir de la relation suivante :

$$\rho = \frac{\rho g Q \cdot HMT}{\eta} \dots\dots\dots(VI.6)$$

Où :

ρ : La masse volumique de liquide en (kg/m³) ;

P : Puissance en (Kw) ;

η : Rendement de pompage $\eta_1=0,479$, $\eta_2=0,687$

HMT : Hauteur manométrique totale ;

Q : Débit refoulé

La puissance disponible sur l'arbre d'entraînement de la roue de la pompe correspond à la puissance absorbée Pa de cette pompe. La puissance transmise au liquide par la pompe est appelée puissance utile donnée par la relation suivante :

$$Pu = \gamma Q H \dots\dots\dots(VI.7)$$

Où :

γ : poids spécifique du liquide ;

Q : débit de la pompe ;

H : hauteur manométrique totale d'élévation.

Les calculs des puissances et les puissances utiles des deux stations sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.04 : calcule des puissances absorbée et utile des stations de relevages

La station de relevage	La puissance absorbée (KW)	La puissance utile (KW)
ST. R 01	119.45	57.21
ST. R 02	163.20	112.12

VI.2.2.4 Choix des pompes :

Nous avons utilisé le logiciel CAPRARI pour le choix du type et du nombre des pompes, le choix est basé sur les critères suivant :

- Puissance absorbée minimale
- Nombre minimal de pompes et type de pompe.
- Le nombre de tours par minute
- Meilleur rendement.
- NPSH requis minimal.

Pour le choix du type et du nombre de pompes, le tableau VI.03 englobe les caractéristiques des pompes choisies pour chaque station de relevage.

Tableau V.03 : caractéristiques des pompes choisies

La station de relevage	N° des pompes	N° des pompes de secours	Q (l/s)	HMT (m)	Type de pompe	H ref	η (%)	Vitesse (Tr/min)	p_{abs} (kw)	(NPSH) _r (m)
ST. R 01	2	1	126	63.3	KCM150R 55042NA-E	48	47.9	1460	49.7	/
ST. R 02	3	1	364	33.9	KCM250R 45062NA-E	25	68.7	982	42.3	/

Pour la station de relevage 01, nous avons utilisé 2 pompes identiques en parallèle, tandis que pour la station de relevage 02, nous en avons utilisé 3 (voir les fiches techniques des pompes (Annexe VI) dans le document Annexe).

VI.2.2.5 Dimensionnement de la fosse réceptrice (puisard) :

Le volume utile de la fosse réceptrice de la station de relevage dépend du nombre et de la fréquence des démarrages que les pompes peuvent assurer. Le volume de la bêche est déterminé par la formule suivante :

$$v = \frac{Q \cdot \frac{1}{T}}{4(N-1)} \dots\dots\dots(VI.8)$$

Avec :

- Q_{max} : débit de la pompe en m³/h
- T : nombre de démarrage par heure, Z = 6 h-1
- N : Nombre de pompe identiques excluant la pompe de secours

D'où le volume théorique de la fosse pour chaque station :

⇒ Station de relevage 01 :

$$V = \frac{[125 * 3.6]}{6} = 74.40 \text{ m}^3$$

⇒ Station de relevage 02 :

$$V = \frac{[436 * 3.6]}{6} = 278.01 \text{ m}^3$$

VI.3 Les Ouvrages Annexes :

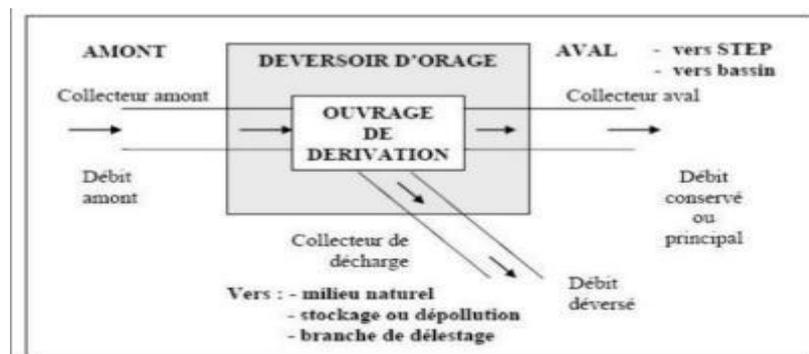
Chaque station de relevage ou de refoulement comprend de nombreux ouvrages secondaires qui assurent le bon fonctionnement des pompes et la sécurité de la station, depuis le point d'entrée des effluents jusqu'au point de sortie. Parmi ces ouvrages figurent le déversoir d'orage, le dégrilleur, le dessableur et le réservoir anti-bélier.

VI.3.1 Dimensionnement des déversoirs dorages pour chaque station :

VI.3.1.1 Définition et fonctions :

Le déversoir d'orage est un ouvrage d'assainissement conçu pour évacuer l'eau de pluie en cas de fortes précipitations. Il est principalement utilisé dans les réseaux unitaires, qui collectent à la fois les eaux usées et les eaux pluviales.

Il se compose d'une ouverture dans la canalisation permettant à l'eau de pluie de s'écouler directement dans le milieu naturel sans traitement. Cette ouverture est équipée d'un dispositif de réglage permettant de contrôler le débit d'eau qui peut s'écouler par le déversoir.



Figures VI.03 : Schéma de principe du déversoir d'orage

Un déversoir d'orage doit donc assurer trois fonctions¹² principales :

- Permettre le transit des eaux usées en période de temps sec sans surverse et sans réduire excessivement la vitesse d'écoulement, afin de limiter la décantation des matières en suspension présentes dans l'effluent.
- Autoriser le passage des eaux usées et des eaux pluviales de faible intensité sans débordement jusqu'au débit de référence, qui correspond au débit maximal admis en aval.
- Évacuer le surplus d'eau de pluie (au-delà du débit de référence) sans provoquer de surpression ou de dépôts dans la conduite amont, et sans surcharger excessivement le réseau aval.

VI.3.1.2 Emplacement des déversoirs d'orage :

Avant de positionner les déversoirs d'orage, il est crucial de considérer les éléments suivants :

- Le milieu récepteur et son équilibre après le rejet des effluents, en établissant un degré de dilution en fonction de son pouvoir auto-épuration.
- Les valeurs de débit compatibles avec ce degré de dilution et avec l'économie générale du projet, en recherchant un facteur de probabilité de déversement qui limite la fréquence des rejets d'effluents dans le milieu récepteur.
- La capacité et la surface des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et assurer un bon fonctionnement.

- Le régime d'écoulement et les niveaux d'eau dans les canalisations en amont et en aval.
- La topographie du site et les variations de pentes.

VI.3.1.3 Les types des déversoirs :

Les déversoirs d'orage se distinguent en fonction de la pente, de l'écoulement et de la position de la station d'épuration (STEP) ou bien la station de relevage :

- Déversoir à seuil frontal
- Déversoir à seuil latéral
- Déversoir à double seuil latéral
- Déversoir à ouverture de fond
- Déversoir de type by-pass

VI.3.1.4 Choix du type de déversoir d'orage :

Le choix du type de déversoir d'orage dépend de plusieurs facteurs¹², parmi lesquels :

- Les conditions hydrologiques du site, incluant la pluviométrie moyenne et les intensités maximales des précipitations.
- La topographie du site, en particulier la pente des canalisations et la présence de dépressions.
- Les caractéristiques du réseau d'assainissement, telles que le diamètre et la pente des canalisations.
- Les contraintes environnementales, y compris la protection des eaux naturelles et la prévention des nuisances sonores.

NB :

- Dans notre situation, nous avons deux déversoirs d'orage, tous deux de type latéral.

VI.3.1.5 Procédé de dimensionnement des déversoirs d'orage :

A) Le déversoir d'orage de la station de relevage -1- :

a. Temp de concentration T_c :

$$T_c = T_1 + T_2 = T_2 + \frac{L}{60V} \dots\dots\dots(VI.9)$$

Avec :

- T_2 : le temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement [2 à 20] min
- L : longueur totale du collecteur le plus long (m).
- V : vitesse moyenne égale à la somme des vitesses de chaque tronçon sur le nombre des tronçons (m/s)

$$T_c = 10 + \frac{1892}{60 \cdot 2.87} = 20,987 \text{ min}$$

b. Coefficient de retardement :

-

$$z = 1 - \frac{T_c}{100} = 0.790 \text{ min}$$

c. Débit de dimensionnement (débit critique) :

$$Q_c = Z \times Q_t$$

Avec : - Q_t : débit total (m³ /s)

$$Q_c = 0,790 \times 0.78 = 0.617 \text{ m}^3 / \text{s}$$

d. Débit de la station de relevage :

$$Q_{STR1} = C \text{ dilution} \times Q_{ts}$$

Avec :

- C dilution : coefficient de dilution
- Q_{ts} : débit de temps sec (m³/s)

$$Q_{STR1} = 2 \times 0,06201 = 0,12402 \text{ m}^3/\text{s}$$

e. Débit déversant :

$$Q_{dev} = Q_c - Q_{STEP} \Rightarrow Q_{dev} = 0.616 - 0.12402 = 0.492 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Les hauteurs d'eau correspondant aux débits à l'amont du déversoir :

Nous utilisons l'abaque pour visualiser la variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage, selon la formule de Bazin.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI-5 : Résultat des hauteurs d'eau correspondant aux débits I :

DOI	Q (m ³ /s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rh	Hps (m)	H(m)
Critique	0,61629965	0,72391388	0,85134388	0,7	0,8	0,56
S-relevage 1	0,12402	0,72391388	0,17131872	0,25	0,8	0,2

f. La hauteur déversant :

$$H_{dev} = H_c - H_{STR1} \Rightarrow H_{dev} = 0,56 - 0,2 = 0,36 \text{ m}$$

g. La longueur du seuil du déversoir :

$$L = \frac{Q_{dev}}{m \cdot \sqrt{2g \cdot H^2}} = 1,286 \text{ m}$$

B) Le déversoir d'orage de la station de relevage -1- :

h. Temp de concentration T_c :

$$T_c = T_1 + T_2 = T_2 + \frac{L}{60V} \dots \dots \dots (VI.10)$$

Avec :

- T_2 : le temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement [2 à 20] min
- L : longueur totale du collecteur le plus long (m).
- V : vitesse moyenne égale à la somme des vitesses de chaque tronçon sur le nombre des tronçons (m/s)

$$T_c = 15 + \frac{4798}{60 \cdot 2.87} = 42.96 \text{ min}$$

i. Coefficient de retardement :

$$z = 1 - \frac{T_c}{100} = 0.570 \text{ min}$$

j. Débit de dimensionnement (débit critique) :

$$Q_C = Z \times Q_t$$

Avec : - Q_t : débit total (m³/s)

$$Q_C = 0.57 \cdot 1.13 \times 0.78 = 0.644 \text{ m}^3/\text{s}$$

k. Débit de la station de relevage :

$$Q_{STR_2} = C \text{ dilution} \times Q_{ts}$$

Avec :

- C dilution : coefficient de dilution
- Q_{ts} : débit de temps sec (m³/s)

$$Q_{STR_1} = 2 \times 0.23167 = 0.46334 \text{ m}^3/\text{s}$$

l. Débit déversant :

$$Q_{dev} = Q_c - Q_{STR} \Rightarrow Q_{dev} = 0.6445 - 0.46334 = 0.181 \text{ m}^3/\text{s}$$

Les hauteurs d'eau correspondant aux débits à l'amont du déversoir :

Nous utilisons l'abaque pour visualiser la variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage, selon la formule de Bazin.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI-6 : Résultat des hauteurs d'eau correspondant aux débits II :

DO2	Q (m ³ /s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rh	Hps (m)	H(m)
Critique	0,64454779	1,52995506	0,42128544	0,45	0,8	0,36
S-relevage	0,46334	1,52995506	0,3028455	0,37	0,8	0,296

m. La hauteur déversant :

$$H_{dev} = H_c - H_{STR1} \Rightarrow H_{dev} = 0,36 - 0,296 = 0,064 \text{ m}$$

n. La longueur du seuil du déversoir :

$$L = \frac{Q_{dev}}{m \cdot \sqrt{2g \cdot H^2}} = 6.317 \text{ m}$$

VI.3.1.6 Procédés de Dimensionnement de Dégrilleurs :

Pour prévenir l'intrusion d'éléments perturbateurs dans l'écoulement, il est recommandé d'installer des dégrilleurs.

Leur fonction est de retenir les corps les plus volumineux transportés par les effluents pluviaux ou les eaux usées lors de leur circulation dans le réseau.

VI.3.1.6.1 Dimensionnement de la grille

La superficie ouverte (surface verticale) de la grille est donnée par la formule

$$S = \frac{Q}{V * a * c} \dots \dots \dots (VI.11)$$

Où :

Q : Débit maximal à travers la grille.

V : Vitesse de l'écoulement à travers la grille.

a : Coefficient de passage libre donné par la relation :

$$a = \frac{\text{diamètre des barreaux}}{(\text{diamètre des barreaux} + \text{espacement entre les barreaux})}$$

c : Coefficient de colmatage dépendant de la qualité de l'eau et du système de reprise des résidus. Généralement :

0.1 < C < 0.3 pour une grille manuelle.

0.4 < C < 0.5 pour une grille automatique.

✚ Application numérique

⇒ STATION DE RELEVAGE 01 :

$$a = \frac{10}{(10 + 15)} = 0.4$$

$$S = \frac{Q}{V * a * c} = \frac{0.125}{0.6 * 0.4 * 0.3} = 1.72 \text{ m}^2$$

⇒ STATION DE RELEVAGE 02 :

$$a = \frac{10}{(10 + 15)} = 0.4$$

$$S = \frac{Q}{V * a * c} = \frac{0.463}{0.6 * 0.4 * 0.3} = 6.44 \text{ m}^2$$

❖ La hauteur de la grille est donnée par la relation

$$\text{Hauteur de la grille} = \frac{\text{superficie ouverte}}{\text{Largeur de la grille}}$$

VI.3.1.6.2 Calcul de nombre des barreaux

La largeur de la grille égale $L = N_e.e + N_b.b$

Où :

- Nb : Nombre des barreaux ;
- Ne: Nombre d'espacement ;
- e : espacement entre les barreaux ;
- b: diamètre des barreaux.

Par suite :

$$N_b = \frac{\text{Largeur de la grille} - \text{Espacement entre les barreaux}}{\text{Espacement} + \text{Diamètre des barreaux}}$$

✚ Application numérique

⇒ STATION DE RELEVAGE 01 :

$$N_b = \frac{1 - 0.015}{0.015 + 0.01} = 39.4$$

$$\text{Hauteur de la grille} = \frac{\text{superficie ouverte}}{\text{Largeur de la grille}} = \frac{1.72}{1} = 1.72 \text{ m}$$

⇒ STATION DE RELEVAGE 02 :

$$N_b = \frac{1 - 0.015}{0.015 + 0.01} = 39.4$$

$$\text{Hauteur de la grille} = \frac{\text{superficie ouverte}}{\text{Largeur de la grille}} = \frac{6.44}{1} = 6.44 \text{ m}$$

VI.3.1.7 Protection des conduites contre le coup de bélier :

Les équipements de protection sont variés et sélectionnés en fonction du niveau de protection recherché, ainsi que des caractéristiques hydrauliques et géométriques des installations. Ils sont conçus pour prévenir les dépressions et les surpressions. Voici quelques exemples :

- Les réservoirs d'air avec ou sans clapet de décharge
- Les cheminées d'équilibre
- Les clapets de by-pass à l'aspiration
- Les soupapes de protection contre les surpressions
- Les réservoirs d'eau avec clapet de sécurité
- Les volants d'inertie
- Les soupapes d'entrée d'air

Pour notre étude, nous avons choisi un réservoir d'air en raison de plusieurs avantages :

- Il protège contre les dépressions et les surpressions
- Il est facile à installer et à contrôler
- Il est adapté aux moyennes et grandes hauteurs de refoulement

A) La célérité d'onde :

Une onde se forme alors dans la conduite de refoulement, se propageant à la vitesse du son "a", dont la valeur dépend de la compressibilité de l'eau et de l'élasticité du tuyau.

ALLIEVI donne la valeur suivante pour la vitesse "a" de l'onde (en m/s) :

$$c = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k \frac{d}{e}}} \dots \dots \dots \text{(VI.12)}$$

Où :

d : diamètre intérieur de la conduite (m) ;

c : célérité d'onde (m/s) ;

e : épaisseur du tuyau (m) ;

K : Coefficient de l'élasticité de la conduite.

✚ Application numérique :

⇒ Station de relevage 1 :

$$c = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 83 \frac{0.125}{0.0409}}} = 319.27 \text{ m/s}$$

⇒ Station de relevage 2 :

$$c = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 83 \frac{0.463}{0.014}}} = 138.00 \text{ m/s}$$

B) Méthode de VIBERT

C'est une méthode graphique simplifiée de détermination du volume d'air. Abstraction des pertes de charges dans la conduite. Non prise en compte de l'organe d'étranglement.

❖ Détermination de la valeur de surpression et de dépression :

La valeur maximale de la surpression et de la dépression est donnée par les relations suivantes :

$$\Delta h = \pm \frac{cV_0}{g} \dots \dots \dots \text{(VI.13)}$$

- La surpression

$$H_s = H_g + \Delta H \dots \dots \dots \text{(VI.14)}$$

- La dépression

$$H_d = H_g - \Delta H \dots \dots \dots \text{(VI.15)}$$

Où :

- V_0 : Vitesse d'écoulement en régime normal (m/s) ;
- g : accélération de la pesanteur (9,81 m²/s) ;
- c : Célérité en (m/s) ;
- H_g : la hauteur géométrique (m).

🚦 Application numérique

⇒ Station de relevage 1 :

$$\Delta h = \pm \frac{319.27 * 1.17}{9.81} = 11.23 \text{ m}$$

- La surpression :

$$H_s = H_g + \Delta h = 45.4 + 37.92 = 83.32$$

- La dépression :

$$H_d = H_g - \Delta h = 45.4 - 37.92 = 7.48 \text{ m}$$

⇒ Station de relevage 2:

$$\Delta h = \pm \frac{138 * 0.80}{9.81} = 11.23$$

- La surpression

$$H_s = H_g + \Delta h = 20 + 11.23 = 31.23 \text{ m}$$

- La dépression

$$H_d = H_g - \Delta h = 20 - 11.23 = 8.77 \text{ m}$$

Remarque :

si la surpression est inférieure à la pression nominale de la conduite donc on a pas besoin dans ce cas d'un réservoir d'anti-bélier parce que Z_{\max}/Z_0 valeur hors l'abaque de Vibert.

❖ Détermination La vitesse d'écoulement en régime permanent

Elle est donnée par la relation suivante :

$$v = \frac{Q}{A} \dots \dots \dots (VI.16)$$

Où :

Q : le débit refoulé ;

A : la surface de la conduite.

La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 \dots \dots \dots (VI.17)$$

$$h_0 = \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots (VI.18)$$

✚ Application numérique

⇒ Station de relevage 1 :

$$Z_0 = H_g + 10 = 45.4 + 10 = 55.4$$

$$h_0 = \frac{v^2}{2g} = \frac{1.17^2}{2 \cdot 9.81} = 0.07$$

⇒ Station de relevage 2:

$$Z_0 = H_g + 10 = 20 + 10 = 30$$

$$h_0 = \frac{v^2}{2g} = \frac{0.84^2}{2 \cdot 9.81} = 0.03$$

C) Rapports de l'abaque de Vibert :

$$h_0 / Z_0$$

$$Z_{\max} / Z_0$$

✚ Application numérique

⇒ Station de relevage 1 :

$$h_0 / Z_0 = 0.00327$$

$$Z_{\max} / Z_0 = 2$$

⇒ Station de relevage 2:

$$h_0 / Z_0 = 0.00214$$

$$Z_{\max} / Z_0 = 1.74$$

On a les valeurs de (h_0/Z_0) et (Z_{max}/Z_0) on peut tirer la valeur de $(V_0/L \cdot S)$ et (Z_{min}/Z_0) à partir de l'abaque de VIBERT montré dans la figure. Suivante :

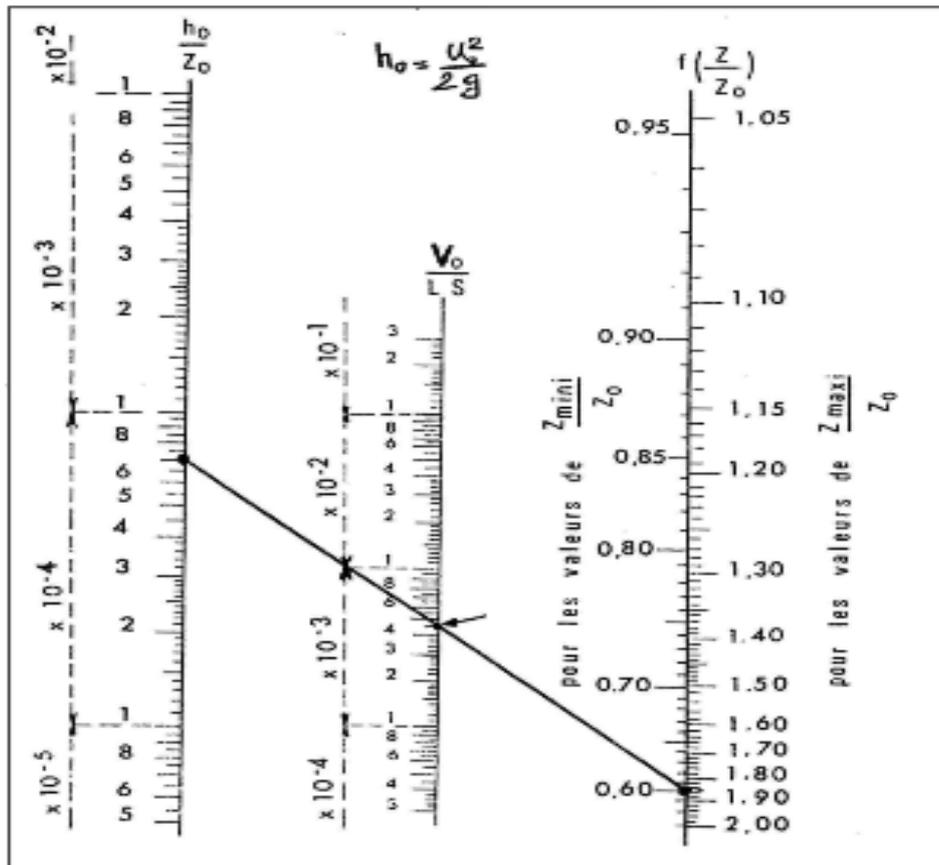


Figure 06 : Abaque de VIBERT

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons étudié le système de relevage projeté de la commune des Beni Abbes, qui est destiné à refouler les eaux usées de la commune vers la station d'épuration, il est essentiel de souligner l'importance de ces éléments dans la gestion efficace des eaux pluviales et usées, la dimensionnement précis de ces systèmes garantit le bon fonctionnement des réseaux d'assainissement.

Conclusion générale

L'assainissement urbain est un pilier fondamental pour la protection de la santé publique et la préservation de l'environnement. Il assure la collecte, le traitement et l'évacuation des eaux usées et pluviales, prévenant ainsi les risques de contamination, les inondations urbaines et les maladies liées à l'eau. Un réseau d'assainissement bien conçu et bien entretenu est essentiel pour le développement durable des communautés urbaines.

Dans le cadre de ce travail, une évaluation exhaustive de l'état actuel du réseau d'assainissement de la ville de Béni Abbès a été réalisée. Le diagnostic a révélé plusieurs insuffisances dans le réseau existant, soulignant la nécessité de moderniser les infrastructures pour répondre aux besoins croissants de la population.

L'analyse pluviométrique de la zone d'étude a été effectuée avec précision, en utilisant la méthode de la pluie de projet double triangle symétrique. Cette approche a permis de modéliser avec exactitude les conditions de pluie extrêmes, garantissant ainsi une conception robuste des infrastructures d'assainissement.

La modélisation hydraulique du réseau d'assainissement a été réalisée à l'aide du modèle SWMM (Storm Water Management Model), fournissant une simulation détaillée des écoulements d'eaux usées et pluviales. Les résultats obtenus ont servi de base pour proposer des améliorations significatives du réseau, notamment l'augmentation des diamètres des conduites pour augmenter la capacité de transport des eaux.

Par la suite, le réseau proposé a été modélisé pour vérifier l'efficacité des modifications suggérées. En complément, les ouvrages annexes nécessaires ont été dimensionnés, incluant deux stations de relevage pour gérer les différences de niveau et des déversoirs d'orage pour contrôler les débits excédentaires, évitant ainsi les rejets sauvages dans l'environnement.

L'utilisation du modèle SWMM a démontré son efficacité dans la conception et l'optimisation des réseaux d'assainissement. Ce puissant outil de simulation permet d'analyser en détail les performances hydrauliques du réseau sous diverses conditions, facilitant la prise de décision et la mise en œuvre de solutions techniques adaptées.

En conclusion, ce travail offre une feuille de route claire pour améliorer le réseau d'assainissement de Béni Abbès, garantissant une infrastructure durable et efficace capable de protéger la santé publique et l'environnement tout en répondant aux défis posés par l'urbanisation et les conditions climatiques. En investissant dans ces améliorations, Béni Abbès pourra offrir à ses habitants une meilleure qualité de vie et une plus grande résilience face aux défis futurs.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

- [1] APC de Beni Abbes
- [2] ANRH
- [3] DRE Bechar
- [4] TOUAIBIA.B, 2004 « Manuel pratique d'hydrologie »
- [5] Water environment Federation (1970)
- [6] Storm Water Management Model User's Manuel version francais
- [7] SCHMITT, Theo G., THOMAS, Martin et ETTRICH, Norman, 2004.
Analysis and modeling of flooding in urban drainage systems.
- [8] Huber, W.C,1985
- [9] Baud 2008
- [10] KIDD.R.B, CITA.M.B & RYAN.W.B,
- [11] Satin M. et al., 2006. « Guide technique de l'assainissement (3e édition) ». Le Moniteur, Paris
- [12] SALAH BOUALEM 2022, « principe de dimensionnement d'un déversoir d'orage », ENSH, Blida
- [13] MILOUDI.M, 2019.
« L'identité d'une ville saharienne en question,cas de Béni-Abbes ». Mémoire de fin d'étude. Université Mohamed Khider – Biskra
- [14] Camille CLEMENT ,2007 ; rapport de stage)
- [15] Manuelle EPA-SWMM