

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد- تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd- Tlemcen –

Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme** de **MASTER**

En : Hydraulique

Spécialité : Hydraulique Urbaine

Par M^{elle} : HACHEMI Imane.

Sujet

***Analyse du comportement d'un réseau d'assainissement en
Temps de pluie –Cas du chef-lieu de BENSEKRANE-***

Soutenu publiquement, le 11 / 06 / 2023 , devant le jury composé de :

Mr BENTALHA Chakib
Mr MEGNOUNIF

Abdesslam

Mme BOUKLI HACENE
Cherifa

Mme BELARBI Halima

Université de Tlemcen
Université de Tlemcen

Université de Tlemcen

C.U Maghnia

Président
Examineur

Encadreur

Co-Encadreur

Année universitaire : 2022 /2023

Dédicace.

En témoignage de l'amour, je dédie ce modeste travail à :

- ❖ Mon très chère père qui m'a soutenu tout au long de mes études et ma très chère mère qui m'a toujours chérie et comblé de son affection. Que dieu les gardes.*
- ❖ Ma très chère soeur : Hadjira qui m'a soutenu tout au long des études, son mari Ammar, mes chères neveux Abdellah et Sohaib et sa famille.*
- ❖ Mon très cher frère : Ali pour tout son amour .*
- ❖ Ma très chère soeur : Asma, je n'oublie pas ses précieuses aides matérielle et morale, que dieux les protèges, son mari Samir, mon adorable nièce Rima et mes neveux yaser et Amir et sa famille.*
- ❖ Ma seul grand- mère pour tout l'amour et sa prière pour moi.*
- ❖ Tous ceux qui portent le nom « HACHEMI».*
- ❖ Mon très chère fiancé Samir et toute ma belle famille.*
- ❖ Mes chères amies : Dalila, Sarra, Ikram, Amina.*
- ❖ Tous mes amis(es).*
- ❖ A ma promo de 2^{ème} année master hydraulique urbaine 2021/2022.*
- ❖ A tous ceux qui m'ont aidé de près et de loin, pour la réalisation de ce mémoire...*

HACHEMI Imane

Remerciements

En tout premier lieu, je remercie le bon Dieu, tout puissant, de m'avoir donné la force pour survivre, ainsi que l'audace pour dépasser toutes les difficultés.

On tient ensuite à remercier mes parents pour le soutien inconditionnel dont ils ont fait preuve depuis que notre projet professionnel est défini. Merci pour le soutien financier, moral, psychologique et matériel. Si je suis ici aujourd'hui, c'est grâce à vous !

On souhaite aussi remercier mes encadreurs Mme BOUKLI HACENE CHERIFA et Mme BELARBI HALIMA d'avoir accompli parfaitement leurs rôles et pour les orientations précieuses dont ils nous ont fait part. On ne saurait les remercier assez pour leurs soutiens et leur suivi scientifique.

Je vifs remerciements vont également aux membres du jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce travail.

Je remercie également les gens de l'ONA centre de Bensekrane qui n'ont pas hésité un moment pour me donner les informations dont on avait besoin.

Je remercie chaleureusement tous les enseignants qui nous ont enseigné depuis l'école primaire jusqu'à l'université.

Enfin je remercie tout à toutes les personnes qui ont, de près ou de loin, apporté aide et encouragement.

Il me reste à ne pas oublier de remercier tant de personnes, qui ne peuvent être nommées de peur d'en oublier, que chacun sache qu'ils existent dans mon esprit et dans mon cœur.

Merci à tous

Résumé

Grâce au développement des programmes informatiques qui sont basés sur la modélisation, il est devenu facile de réaliser les vérifications des réseaux d'assainissement par le biais de simulation de leur fonctionnement à partir des différents logiciels. Dans l'objectif de montrer l'importance de ces nouveaux outils, nous avons abordé dans ce mémoire, une partie théorique sur la modélisation hydraulique et une application par logiciel de simulation SWMM sur une zone de Bensekrane (W. Tlemcen). La modélisation illustre la méthodologie de mise en oeuvre du modèle et les options qui seront prises durant les démarches de construction de ce travail. Ce travail a pour objectif de modéliser le réseau d'assainissement existant de BENSEKRANE et de proposer la méthode de gestion en couplant le SIG et un modèle hydraulique. Les données primaires ont été obtenues au moyen d'une analyse de terrain et des questionnaires, tandis que des données secondaires ont été rassemblées à partir des littératures existantes en rapport avec le thème, ainsi que des documents, rapports et bases de données publiés et non publiés. , Mike MOUSE et SWMM ont été couplés pour modéliser et simuler notre réseau.

Mot clé : SIG, MOUSE, SWMM, Modélisation, Réseau d'Assainissement de BENSEKRANE

الملخص

بفضل تطوير برامج الكمبيوتر التي تعتمد على النمذجة الحتمية، أصبح من السهل إجراء عمليات التحقق من شبكات الصرف الصحي من خلال محاكاة تشغيلها من نماذج مختلفة. من أجل إظهار أهمية هذه الأساليب الجديدة، ناقشنا في هذه الأطروحة الجزء النظري حول النمذجة الهيدروليكية وتطبيق بواسطة برنامج محاكاة SWMM في منطقة من مدينة بن سكران (ولاية تلمسان) يوضح منهجية تنفيذ النموذج والخيارات التي سيتم اتخاذها أثناء عملية بناء هذا النموذج. يهدف هذا العمل إلى نمذجة شبكة الصرف الصحي الموجودة في بن سكران واقتراح طريقة الإدارة من خلال اقتران نظام المعلومات الجغرافية بالنموذج الهيدروليكي. تم الحصول على البيانات الأولية من خلال التحليل الميداني، في حين تم جمع البيانات الثانوية من الملفات الموجودة ذات الصلة بالموضوع، وكذلك الوثائق والتقارير وقواعد البيانات المنشورة وغير المنشورة. تم إقران SWMM MIKE MOUSE النمذجة ومحاكاة الشبكة.

الكلمة الرئيسية: نظم المعلومات الجغرافية SWMM MIKE MOUSE، النمذجة، شبكة الصرف الصحي بن سكران

Abstract

Thanks to the development of computer programs that are based on modelling, it has become easy to carry out verifications of sewerage networks by simulating their operation using different software. In order to show the importance of this new software, we have discussed in

this thesis, a theoretical part on hydraulic modeling and an application by SWMM simulation software on an area of BENSEKRANE (W. TLEMCEN). The modeling illustrates the methodology for implementing the model and the options that will be taken during the construction process of this work. This work aims to model the existing sanitation network of BENSEKRANE and to propose the management method by coupling the GIS and a hydraulic model. Primary data was obtained through field analysis and questionnaires, while secondary data was gathered from existing literature relevant to the theme, as well as published and unpublished documents, reports and databases. Mike MOUSE and SWMM were coupled to model and simulate our network.

Key word: GIS, MOUSE, SWMM, Modeling, BENSEKRANE Sanitation Network.

TABLE DES MATIERES

Résumé	
Liste des abréviations	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Introduction générale	

CHAPITRE I : CONTRIBUTION BIBLIOGRAPHIQUE

Introduction	1
I.1 L'assainissement urbain	1
I.2 Role de l'assainissement	1
I.3 Importance et enjeux des reseau d'assainissement.	1
I.4 Les systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviale.	2
I.5 Facteurs influents sur un projet d'assainissement	3
I.5.1 pluviometrie de la region	3
I.5.2 Hydrogeologie et regime des nappes.	3
I.5.3.Géologie.	3
I.5.4.La topographie.	3
I.6 Choix d'un système d'evacuation	4
I.7 Gestion des réseaux d'assainissement	4
I.7.1 Organisation et l'entretien des réseaux.	4
I.7.2 Connaissance du réseau	5
I.7.3 Surveillance du réseau d'assainissement.	5
I.7.4 Travaux d'entretien courant	5
I.7.5 Travaux spécifiques.	5
I.7.6 Détection des fuites.	6
I.7.7 Détection des eaux parasitaires.	6
I.7.8 Operations de nettoyage.	6
I.7.9 Les risques liés aux travaux dans les réseaux d'assainissement	6
I.7.10 Les équipements de protection individuelle	7
I.7.11 Réhabilitation des réseaux	7
I.8 Gestion informatisée des réseaux	7
I.9 Les systèmes d'information géographique	8
I.10 Intérêt des SIG.	8
I.11 Cartographie des réseaux d'assainissement à l'aide d'un SIG.	8
I.12 Résultats des recherches précédents.	9

Conclusion	10
------------------	----

CHAPITRES II : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE LA COMMUNE DE BENSEKRANE

Introduction.....	11
II.1 Situation géographique.....	11
II.2 Etude du milieu naturel.....	12
II.2.1 Etude du milieu physique.....	12
II.2.2 Climat.....	13
II.2.3 Hydrogéologie	13
II.2.4 Précipitations	13
II.3 Géologie générale du site.....	16
II.4 Topographie.....	17
II.5 Réseau d'assainissement du che lieu de Bensekrane	18
II.6 Indicateurs et données utilisé	18
II.6.1 Ouvrages de stockages	18
II.7 Stage d'étude et donnée utilisé	18
Conclusion.....	26

CHAPITRE III : ETUDE DE LA PLUVIOSITE

III.1. Introduction	28
III.2. Choix de la période de retour	28
III.3. Détermination de l'intensité moyenne des précipitations	28
III.4. Evaluation des débits des eaux pluviales	29
III.4.1. Méthode superficielle	29
III.4.2. Méthode rationnelle	30
III.5. Caractéristiques empiriques de la série d'observations	31
III.6. Vérification de l'homogénéité de la série pluviométrique	32
III.6.1. Le choix de la loi d'ajustement	33
III.6.2. logiciel HYFRAN	34
III.7. Estimation des eaux pluviales	44
III.7.1. Les paramètres de la loi de Montana	44
III.7.2. Tracé la courbe I.D.F (Intensité-durée -Fréquence)	44
Conclusion.....	50

CHAPITRE IV : RESULTAS DE LA MODILISATIONS DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE BENSEKRANE

Introduction.....	52
IV.1. Conditions d'application du logiciel SWMM	52
IV.2. Domaines d'application du logiciel SWMM.....	52
IV.2.1. Gestion des eaux pluviales.....	52
IV.2.2. Gestion des eaux usées	52
IV.2.3. Gestion des plaines inondables et des rivieres.....	53
IV.3. Traitement et analyse des données	53
IV.3.1. Importation de la base de données	53
IV.3.2. Sous bassin versant	55
IV.4. La simulation du réseau d'assainissement.....	56
IV.5. Simulation par logiciel SWMM.....	56
IV.6. Des données d'entrée et hypothèses de calcul.....	57
IV.6.1. Crue de projet.....	57
IV.7. Résultat de la simulation.....	58
IV.8. Ligne d'ans les conduites.....	61
Conclusion	63

Conclution générale

Références bibliographiques

Annexes

Abréviations :

STEP : Station d'épuration des eaux Polluée.

SIG : Système d'information Géographie.

BV : Bassin Versant.

PVC : Polychlorure de vinyle non plastifié.

PEHD : Polyéthylène Haute Densité.

ONA: Office National d'Assainissement.

SWWM: Storm Water Management Model.

T : Période de Retour.

Qj : Debit Journalier.

IDF : Intensité – Durée – Fréquence.

ddl : Degré de liberté.

PDAU : Plan directeur d'aménagement et d'urbanisme

SEOR: Société de l'Eau et l'assainissement d'ORAN.

HYFRAN: Hydrological Frequency Analysis.

Listes des tableaux

Tableau I.1 : Les avantages et les inconvénients des systèmes d'évacuation.....	3
Tableau II.1 : Variations interannuelles des précipitations de la station de Bensekrane.....	14
Tableau II.2 : Précipitations moyennes mensuelles de la station de Bensekrane.....	14
Tableau II.3 : Variabilité pluviométrique de la station de Bensekrane.....	15
Tableau II.4 : Caractéristiques du réseau d'assainissement.....	18
Tableau II.5 : Etat de recensement les points de rejets d'assainissement.....	25
Tableau III.1 : Le coefficient de ruissellement.....	30
Tableau III.2 : Tableau d'observation de test wilcoxon.....	33
Tableau III.3 : Résultats d'ajustement de la loi normal.....	34
Tableau III.4 : Résultats de khi-deux.....	36
Tableau III.5 : Résultats d'ajustements de la loi log normal.....	36
Tableau III.6 : Résultats du khi-deux.....	37
Tableau III.7 : Résultat d'ajustement de la loi Gumbel.....	39
Tableau III.8 : Résultat du khi-deux.....	40
Tableau III.9 : Résultat d'ajustement.....	41
Tableau III.10 : Résultat de calcul des paramètres de Montana.....	45
Tableau III.11 : Intensité pour des différentes fréquences pour T= 2ans.....	45
Tableau III.12 : Intensité pour des différentes fréquences pour T= 5ans.....	46
Tableau III.13 : Intensité pour des différentes fréquences pour T= 10ans.....	47
Tableau III.14 : Intensité pour des différentes fréquences pour T= 20ans.....	48
Tableau III.15 : les Résultats exprimés des courbes I.D.F.....	49

Liste des figures

Figure I.1 : Appareil de détection H ₂ S.....	7
Figure II.1 : Plan de situation de la commune de Bensekrane.....	12
Figure II.2 : variation intermensuelles des précipitations de la stations de bensekrane.....	14
Figure II.3 : variation mensuelle des précipitations de la station de bensekrane.....	15
Figure II.4 : variation saisonnière des précipitation de la station de bensekrane.....	16
Figure II.5 : la carte géologie de bensekrane.....	17
Figure II.6 : dimension d'un regard.....	19
Figure II.7 : colmatage de tuyau d'égout.....	19
Figure II.8 : curage manuelle.....	20
Figure II.9 : regard mal étudié.....	20
Figure II.10 : colmatage sur le tuyau d'égout.....	21
Figure II.11 : detecteur de metaux.....	21
Figure II.12 : cyclometre.....	22
Figure II.13 : oued isser.....	23
Figure II.14 : oued tarene.....	23
Figure II.15 : Mandra.....	24
Figure II.16 : sidi Mohammed	24
Figure II.17 : Abattoir.....	24
Figure II.18 : Route rouge.....	24
Figure II.19 :City citron.....	24
Figure II.20 : Dahra 1.....	24
Figure II. 21 : Dahr2.....	24
Figure II.22 : Fabriqua.....	24
Figure II.23 : plan d'un reseau d'assainissement de Bensekrane.....	26
Figure III.1 : précipitation maximal journalier	31
Figure III.2 : Ajustement graphique des précipitations annuelles a la loi de distribution normal.....	35
Figure III.3 : Ajustement graphique des précipitation annuelles a la loi log normal.....	38
Figure III.4 : Ajustement graphique des précipitation annuelle a la loi de Gumbel.....	40
Figure III.5 : Courbe I.D.F.....	50

Figure IV.1 : importation des données du réseau d'assainissement de Bensekrane sous forme shape(shp).....	54
Figure IV.2 : schéma de réseau d'assainissement de bensekrane sur Maoinfo.....	54
Figure IV.3 : Réseau d'assainissement de la ville de Bensekrane.....	55
Figure IV.4 : les sous bassin versant.....	56
Figure IV.5 : mode de travail SWMM.....	56
Figure IV.6 : espace de travail du logiciel SWMM.....	57
Figure IV.7 : Données pluviométrique des précipitation du projet.....	58
Figure IV.8 : crue de projet.....	58
Figure IV.9 : Résultat de la simulation.....	59
Figure IV.10 : resultat de simulation conduite en charge.....	61
Figure IV.11 : conduit surchargé.....	61
Figure IV.12 : le niveau d'eau dans le collecteur (nœud 637-exut).....	61
Figure IV.13 : le niveau d'eau dans les collecteur (nœud 426-424).....	62
Figure IV.14 : les points noirs du reseau d'assainissement.....	62

Introduction générale

L'eau est l'élément essentiel pour la vie. Dans le domaine d'hydraulique, divers techniques urbaines se proposent, l'assainissement et l'alimentation en eau potable.

Par ailleurs l'assainissement des agglomérations a pour but d'assurer et collecte et le transit de l'ensemble des eaux pollués : pluviales ou usées et sans traitement avant rejeter aux milieux naturels.

En Algérie ; le développement et anarchique des villes pose énormément de problèmes dans la réalisation. La gestion de l'exploitation de la ville surtout le réseau d'assainissement.

Le système informatique géographique (SIG) est un des outils informatiques qui ont donné une grande facilité et habilité technique de gestion de réseau. Cette méthode assure aux gestionnaires des agglomérations urbaines plus d'avantage dans l'exploitation des divers réseaux.

Au cours de ce travail nous nous sommes intéressées à étudier le réseau d'assainissement unitaire pour évacuer les eaux usées domestiques et pluviales de l'enceinte ville BENSEKRANE.

L'objectif de notre travail est d'étudier, à l'aide d'outils de modélisation cartographiques et hydrauliques, le comportement hydraulique du réseau d'assainissement existant face à des évènements pluviométriques importants afin d'identifier et localiser les points noirs.

Aussi nous proposons, par le biais du présent travail, un diagnostic détaillé permettant l'aide à la prise de décision au gestionnaires du réseau, notamment l'ONA, pour une meilleure planification de la maintenance préventive ainsi que pour une éventuelle réhabilitation du réseau.

Nous avons subdivisé notre mémoire en quatre chapitres à savoir :

Chapitre I intitulé : Recherche bibliographique ; dans lequel les généralités et les notions fondamentales sur les réseaux d'assainissements ont été présentées.

Le second chapitre est dédié à la présentation de la zone d'étude et la description de la zone d'étude à savoir la ville de Bensekrane en termes de géographie, climat, hydrogéologie...

Dans le troisième Chapitre, une étude hydrologique a été élaborée, pour analyser et traiter les données brutes dans le but de déterminer la crue de projet.

Chapitre IV : C'est le dernier chapitre c'est la mise en place du SIG pour le réseau d'assainissement de chef-lieu de Bensekrane avec une analyse basée sur les requêtes, analyses thématiques et applications faites sur le réseau.[1]

Enfin une conclusion générale qui synthétise le travail réalisé.

CHAPITRE I

CONTRIBUTION BIBLIOGRAPHIQUE

I.1 Introduction

L'assainissement est une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique, le plus rapidement possible et sans stagnation les eaux usées d'une agglomération (urbaine au rurale) ou d'une zone d'activité industrielle de telle sorte que les produits évacués ne puissent altérer l'environnement.

L'assainissement est dit complet quand le réseau d'assainissement est équipé d'une (station d'épuration (**STEP**)). Ce chapitre synthétise les concepts de réseaux d'égouts et leur gestion dans les zones urbaines en plus de quelques notions de base du système d'information géographique (**SIG**) et la modélisation Hydraulique.

I.2 Rôle de l'assainissement

Le système d'assainissement a un rôle très important dans notre vie parce qu'il protège tant notre santé, que l'environnement.

Grâce aux systèmes de gestion, la ville en tant qu'entité représente le soutien nécessaire pour une vie facile et décente des hommes (transport, énergie, logements, divertissement, alimentation en eau, canal, assainissement, etc.). En revanche, en utilisant les ressources et en jetant les déchets, la ville acquiert un pouvoir destructeur sur l'environnement et sur les hommes. La diminution et la dégradation de la ressource d'eau, associée à l'augmentation de l'intérêt pour l'hygiène et la santé publique, attirent une attention particulière sur le service d'assainissement.

L'assainissement représente un enjeu majeur tant pour la santé publique, que pour le développement durable. A l'échelle mondiale, la gestion du service d'assainissement se trouve au centre de la problématique de l'eau.

L'existence d'un système d'assainissement cohérent est nécessaire pour la qualité de l'environnement et, implicitement, de la vie. [2]

I.3 Importance et Enjeux des réseaux d'assainissements

Le traitement des eaux usées est une nécessité dans la vie que ce soit sur les points sanitaires, écologiques que réglementaires. Les eaux usées non traitées contribuent à la dégradation des écosystèmes aquatiques et peuvent provoquer des maladies graves.

Le réseau d'assainissement se compose de l'ensemble des ouvrages chargés de la collecte et du traitement des eaux usées. Les eaux usées circulent par gravité dans les canalisations, elles nécessitent parfois un « relevage » par l'intermédiaire de pompes. Qui servent à relever les eaux d'une certaine hauteur, dans le cas où celles-ci se situent à un niveau inférieur par rapport au réseau d'assainissement.

CHAPITRE I : Contribution bibliographique

Le système de traitement doit tenir en compte de l'habitat concerné. En milieu urbain, un réseau d'assainissement collectif sera privilégié, en milieu rural l'assainissement n'est pas le meilleur collectif en raison du gros investissement financier pour la mise en œuvre du réseau d'assainissement.

I.4 Système d'évacuation des eaux usées.

L'assainissement des eaux usées a pour objectif d'assurer l'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales ainsi que leur rejet dans les exutoires naturels sans incidences graves sur la santé publique et l'environnement.

Les eaux pluviales doivent être évacuées pour limiter les submersions des zones urbanisées (éviter les inondations).

Les eaux usées domestiques doivent être évacuées sans stagnation loin des habitations. Les déchets qu'elles contiennent sont susceptibles de donner naissance à des odeurs ou même engendrer des épidémies.

On distingue deux types de systèmes d'évacuation des eaux usées :

- ✚ Les réseaux unitaires.
- ✚ Les réseaux séparatifs.

En outre, il existe aussi des systèmes intermédiaires :

- ✚ Pseudo-séparatif.
- ✚ Système spéciaux.
- ✚ Système mixte.

Le tableau I.1 présente les avantages et les inconvénients du système unitaire, séparatif, pseudo-séparatif.

Tableau I.1 : Les avantages et les inconvénients des systèmes d'évacuation [4].

Système	Domaine d'utilisation	Avantage	Inconvénient
Système unitaire	-Milieu récepteur éloigné des points de collecte. -Topographie à faible relief. -Débit d'étiage du cours d'eau récepteur important.	-Conception simple : un seul collecteur, un seul branchement par immeuble. -Encombrement réduit du sous-sol. -A priori économique (dimensionnement moyen imposé par les seules eaux pluviales). -Aspect traditionnel, dans l'évolution historique des cités.	-Débit à la station d'épuration très variable. -Lors d'un orage, les eaux usées sont diluées par les eaux pluviales. -Apport de sable important à la station d'épuration.
Système Séparatif	-Petites et moyennes agglomérations. -Extension des villes. -Faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur.	-Le problème des faux branchements est éliminé. -Le plus gros des eaux pluviales étant acheminées en dehors de la ville, ce qui nous donne des collecteurs traversant la ville de moindre dimension.	-Le fonctionnement de la section d'épuration est perturbé, la charge polluante est variable en qualité et quantité.
Système pseudo-séparatif	-Petites et moyennes agglomérations. -Présence d'un milieu récepteur proche.	-Diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées. -Exploitation plus facile de la station d'épuration STEP. -Meilleure préservation de l'environnement des flux polluants domestiques. -Certains coûts d'exploitation sont limités (relevage des effluents notamment).	-Encombrement important du sous-sol. -Coût d'investissement élevé. -Risque important d'erreur de branchement.

I.5. Facteurs influents sur un projet d'assainissement

I.5.1. Pluviométrie de la région

La pluviométrie est un facteur important du coût du réseau. L'agglomération doit être protégée contre les inondations provoquées par les eaux pluviales. On calcule généralement les évacuations d'eau pluviale en système séparatif comme en unitaire de telle sorte que la capacité de la population corresponde au débit d'orage d'une fréquence probable donnée ($F=1/T$, $T=10\text{ans}, 20\text{ans}$)

I.5.2. Hydrogéologie et régime des nappes

Avant d'implanter les ouvrages du réseau, le concepteur doit procéder aux études nécessaires comprenant notamment le régime des nappes souterraines. Cette étude doit viser :

- à connaître les caractéristiques des nappes traversées en devra être particulièrement surveillé l'étanchéité des canalisations de transport ;
- à analyser le degré d'agressivité des eaux des nappes traversées pour procéder au choix des matériaux des canalisations.

I.5.3. Géologie

Pour tous les ouvrages souterraines et les ouvrages importants comme les bassins de retenu, les postes de pompage et dans certains cas, les collecteurs une étude géotechnique de structure des terrains est nécessaire (perméabilité, granulométrie, homogénéité du sol). La reconnaissance de sous-sol au moyen de sondage pour l'implantation des ouvrages d'assainissement est indispensable.

I.5.4. La topographie

La topographie est imposé est son rôle est essentiel en matière d'assainissement à l'écoulement libre. En effet, puisqu'il s'agit d'évacuer des eaux aussi rapidement que possible pour éviter les dépôts (condition auto curage imposé par une vitesse supérieure à 0,6 m/s), l'évacuation sera d'autant plus aise quand le terrain présente de pentes très importantes.

I.6 Choix d'un système d'évacuation

Le choix d'un système d'évacuation des eaux usées doit être étudié selon plusieurs critères.

En outre, l'aspect économique, le choix d'un système d'assainissement, répond aux différentes

variantes d'aménagement, dont la possibilité du tracé pour le système séparatif. Si l'avantage principal des réseaux séparatifs est que par temps de pluie, la division des eaux usées et pluviales évite de surcharger le réseau d'assainissement et permet d'assurer le bon fonctionnement des stations d'épuration, il reste à définir le couloir ou le tracé de ce type de réseau qui doit être adapté aux conditions urbanistiques de la zone d'étude [6].

Ainsi, les paramètres prépondérants pour le choix du système sont :

- ✚ La topographie du terrain naturel, la nature de sol, le régime de nappe ;
- ✚ L'urbanisation de l'agglomération et son encombrement ;
- ✚ Les ouvrages existants, encore utiles pour le projet ;
- ✚ La composition des variantes (système séparatif, unitaire) ;
- ✚ Le milieu récepteur.

I.7 Gestion des réseaux d'assainissement

La gestion d'un réseau d'assainissement a pour principal objectif d'assurer :

- ✚ La pérennité des ouvrages, par des opérations de conservation ;
- ✚ L'entretien courant des réseaux et des organes mécaniques par les interventions de nettoyage, dépannage et de maintenance ;
- ✚ L'exploitation par la régulation et de synchronisation : collecte-transfert-traitement.

CHAPITRE I : Contribution bibliographique

En plus des considérations techniques, trois facteurs de coûts sont en présence : les dépenses d'investissement, d'amélioration, les dépenses d'entretien courantes et les dépenses d'exploitation, qui ont des relations dépendantes entre elles [5].

Comme d'autre réseau d'infrastructure (transport, eau potable), le système d'assainissement fait partie d'un patrimoine collectif indispensable au développement économique de la cité, en plus c'est un système qui aide à préserver le patrimoine le plus précieux qui nous été donné, le milieu naturel. Donc pour bien gérer le réseau, on doit passer par les étapes suivantes :

I.7.1 Organisation et l'entretien des réseaux

L'organisation et l'entretien des réseaux doivent être fondés sur une parfaite connaissance du réseau dans tous ses éléments constitutifs et dans son fonctionnement.

I.7.2 Connaissance du réseau

La première condition pour une exploitation rationnelle du système d'assainissement est de connaître :

- Le tracé exact de celui-ci ;
- Toutes les caractéristiques hydrauliques (débit, vitesse...etc.) ;
- Toutes les caractéristiques topographiques (pente, côte...etc.).

I.7.3 Surveillance du réseau d'assainissement

La surveillance d'un réseau répond à plusieurs objectifs, parmi ceux-ci on citera :

- La sécurité du personnel ;
- La maintenance du réseau ;
- La protection du milieu urbain et de l'environnement.

I.7.4 Travaux d'entretien courant

Ces travaux sont comme suit :

a) Curages journaliers

La solution idéale des curages journaliers des canalisations d'égout, afin d'éviter les dépôts de boue et les fermentations et de pouvoir envoyer l'effluent frais à la station d'épuration, consiste en l'occurrence en l'auto curage de celle-ci.

b) Possibilité d'obturation

Il peut y arriver que des travaux d'entretien courant nécessitent d'obturer, provisoirement la canalisation, à cet effet, il peut être fait emploi des travaux d'étanchéités.

c) Travaux périodiques divers

Les travaux périodiques divers intéressants :

- ✚ Les canalisations.

- ✚ La station de relevage.

I.7.5 Travaux spécifiques

Ce sont :

a) Désodorisation

Le réseau d'égouts est un milieu favorable à la formation de bactéries qui dégagent des mauvaises odeurs, pour y remédier il faut bien aérer le réseau ou injecter de l'oxygène liquide.

b) Lutte contre la corrosion de l'H₂S

Les eaux d'égout du fait même de leur composition constituent un milieu favorable au développement bactérien, ce dernier étant du type soit aérobie (avec présence d'oxygène dissous) soit anaérobie (absence d'oxygène dissous).

La fermentation anaérobie est une cause de dégagement de mauvaises odeurs (hydrogène sulfuré) et de corrosion (action de l'acide sulfurique formé par l'oxygène biochimique des sulfures avec l'oxygène atmosphérique). Or, dans le cas de canalisations sous pression, celle-ci sont le siège de fermentations anaérobies, lors de la remise en contact des effluents avec l'atmosphère, il peut y avoir des émanations importantes d'hydrogène sulfuré engendrant une nuisance importante. Cette nuisance peut être pallié en maintenant une certaine teneur en oxygène pur dans les eaux usées le point d'injection se situant en amont de la station de relevage.

I.7.6 Détection des fuites

Les causes principales des fuites sont :

- ✚ les fissures au niveau des collecteurs ou au niveau des regards ;
- ✚ les joints qui ne remplissent plus leur rôle.

I.7.7 Détection des eaux parasites

Les principales méthodes de détection des eaux parasites peuvent se classer comme suit :

- ✚ Visites sur terrain et mesures instantanées ;
- ✚ Mesures en continu ;
- ✚ Control par injection de colorant ;
- ✚ Inspection télévisée (ITV).

I.7.8 Operations de nettoyage

Le nettoyage des canalisations d'égouts peut s'effectuer au moyen de l'eau sous pression de 1 à 4 bars, à l'aide d'engins comportant une citerne à eau, une pompe entraînée par moteur électrique ou thermique.

I.7.9 Risque lié aux travaux dans les réseaux d'assainissement

Le travail sur les réseaux d'assainissement présente un certain nombre des risques :

- ✚ Risques de chute des parois du sol glissant ;
- ✚ Risques liés à la circulation routière ;
- ✚ Risques liés à la manutention manuelle ;
- ✚ Risques chimiques liés au gaz présents dans les canalisations et aux produits utilisés ;
- ✚ Risque au gaz toxique : NH_3 , CO , H_2S , et le CH_4
- ✚ Risques biologiques au contact des effluents et des animaux présents dans les canalisations.

I.7.10 Equipements de protection individuelle

Il est nécessaire qu'un agent travaillant dans les réseaux d'assainissements soit doté des équipements de protection individuelle suivants :

- ✚ - Des bottes de sécurité antidérapantes.
- ✚ - Un masque à cartouche en cas d'émanation de gaz toxiques.
- ✚ - Des gants de protection.
- ✚ - Un casque de protection de la tête.
- ✚ - L'appareil de détection en H_2S (figure I.1).



Figure I. 1 : Appareil de détection de H_2S . [6]

I.7.11 Réhabilitation des réseaux

La réhabilitation d'un tronçon d'égout est à envisager lorsque les perturbations du fonctionnement du réseau ou bien les dommages causées à l'environnement sont inacceptables. La réhabilitation d'un tronçon détérioré s'effectue par le remplacement de la canalisation. [6]

I.8 Systèmes d'Information Géographique

Un Système d'Information Géographique, comme défini dans le dictionnaire de l'Institut de Recherche de Systèmes Environnementaux (ESRI) des SIG terminologie, est une collection de matériel d'ordinateur, de logiciel et de données géographiques pour capturer, stocker, mettre à jour, manœuvrer, analyser, et montrer toutes les formes de l'information géographiquement référencée. C'est une description très générale pour un ensemble si complexe et étendu d'outils. Les SIG est, essentiellement, un dépôt central et d'outil analytique pour des données géographiques rassemblées de diverses sources. Le lotisseur peut recouvrir l'information de ces diverses sources au moyen de thèmes et couches, exécuter l'analyse complète des données, et la dépeindre graphiquement pour l'utilisateur. [7]

I.9 Domaines d'application du SIG :

Les domaines d'application du SIG sont aussi divers qu'ils le sont :

- ✚ Tourisme (gestion des infrastructures, itinéraires touristiques).
- ✚ Marketing (localisation des clients, analyse du site).
- ✚ Planification urbaine (cadastre, voirie, réseaux assainissement).
- ✚ Protection civile (gestion et prévention des catastrophes).
- ✚ Transport (planification des transports urbains, optimisation d'itinéraires).
- ✚ Hydrologie.
- ✚ Forêt (cartographie pour aménagement, gestion des coupes et sylviculture).
- ✚ Géologie (cartographie, aléas, prospection minière).
- ✚ Biologie (études du déplacement des populations animales).
- ✚ Télécoms (implantation d'antennes pour les téléphones mobiles)... [8]

I.10 Intérêt des SIG

De nombreuses organisations qui ont intégré l'usage d'un SIG ont constaté qu'un des principaux bénéfices obtenus, concerne la gestion de leurs propres ressources. Les SIG permettant de lier entre elles toutes sortes d'informations par le biais de la géographie, ils offrent :

- Un accès à l'information plus facile.
- Réalisation rapide de cartes thématiques.

CHAPITRE I : Contribution bibliographique

- Croisement données de différentes sources.
- Un meilleur partage de l'information et une meilleure communication entre les différents services.

Les SIG ont l'avantage d'être une technologie facilement maîtrisable mais présentent quelques difficultés de saisies de quelques données géographiques qui prend beaucoup de temps.

I.11 Cartographie des réseaux d'assainissement à l'aide d'un SIG

L'utilisation d'un SIG dans l'élaboration des cartes permet de faciliter :

- la mise en place d'une cartographie numérique détaillée, numérisée et facile à mettre à jour ;
- les analyses spatiales en superposant les couches d'information stockée dans la base de données ;
- les études statistiques.

Les spécificités de cette cartographie sont liées :

- à la mise en œuvre d'un projet global de bases de données urbaines dont il faut préserver la faisabilité ;
- au fait que plusieurs collectivités indépendantes gèrent des réseaux de même nature, complémentaire les uns sur une espèce géographique commune. [13]

I.12. Résultats des recherches précédant

1. Belkenadil et Belaid (2018) ont utilisé le MapInfo 8.0 pour reconstituer le réseau d'assainissement du chef lieu de Bensekrane afin de trouver les points noirs du réseau dans le but de faciliter les interventions pour des opérations d'entretien ou du curage. Plus les problèmes de contre pentes, elles ont montré que les systèmes d'évacuations des eaux pluviales du chef-lieu de Benskrane sont inadéquats causant le problème de l'exposition aux inondations à tout moment. Elles ont suggéré des visites périodiques pour éviter le problème de colmatage des regards.

2. Hammache et Benaisti (2021) ont étudié l'apport des SIG et de la modélisation dans la gestion d'un réseau d'assainissement –cas de chef-lieu de Boutlelis. Dans leur travail, les auteurs ont utilisé les logiciels ARCGIS et Mike Mouse pour modéliser et simuler le réseau avec une période de retour de 10 ans. Le résultat de l'analyse a montré les problèmes suivants à savoir :

- la dégradation de plusieurs regards et des branchements.
- les faibles pentes.

CHAPITRE I : Contribution bibliographique

- la stagnation des eaux des pluies sur les BV pendant 1 jour après la précipitation.
- l'observation des inondations sur le réseau d'évacuation pour les eaux pluviales.

Pour remédier à ces problèmes, elles ont proposé de :

- mettre de nouvelles conduites avec différents diamètres ;
- mise en place des regards ;
- changer de matériaux pour quelque traçons ;
- construire d'une station d'épuration des eaux usés et pluviales afin de protéger l'environnement contre la pollution.

3. Ayad (2021) a analysé le comportement de réseau d'assainissement de Chef-lieu de Maghnia. Dans son travail, il a utilisé le Map info, Mike Mouse et le SWMM pour modéliser et simuler le comportement du réseau. Les résultats des simulations ont conduit au constat que le réseau présente :

- des faibles pentes varient entre 3 et 5% ;
- les canalisations qui sont dans l'état défectueux avec un mauvais choix de diamètres ;
- la dégradation de plusieurs regards et branchement.

Il a proposé de :

- mettre de nouvelles canalisations avec des différents diamètres ;
- installer des regards de visite ;
- renouveler de tous les tuyaux en fonte avec du PVC ou du polyéthylène haute densité (PEHD) ;
- Réutiliser des eaux pluviales pour satisfaire les besoins agricole et industriels de la région.

CONCLUSION

La réalisation des systèmes d'assainissement a une très grande importance pour sauvegarder et préserver l'environnement contre toute pollution. Ce premier chapitre est dédié à la recherche bibliographique des différentes notions étudiées. J'ai présenté les concepts de base des réseaux d'assainissements, types, et schémas d'évacuation...etc. Ce chapitre est une étape introductive pour entamer le deuxième chapitre. Un chapitre qui sera consacré à la présentation de l'état du réseau d'assainissement de chef-lieu de BENSEKRANE qui est ma zone d'étude.

CHAPITRE II

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

COMMUNE DE BENSEKRANE

Introduction :

L'étude du site est un passage nécessaire et important. Elle est considérée comme une étape pour le Système d'Information Géographique (SIG) du réseau d'assainissement de la commune de Bensekrane. Ce chapitre expose les caractéristiques de la zone d'étude qui est la commune de Bensekrane (Wilaya de Tlemcen).

II.1 Situation géographique :

La commune de Bensekrane est située au Nord-Est du Chef-lieu de la wilaya de Tlemcen à la limite de la wilaya d'Ain-Temouchent (Figure II.1). Elle fait partie de la zone de plaine et plateaux intérieurs de la wilaya de Tlemcen avec une surface de 780 km². Elle intègre spécifiquement le Chef-lieu et les agglomérations secondaires : R'kham, Takbalet, et Guetna [9].

Traversée du Sud au Nord par la route nationale (RN n°2), son Chef-lieu se situe au point où la route franchit oued Isser à une altitude de 246 m et à 30 km du Chef-lieu de la wilaya de Tlemcen. La superficie de la commune est de l'ordre de 168 km² [10].

Le territoire de la commune de Bensekrane est limité [11] :

- Au Nord par la commune d'Ain Kihal et Aghlal (wilaya d'Ain Témouchent) ;
- A l'Est par la commune de Sidi Abdelli ;
- A l'Ouest par la commune d'El Fehoul ;
- Au Sud par la commune d'Amieur.

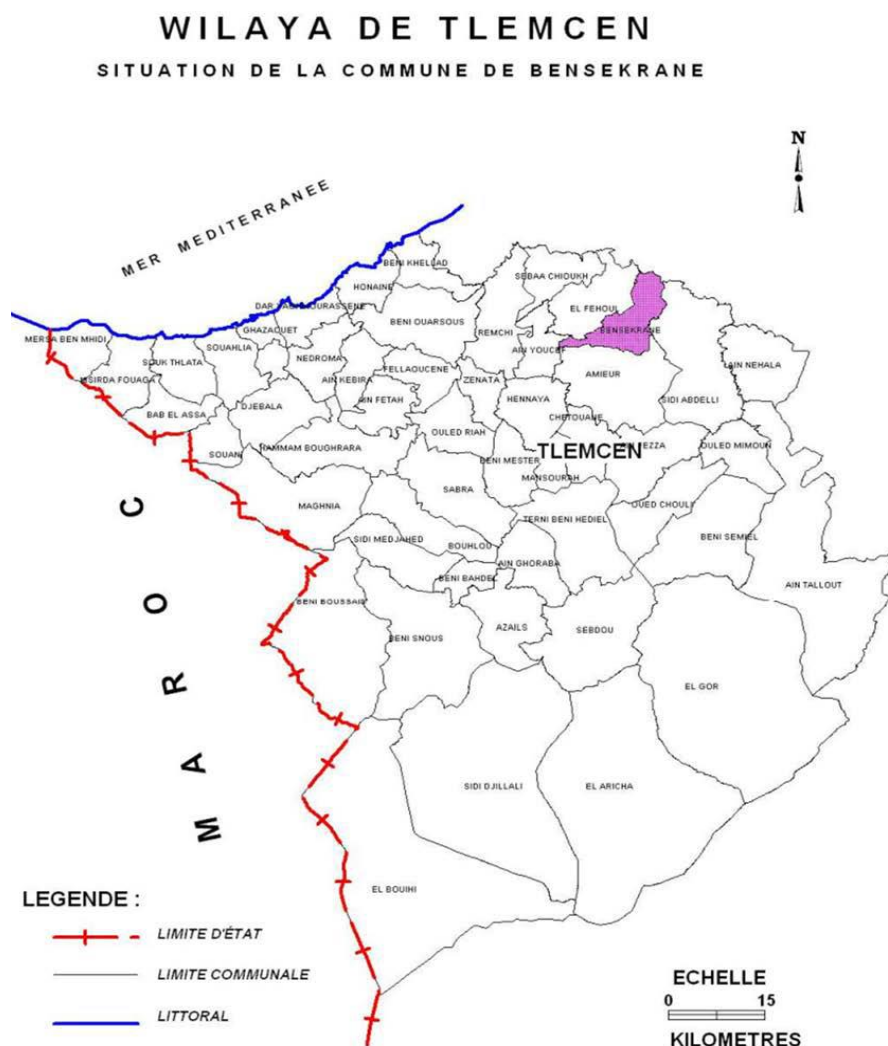


Figure II.1 : Plan de situation de la commune de Bensekrane [10].

II.2 Etude du milieu naturel

On entend par milieu naturel, les différents éléments caractérisant le territoire communal de Bensekrane sur le plan physique, climatique, hydrologique, pédologique et le couvert végétal.

II.2.1 Etude du milieu physique :

L'altitude moyenne du territoire est de 350 m environ, le relief est composé de plateaux et vallées au Sud de la commune, et la zone montagneuse de Sebâa Chioukh au Nord, où le point culminant de notre aire se situe au Nord-Est de Takbalet (650 m). Le terrain est globalement accidenté avec un caractère des châabas prédominant ce qui traduit une érosion importante dans

cette région. La vallée de l'Oued Isser, caractérisée par des terrains alluvionnaires fertiles est limitée en surface [12].

II.2.2 Climat :

Bensekrane est située dans la zone tempérée du Nord de l'Algérie. Protégée des vents du Sud par les massifs de Tlemcen et d'Ouled Mimoun, soumise à l'influence méditerranéenne, et d'un relief peu élevé, elle jouit d'un climat modéré.

Les hivers sont doux, la neige y est rare ; les étés ne sont pénibles que lorsque le Siroco souffle en tempête. La chaleur de la journée est généralement moins lourde que sur le littoral, bien que la température y soit plus élevée [9].

II.2.3 Hydrogéologie :

L'intérêt de la connaissance du cadre hydrogéologique s'impose pour connaître le niveau piézométrique des nappes souterraines afin de concevoir une idée sur la profondeur et l'influence de ces dernières sur les sols de la région. En outre, les niveaux des nappes aquifères et autres sources et poches d'eau peuvent être très variables, tant du fait de leur épuisement systématique que du cycle climatique saisonnier.

L'Oued Isser est le principal cours d'eau de Bensekrane. D'autres part, dans le début du 20ème siècle, il a été recensé de nombreuses sources sur le territoire de la commune, essentiellement dans le Chef-lieu et au niveau de Takbalet ; elles étaient potables et de bonne qualité et leurs débits étaient fort variables. Beaucoup de ces sources sortaient des grès très perméables et facilitant les écoulements hydriques. Actuellement, une nappe est individualisée dans la région, et elle se situe dans les grès du miocène, sa surface piézométrique se situe entre 80 et 200 mètres [9].

II.2.4 Précipitations :

Pour l'étude pluviométrique, nous avons utilisé la station de Bensekrane avec des caractéristiques :

- Code : 16-07-02.
- Coordonnées :
 - Longitude : 142,5m.
 - Latitude : 204,60m
 - Altitude : 247m.

II.2.4.1 Variabilité pluviométrique de la station de Bensekrane à l'échelle annuelle.

Le tableau II.1 représente les données des précipitations annuelles (mm) au niveau de la station : (voir les Anex tableau II.1).

Durant la période 1910-1911 à 2005-2006 soit 96 ans, la station de Bensekrane a enregistré une moyenne pluviométrique interannuelle est égale à 449,6 mm avec une pluviométrie minimale de 184,5 mm enregistrée durant l'année 1944-1945, et une pluviométrie maximale de 790,6 mm enregistrée en 1933-1934.

La série chronologique des totaux pluviométriques interannuels (Figure II.2) montre la grande variabilité temporelle des données enregistrées à la station Bensekrane. En 1964-1965, la station a enregistré un total de 725 mm, par contre, en 1965-1966, le pluviomètre affiche une valeur de 205,8 mm. La figure illustre aussi une baisse des totaux pluviométriques, par rapport à la moyenne, à partir du milieu des années soixante-dix du siècle passé.

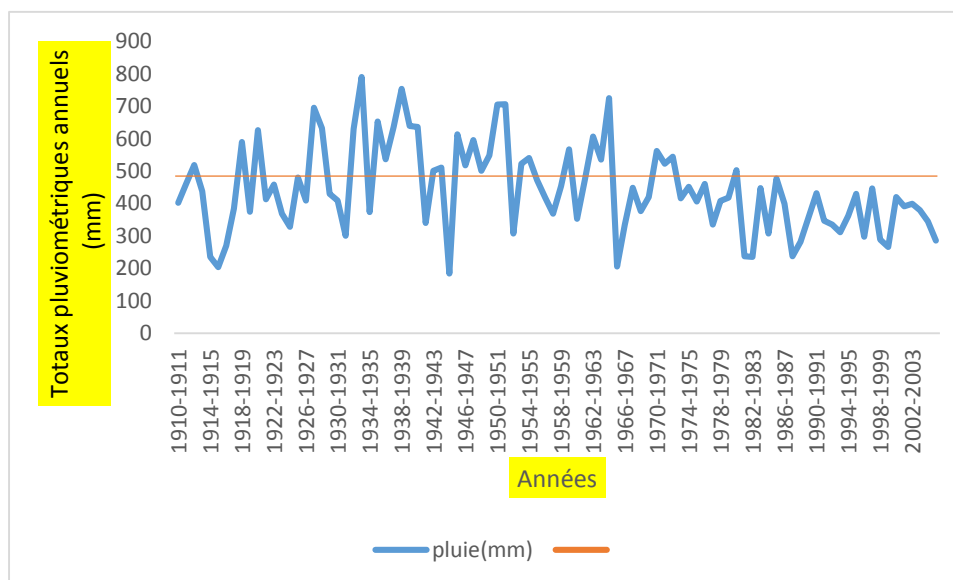


Figure II.2 : Variations interannuelles des précipitations de la station de Bensekrane . (1910/11- 2005/06).

II.2.4.2. Variabilité pluviométrique de la station de Bensekrane à l'échelle mensuelle

Les précipitations moyennes mensuelles durant la période 1910/11- 200/06 enregistrés au niveau de la station Bensekrane sont portées dans le tableau II.1 et représentés dans la figure II.3

Tableau II.2 : Précipitations moyennes mensuelles de la station Bensekrane (1910/11- 2005/06)

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Jan.	Fev.	Mas.	Avr.	Mai.	Juin.	Juill.	Août
P(mm)	17,4	38,5	53,2	71,1	60,2	60,8	55,9	44,1	35,6	8,1	1,8	2,8

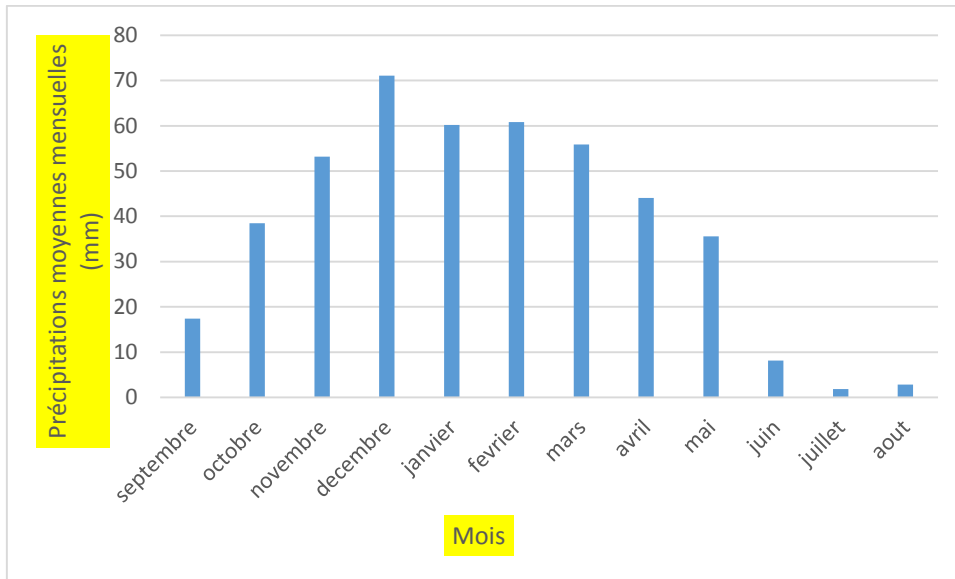


Figure II.3 : variations mensuelle des précipitations de la station de Bensekrane (1910/11-2005/06).

La figure II.3 montre que le mois le plus arrosé est le mois de décembre avec une moyenne de 71,1 mm et le mois le plus sec est celle de juillet

II.2.4.3. Variabilité pluviométrique de la station de Bensekrane à l'échelle saisonnière

Les précipitations moyennes saisonnières durant la période 1910/11- 200/06 enregistrés au niveau de la station Bensekrane sont portées dans le tableau II.3 et représentés dans la figure II.4

Tableau II.3 : Valeur saisonnière de la pluviométrie.

Saison	Automne	Hiver	Printemps	Eté
P (mm)	109,1	192,1	135,6	12,7

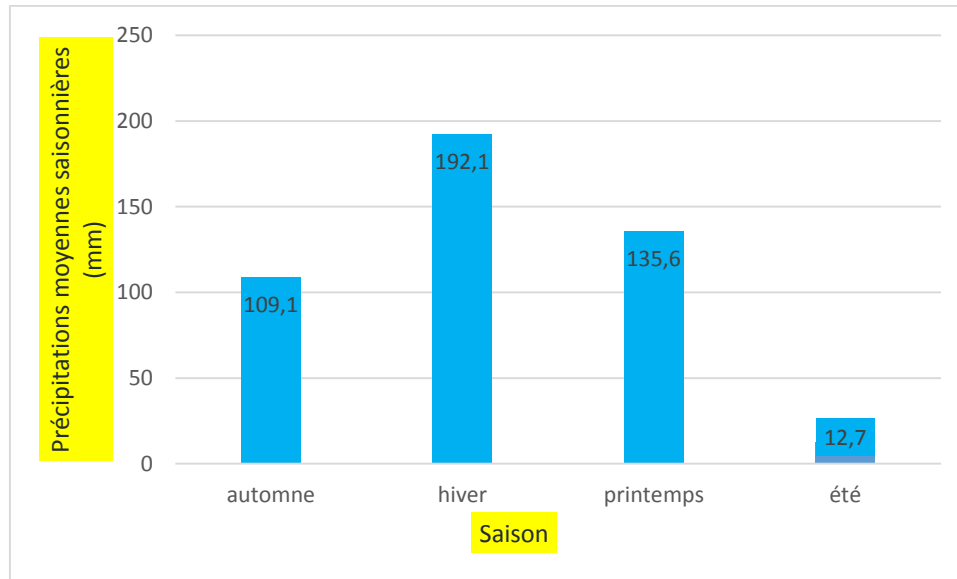


Figure II.4 : variations saisonnière des précipitations de la station de Bensekrane (1910/11-2005/06).

Les précipitations moyennes saisonnières, enregistrées au niveau de la station de Benskrane, montrent que la saison hivernale présente la saison la plus humide avec une moyenne est égale à 192,1 mm et la saison estivale est la plus sèche dont la station a enregistré une moyenne de 12,7mm seulement durant une période allant de 1910/11 à 2005/06.

II.3 Géologie générale du site :

La commune de Bensekrane est située au bord de l'Oued Isser, principal affluent de la Tafna. Il s'écoule d'abord du Sud au Nord, puis s'infléchit vers l'Ouest où il emprunte un synclinal miocène dont le flanc Nord forme les reliefs des Sebaâ Chioukh. Le Miocène, qui constitue la majeure partie de cette chaîne, est représenté ici par une épaisse série monotone de grès et de marnes dépassant 2000 m de puissance. On enregistre une présence de travertin mêlé d'onyx sur la hauteur dominant la rive gauche du chaâbet R'kham et des couches tufeuses qui se rencontrent en de nombreux points de l'une et l'autre rive de la rivière au-dessous de la terre végétale. Le territoire est donc constitué essentiellement par l'étage helvétien, représenté par cette alternance de grès et de marnes. Les marnes n'offrent rien de particulier, si ce n'est leur faible perméabilité et leur compressibilité structurales ; les grès sont souvent presque sableux, souvent aussi plus durs, et à peu près exclusivement siliceux dans les deux cas, plus rarement à ciment calcaire.

L'ensemble peut être considéré comme une puissante formation de marnes argileuses au-dessus d'assez puissants bancs de grès. Quant aux alluvions anciennes et modernes, elles ne se

trouve que le long de l'oued Isser jusqu'à El Fehoul [10].

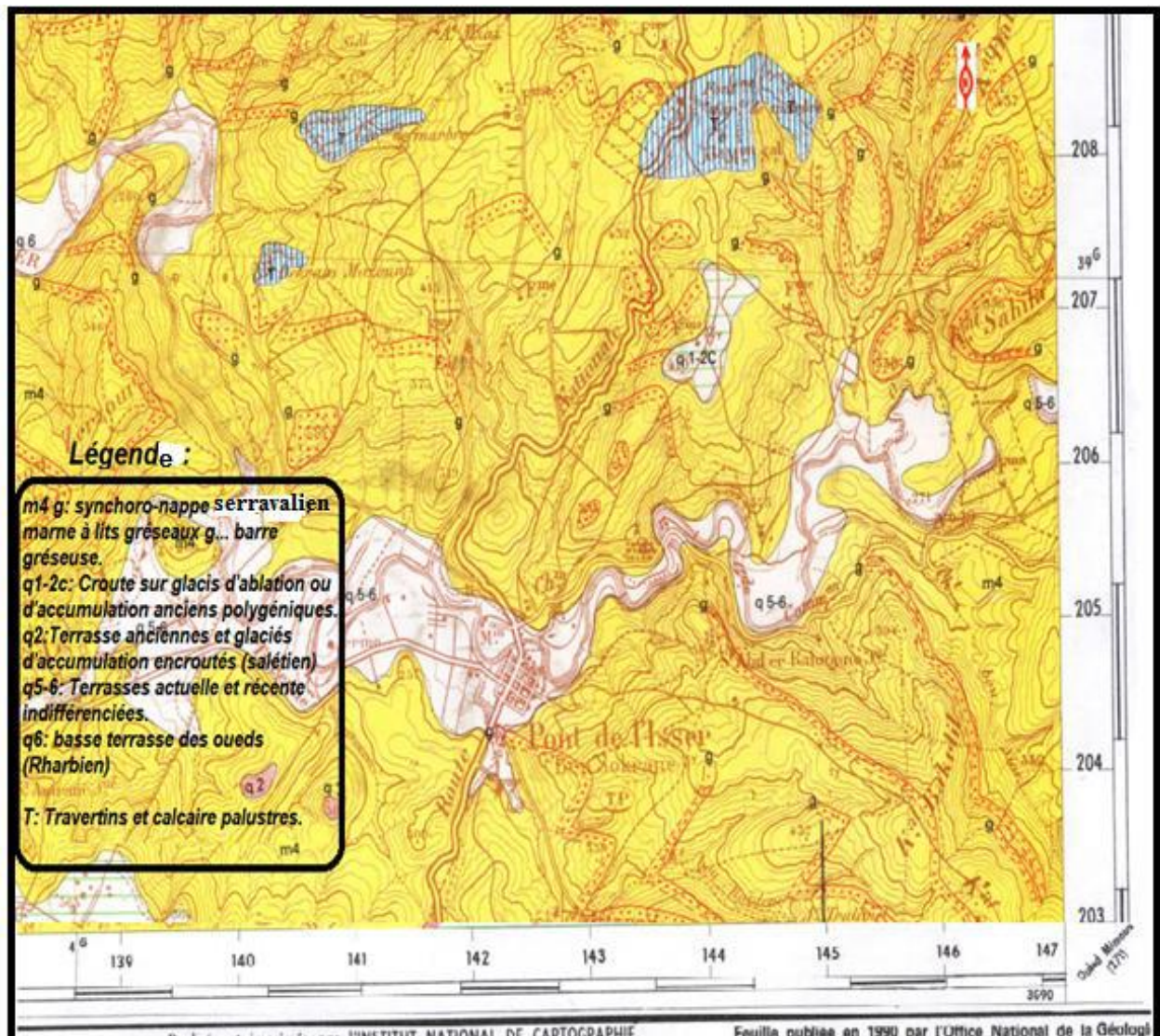


Figure II.5 : La carte géologie de Bensekrane 1/50000 (DRE W. Tlemcen)

II.4 Topographie :

La commune est caractérisée par un terrain peu élevé mais accidenté (pentes variant de 0 à 35%). Il est vallonné et parfois même cassant avec des ruptures brusques au voisinage de la carrière de marbre (pentes entre 30 et 35%). La zone est formée au Sud de lisses de plateaux, plus ou moins profondément entaillés par les Oueds et ravins secondaires (et Chaâbat), qui les découpent en mamelons séparés par d'assez larges petites vallées dont les flancs marneux et très élargis sont déchiquetés par une multitude de lignes de ruissellement distribuées en éventail. Au Nord les terrains sont plus accidentés et s'élèvent de 246 m dans le chef-lieu de la commune, et jusqu'à 609 m à Takbalet [10].

II.5 Réseau d'assainissement du chef-lieu de BENSEKRANE :

Le réseau d'assainissement du chef-lieu de BENSEKRANE est de type unitaire de 24 km linéaire avec des collecteurs du diamètre varié entre (200mm et 1000mm), toutes les eaux sont rejetées sans aucun traitement vers les deux sous bassins principaux celui d'Oued Isser et d'Oued Tarenne.

La commune de Bensekrane est alimenté à un débit de 45l/s est un débit des eaux usées est de 36l/s.

II.6 Indicateurs de l'assainissement de Bensekrane :

Les principaux indicateurs de l'assainissement de Bensekrane sont présentés dans les tableaux ci-après :

Tableau II.4 : caractéristiques du réseau d'assainissement. [3]

Zone d'étude	Population (hab)	Nbre d'abonné	Taux de raccordement (%)	Diamètre (mm)	Matériaux utilisés	Nbre de regard	Linéaire totale (Km)	Type réseau
Bensekrane	18643	3084	94	200 à 1000	Béton, PVC, Ciment	640	15,275	unitaire

II.7 Stage d'étude et données utilisées :

Pour atteindre notre objectif, un stage de deux semaines a été organisé au niveau de l'ONA Centre de Bensekrane du 15 mai au 26 Mai 2022. J'ai gérer la gestion actuelle de l'ONA pour le réseau d'assainissement de Bensekrane et collecter les données nécessaires au développement de mon travail.

Nous avons organisé des sorties pour les raisons suivantes :

- Connaître les dimensions des regards (figure II.7).



Figure II.6 : Dimension d'un regard. (15 Mai 2022)

- Participation à une intervention pour le curage (figure II.7, II.8).



Figure II.7 : Colmatage de tuyau d'égout (15 Mai 2022).



Figure II.8 : Curage manuelle. (16 mai 2022)

- Participation à une intervention pour le curage (les regards mal étudié) (figure II.9, II.10).



Figure II.9 : regard mal étudié



Figure II.10 : Colmatage sur les tuyaux d'égouts (18 Mai 2022).



Figure II.11 : Détecteur de métaux.



Figure II.12 : Cyclomètre (mesure de longueur).

Les figures II.13 et II.14 montrent les milieux récepteurs primaires du site d'étude, Oued Isser et Tarene.



Figure II.13 : Oued Tarene (17 mai 2022)



Figure II.14 : Oued Isser. (17 mai 2022)

CHAPITRE II : Présentation de la zone d'étude commune de BENSEKRANE

On outre, les photos ci-après représentent les points de rejets :



Figure II.15 : Mandra.



Figure II.16: Sidi Mohammed.

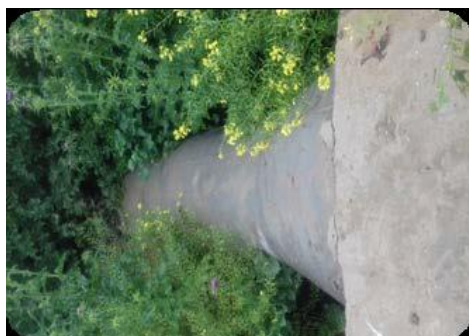


Figure II.17 : Abattoir.



Figure II.18 : Route rouge.



Figure III.19 : City Citron.



Figure III.20 : Dahra 1.



Figure III.21 : Dahra 2.

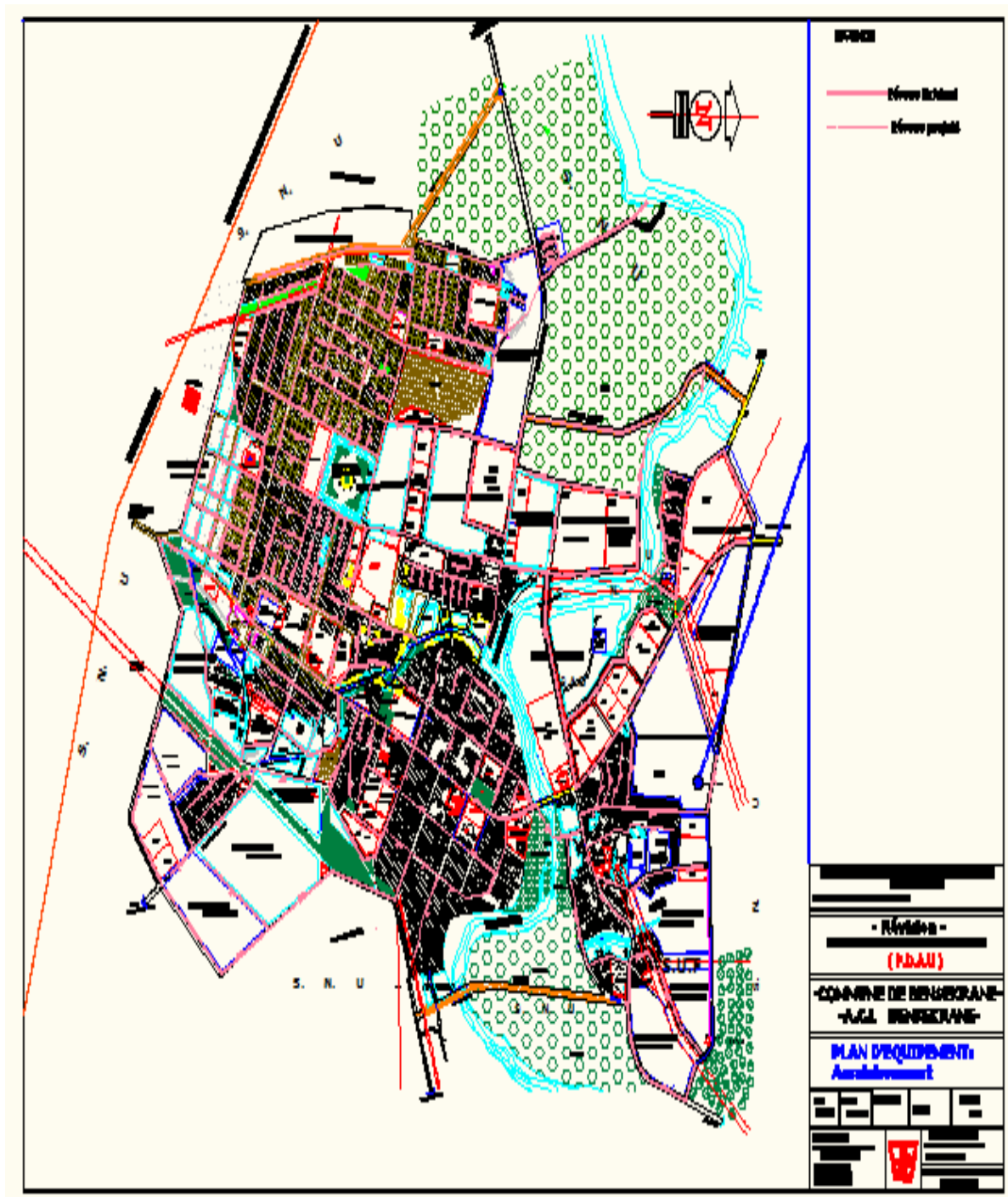


Figure III.22 : Fabrika.

Tableau II.5 : Etat de recensement les points de rejets d'assainissement. [3]

Lieu	Caractéristiques du point de rejet	Nature du point de rejet
Mandra	CAB Ø 400	Domestique
Sidi mohammed	CAB Ø 1000	Domestique
Abattoir	CAB Ø 500	Domestique
La route rouge	CAB Ø 500	Domestique
City Citron	CABØ 1000 (Vers un déversoir rectangulaire).	Domestique
Dahra 1	Déversoir rectangulaire 700/650	Domestique
Dahra 2	Acier Ø 200	Domestique
Fabrika	CAB Ø 500	Domestique

Dans le cadre de ce travail et avec l'aide des agents de l'Office National de l'Assainissement (ONA), nous avons pu obtenir le plan de réseau d'assainissement de l'ACL BENSEKRANE (P.D.A.U, 2007, échelle 1/2000) (figure II.23).



Conclusion :

A travers ce chapitre, nous put établir une base de données nécessaires relatives à la zone d'étude en général en termes de géographie, climat, hydrogéologie, géologie, démographie, assainissement.

CHAPITRE III

ETUDE DE LA PLUVIOSITE

III.1. Introduction :

Mesure de la pluviosité.

Pour mesurer les précipitations (pluie, neige), on utilise un pluviomètre placé "hors éclaboussures" et un pluviographe qui donne accès à la **pluviométrie** en continu.

La pluviosité elle-même.

*Il me fallait, selon les jours, l'heure de déplacement et la **pluviométrie**, entre vingt et trente-cinq minutes pour me rendre sur mon lieu de travail où un parc de stationnement réservé au personnel m'évitait la fastidieuse et exaspérante recherche d'une place.

*Une sécheresse sévère a persisté de février à septembre. Elle a été partiellement compensée par une **pluviométrie** importante en janvier puis d'octobre à décembre.

III.2. Choix de la période de retour :

La probabilité est le nombre d'événements favorables et la durée totale. L'unité de fréquence est (T^{-1}), car nous associons généralement la durée à chaque événement. La période de régression a donc une dimension temporelle.

Si on construit des statistiques pour la crue maximale annuelle (un débit par an), La fréquence au non dépassement 0,9 pendant la période de retour.

$$T = \frac{1}{1 - 0,9} = 10 \text{ ans}$$

Ce type d'inondation se produit en moyenne une fois tous les dix ans.

Néanmoins, 10 % de la fréquence des crues au non dépassement, une période de retour 10 ans, mais on dirait que cette crue est non dépassée une fois tous les dix ans en moyenne. [4]

III.3. Détermination de l'intensité moyenne de précipitation :

L'intensité des précipitations est définie comme l'écoulement de l'eau à travers une seule section horizontale. Cette intensité est exprimée en unités de temps, généralement en millimètres par heure. La définition de l'intensité des précipitations est relativement simple.

Soit $h(t)$ la hauteur cumulée des précipitations en fonction du temps. On appelle $I(t)$,

l'intensité des précipitations à l'instant t , terme : $i_m = \frac{dh}{dt}$ Ainsi, pour calculer la valeur

maximale du débit au point P, le concepteur a besoin de connaître l'intensité moyenne

maximale correspondant à l'intervalle de référence Δt , qui est égale au temps de concentration

CHAPITRE III : Etude de la pluviosité

du bassin amont du point P et atteindra ou dépasser une fois tous les n ans. La définition de l'intensité moyenne est liée à la hauteur de la chute d'eau dans un temps donné, à savoir :

$$i_m = \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad (\text{III. 1})$$

I_m : représente l'intensité moyenne de la pluie sur un intervalle de temps Δt .

Pour calcul de l'intensité, on doit :

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

III.4. Evaluation des débits des eaux pluviales :

On cite les deux méthodes essentielles qui sont les plus utilisées :

- Méthode superficielle.
- Méthode rationnelle.

III.4.1. Méthode superficielle :

Cette méthode proposée par Caquot, est une variante de la méthode rationnelle donnée par la relation suivante [22].

$$Q = K \cdot Cr^y \cdot I^z \cdot S^v \quad \text{III.2}$$

Avec :

y, z, v : Des paramètres en fonction des caractéristiques du BV (déterminer expérimentalement de la période de retour).

I : La pente moyenne du cheminement hydraulique le plus long du BV ;

K : Coefficient fonction de la fréquence, obtenu expérimentalement ;

Cr : Coefficient de ruissellement ;

S : Superficie du BV considéré.

La formule de la méthode de Caquot a des formes différentes en fonction la période de retours en Algérie on préconise :

$$Q = 0,52 \cdot I^{0,2} \cdot Cr^{1,11} \cdot S^{0,83} \quad \text{III.3}$$

➤ **Conditions d'application de la méthode superficielle (Caquot)**

a) Allongement d'un bassin

L'allongement « M » d'un bassin à assainir est égal au rapport du plus long cheminement hydraulique « L » au côté du carré dont la surface équivalente à celle de ce bassin [22]

$$M=L. (A)^{-0,5} \geq 0,8 \quad \text{III.4}$$

Avec :

L : plus long cheminement hydraulique en (hm) ;

A : la surface en (ha).

b) Le coefficient d'influence « β »

Ce coefficient « β » a pour but de donner une certaine précision dans l'évaluation du débit.

S'il s'agit d'un bassin de forme très ramassé ou très allongé, le débit calculé devra être multiplié par le coefficient d'influence « β ».

$$\beta = (M/2)^{(0,7.b)} \quad \text{III.5}$$

Avec : $\beta < 1,73$

b = coefficient de Markine ; *b* = - 0,5 en Algérie.

c) Le coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement qui est le rapport du volume d'eau ruisselé par le volume d'eau tombée, est généralement assimilé au taux d'imperméabilisation du site qui est égale au rapport de la surface imperméabilisée par la surface totale [14].

Le coefficient de ruissellement dépend du type d'occupation du sol et de la typologie d'habitat, les valeurs unitaires proposées sont le suivant :

Tableau III.1 : Le coefficient de ruissellement.

Densité de la population	Cr
Habitats denses	0,8 à 0,9
Habitats économiques	0,6 à 0,8
Immeubles	0,6 à 0,75
Villas	0,3 à 0,4
Industriel	0,5 à 0,8
Parcs et jardins publics	0,1 à 0,25
Voiries	0,9

Limites de la méthode de Caquot :

- Superficie : moins de 200 ha ;

CHAPITRE III : Etude de la pluviosité

- Imperméabilisation : $> 0,2$;
- Pente : $0,2\% < I$.

III.4.2. Méthode rationnelle

La méthode rationnelle permet d'estimer le débit de pointe d'une crue pour des unités hydrauliques rurales ou naturelles.

$$Q = C \cdot A \quad \text{III.6}$$

Avec :

- Q (l/s) : débit de pointe ;
- i (l/s/ha) : intensité pluviale fonction de l'analyse des données pluviométriques locales ;
- A (ha) : aire recevant la chute de pluie ;
 - C coefficient de ruissellement pondéré compris entre 0 et 1.

$$C \text{ (pondéré)} = \frac{\sum C_i \cdot A_i}{\sum A_i} \quad \text{III.7}$$

Principe de la méthode rationnelle :

1. Découpage du bassin en bassins élémentaires A_i ;
2. Calcul du coefficient de ruissellement pondéré ;
3. Détermination de l'intensité pluviale i .

III.5. Caractéristiques empiriques de la série d'observations :

Les caractéristiques empiriques des données pluviométriques de 25 années (1990/91-2014/15) de la station de Sidi abdelli et de juger la distribution des précipitations journalières maximales.

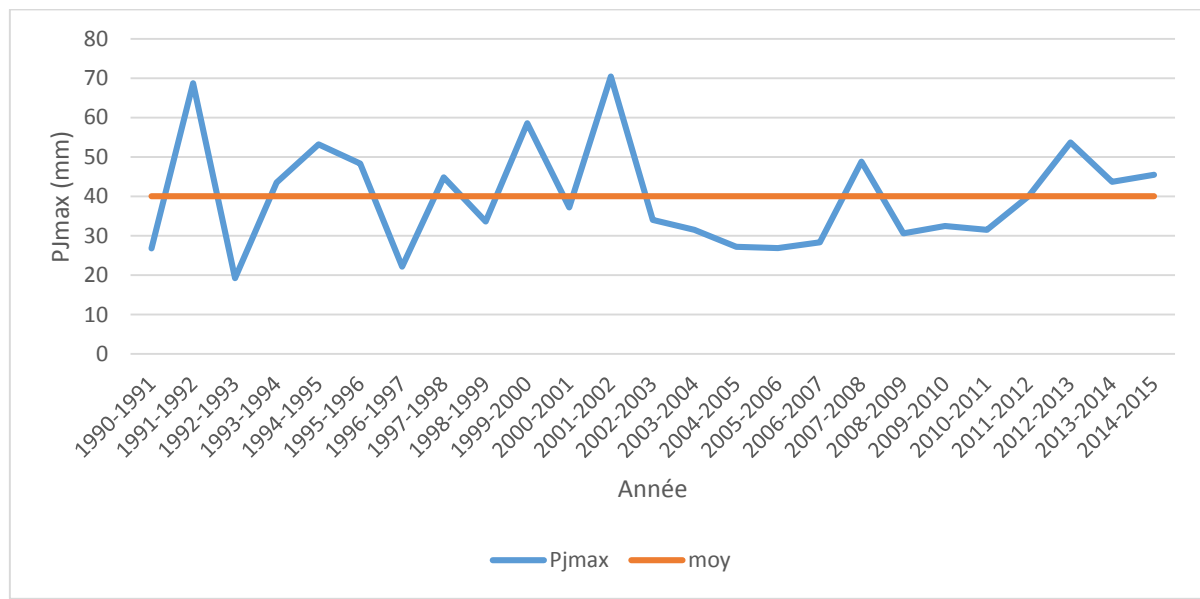


Figure. III.1 : Précipitation maximum journaliers (1990-2015).

CHAPITRE III : Etude de la pluviosité

De 1990/91 à 2014/15 (25 ans), la station météorologique de Sidi Abdelli a enregistré une moyenne maximum journalière de 40 mm. L'analyse quantitative des totaux pluviométriques maximum journaliers ont relevés une évolution irrégulière des précipitations d'une année à une autre, avec un minimum de 19,2 mm enregistré en 1992/93 et un maximum de 70,4 mm en 2001/2002.

Paramètres de position des précipitations de la station de Sidi Abdelli.

$$\bar{P} = 1/n \sum_{i=1}^n P_i = 40 \text{ mm}$$

Paramètres de dispersion des précipitations de la station de Sidi Abdelli.

$$\sigma = 13,61 \text{ mm}$$

$$\text{Coefficient de variation } C_v = \frac{\sigma}{\bar{P}} = 0,34.$$

Le coefficient de variation $C_v < 0.5$, cela nous laisse penser fortement que l'ajustement suit les trois lois d'ajustement : la loi Normal, la loi Log Normal et la loi Gumbel. Le test χ^2 permettra de vérifier cette adéquation.

III.6. Vérification de l'homogénéité de la série pluviométrique.

Il existe des dizaines des méthodes qui sont utilisés pour la vérification d'homogénéité des données observées. Dans notre cas d'étude, nous avons choisi le test de WILCOXON pour tester l'homogénéité des données de la station du Sidi Abdelli.

➤ Teste de WILCOXON

Le test de wilcoxon est un test non paramétrique pour tester l'homogénéité de la série de la Pluie. Ce test est dit non paramétrique car il ne nécessite pas d'estimation de la moyenne et de la variance. En fait, il n'utilise même pas les valeurs X_i recueillies dans les échantillons, Mais seulement leurs rangs dans la liste ordonnée de toutes les valeurs. Nous formons le tableau suivant pour faciliter les calculs. On commence par diviser notre série pluviométrique en deux échantillons de longueurs respectives $N_1 = 10$ valeurs et $N_2 = 15$ valeurs ($N = N_1 + N_2 = 10 + 15 = 25$). Dans la première colonne on porte les dates des mesures de pluie, dans la seconde colonne on porte les données brutes, dans la troisième colonne on porte le premier échantillon x, dans la quatrième colonne on porte le deuxième échantillon y, dans la cinquième et les sixièmes colonnes on porte respectivement les valeurs classées et les rangs de la série originale, dans la septième colonne l'origine de la valeur de la série, c'est à dire on note si elle provient de l'échantillon x ou de l'échantillon y et dans la huitième colonne on inscrit le rang de la valeur qui provient de la série x (tableau III.2).[1]

Tableau III.2 : Tableau d'observation de test Wilcoxon.

Année	P max j mm	X	Y	Rangs	XUY	Origine	Rang X
1990-1991	26,8	26,8	37,2	1	19,2	X	1
1991-1992	68,7	68,7	70,4	2	22,2	X	2
1992-1993	19,2	19,2	34	3	26,8	X	3
1993-1994	43,5	43,5	31,5	4	26,9	Y	
1994-1995	53,2	53,2	27,2	5	27,2	Y	
1995-1996	48,3	48,3	26,9	6	28,3	Y	
1996-1997	22,2	22,2	28,3	7	30,6	Y	
1997-1998	44,8	44,8	48,8	8	31,5	Y	
1998-1999	33,6	33,6	30,6	9	31,5	Y	
1999-2000	58,6	58,6	32,5	10	32,5	Y	
2000-2001	37,2		31,5	11	33,6	X	11
2001-2002	70,4		40	12	34	Y	
2002-2003	34		53,7	13	37,2	Y	
2003-2004	31,5		43,7	14	40	Y	
2004-2005	27,2		45,5	15	43,5	Y	
2005-2006	26,9			16	43,7	Y	
2006-2007	28,3			17	44,8	X	17
2007-2008	48,8			18	45,5	Y	
2008-2009	30,6			19	48,3	X	19
2009-2010	32,5			20	48,8	Y	
2010-2011	31,5			21	53,2	X	21
2011-2012	40			22	53,7	Y	
2012-2013	53,7			23	58,6	X	23
2013-2014	43,7			24	68,7	X	24
2014-2015	45,5			25	70,4	Y	

$$\sum \text{Rang X} = 121$$

On calcule ensuite les valeurs de :

$$Wx = \sum \text{Rang } x = 121.$$

Des deux bornes $Wmin$ et $Wmax$, données par les formules suivantes :

$$Wmin = \frac{(N1+N2+1)N1-1}{2} - U_{1-\alpha/2} \sqrt{\frac{N1;N2(N1+N2+1)}{12}} = 94,35 \quad \text{III.8}$$

$U_{1-\alpha/2}$: représente la valeur de la variable centrée réduite de la loi normale correspondant à $1-\alpha/2$ (au seuil de 95 %, nous avons = 1,96).

$$Wmax = (N1+N2)N1 - Wmin = 155,65 \quad \text{III.9}$$

On vérifie l'inégalité : $Wmin < Wx = \sum \text{Rang } x < Wmax \rightarrow 94,35 < 121 < 155,65$

➤ Donc on conclue que notre série est homogène.

III.6.1. Choix de la loi d'ajustement

Puisque je vais travailler avec les extrêmes, j'ai utilisé je commence par la loi de GAUSS (la loi normal) après on poursuit par la loi de GALTON (loi log normal) et finalement par la

CHAPITRE III : Etude de la pluviosité

2eme méthode qui est la loi de Gumel. Ce choix est lié par un ajustement graphique et a un test de dispersion.

Dans mon travail ont appuyé sur le logiciel HYFRAN.

III.6.2. logiciel HYFRAN

HYFRAN (**H**ydrological **F**requency **A**nalysis) est un logiciel d'ajustement de lois statistiques, qui permet d'analyse fréquentielle en hydrologie particulièrement pour les valeurs extrêmes.

Il possède les fonctionnalités suivantes :

1. Vérification d'hypothèses : indépendance, homogénéité, présence de tendances ou de valeurs singulières, adéquation des lois théoriques aux données observées ;
2. Ajustement à 16 lois (exponentielle, GEV, Gumbel, normale, log-normale (deux ou trois paramètres), WEIBULL, gamma (ou Pearson, deux ou trois paramètres), gamma généralisée, gamma inverse, log-Pearson type 3, Halphen (types A, B et B-1) par trois méthodes (maximum de vraisemblance, moments, moments pondérés) ;
3. Calcul de quantiles avec intervalles de confiance ;
4. Interfaçage avec tableurs.

✓ Ajustement à La loi normal (GAUSS)

Les résultats de l'ajustement par la loi de Gauss pour une période d'étude allant de 1990/91 à 2014/15 soit 25 ans sont résumés dans le tableau III.3.

Tableau III. 3 : Résultats d'ajustement de la loi normal.

T	q	PT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000	0,9999	90,021	7,7725	74,784-105.26
2000	0,9995	84,209	6,9925	70,501-97,917
1000	0,999	81,492	6,6329	68.489, -94.495
200	0,995	74,517	5,7287	63.284-85,745
100	0,99	71,130	5,3035	60.733-81.527
50	0,98	67,431	4,8525	57.918-76.944
20	0,95	61,882	4,2124	53.624-70.140
10	0,9	56,950	3,6965	49.704-64.197
5	0,8	50,977	3,1748	44.753-57.201
3	0,6667	45,398	2,8414	39.828-50.969
2	0,5000	39,560	2,7136	34.240-44.880
1,4286	0,3000	32,450	2,9011	26.763-38.138
1,2500	0,2000	28,143	3,1748	21.919-34.367
1,1111	0,1000	22,170	3,6965	14.923-29.416
1,0526	0,0500	17,238	4,2124	8.9798-25.496
1,0204	0,0200	11,689	4,8525	2.1760-21.202
1,0101	0,0100	7,9902	5,3033	-2.4067-18.387
1,0050	0,050	4,6057	5,7287	-6.6248-15.836
1,0010	0,0010	-2,3721	6,6329	-15.367-10.631
1,0005	0,0005	-5,0890	6,9925	-18.797-8.6192
1,0001	0,0001	-10,901	7,7725	-26.138-4.3362

CHAPITRE III : Etude de la pluviosité

Avec :

T : Période de retour ($T=10$ ans) ;

q : Probabilité au non dépassement ;

XT : Précipitations journaliers maximales.

a. Test graphique :

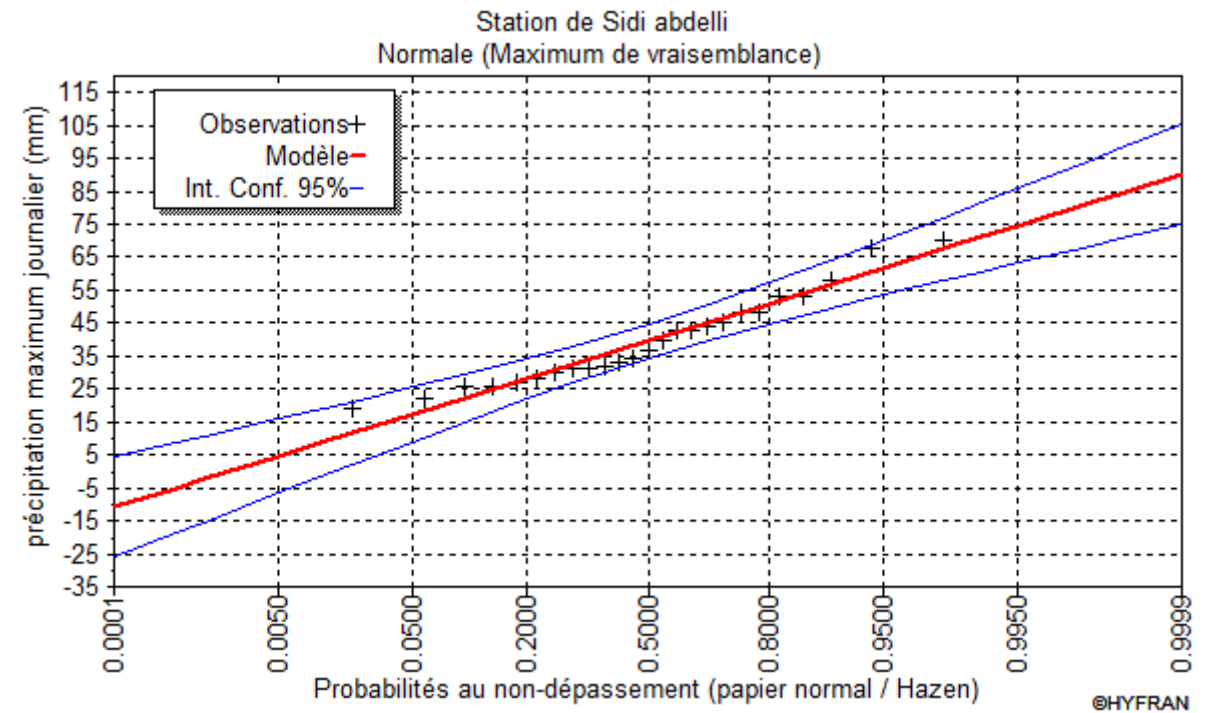


Figure.III.2 : Ajustement graphique des précipitations annuelles à la loi de distribution normal.

Fig.III.2 : Ajustement graphique des précipitations annuelles à la loi de distribution normal.

D'après la figure III.2, je remarque que la distribution des précipitations à la loi normale fournit un alignement de points non acceptables (non ajusté).

On obtient une distribution représentée par une droite (la droite d'Henry) d'équation :

$$X = \sigma \times u + \beta \quad \text{III.10}$$

Avec :

$$\delta = \text{Ecart-type} = 13,61$$

$$\beta = \text{moyenne des précipitations} = 40 \text{ mm}$$

u : Variable réduite de Gauss.

Ou :

$$X = 13,61 u + 40 \quad \text{III.11}$$

b. Test du χ^2

Afin de déterminer la valeur du χ^2 , nous avons repris les séries des précipitations et nous avons réparti ces valeurs en classes. Les résultats sont donnés dans le tableau III.4.

Tableau III.4 : Résultats du χ^2 .

Paramètres	valeurs
χ^2 calculé	11,08
χ^2 tabulé	9,88
Degré de liberté ddl	4
Nombre de classe K	7

Le χ^2 calculé étant supérieur au χ^2 tabulé ($\chi^2_c > \chi^2_t$), le test est négatif, l'ajustement permet donc de rejeter une distribution normale des précipitations (mauvais ajustement).

✓ **Ajustement par la loi log normale (Galton)**

Les résultats de l'ajustement par la loi de Galton pour une période d'étude allant de 1990/91 à 2014/15 soit 25 ans sont résumés dans le tableau III.5.

Tableau III.5 : Résultats d'ajustement de la loi log normal

T	Q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000	0,9999	132.64	25.848	81.968 - 183.31
2000	0,9995	114.65	20.101	75.249 - 154.06
1000	0,999	107.10	17.811	72.187 - 142.02
200	0,995	89.914	12.914	64.597 - 115.23
100	0,99	82.599	10.983	61.068 - 104.13
50	0,98	75.284	9.1593	57.328 - 93.240
20	0,95	65.506	6.9184	51.943 - 79.069
10	0,9	57.887	5.3649	47.370 - 68.404
5	0,8	49.835	5.3649	42.059 - 57.612
3	0,6667	43.330	3.9668	37.279 - 49.382
2	0,5000	37.430	3.0869	32.438 - 42.423
1,4286	0,3000	31.319	2.5466	26.853 - 35.785
1,2500	0,2000	28.113	2.2781	23.726 - 32.500
1,1111	0,1000	24.203	2.2377	19.805 - 28.600

CHAPITRE III : Etude de la pluviosité

1,0526	0,0500	21.388	2.2431	16.959 - 25.816
1,0204	0,0200	18.610	2.2554	14.171 - 23.048
1,0101	0,0100	16.962	2.2641	12.540 - 21.383
1,0050	0,050	15.582	2.2554	11.194 - 19.969
1,0010	0,0010	13.081	2.2380	8.8164 - 17.345
1,0005	0,0005	12.220	2.1423	8.0198 - 16.419
1,0001	0,0001	10.563	2.0584	6.5274 - 14.598

Avec :

T : Période de retour ($T=10$ ans).

q : Probabilité au non dépassement.

XT : Précipitations journalier maximales.

Quantiles :

$q = F(X)$ (probabilité au non-dépassement) ; $T = 1/(1-q)$.

Tableau III.6 : Résultats du χ^2 .

Paramètres	valeurs
χ^2 calculé	6,28
χ^2 tabulé	9,88
Degré de liberté ddl	4
Nombre de classe K	7

Le χ^2 calculé étant inférieur au χ^2 tabulé ($\chi^2_c < \chi^2_t$), le test est positif, l'ajustement permet donc d'admettre une distribution normale des précipitations (bon ajustement).

La fonction de répartition de la loi log-normale (Galton) est :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du \quad \text{III.12}$$

Elle est tabulée en fonction de u qui représente la variable réduite de Galton (variable de Gauss en échelle logarithmique).

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma \ln x} \quad \text{III.13}$$

Où :

$\overline{\ln x}$: Moyenne arithmétique de la série des valeurs transformées en logarithme ;

$\sigma \ln x$: L'écart-type de la série des valeurs à échelle logarithmique.

L'équation de droit de Galton : $\overline{\ln x} + \sigma \ln x u$ **III.14**

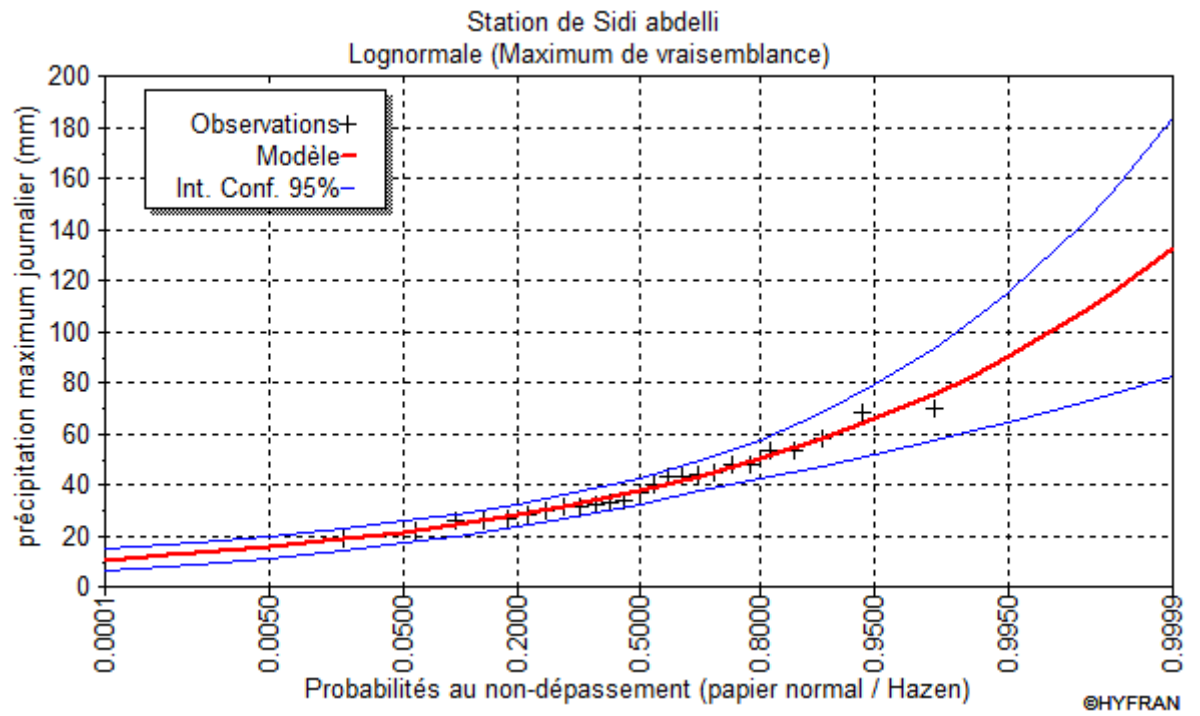


Figure. III.3 : Ajustement graphique des précipitations annuelles à la loi log normale
 D'après la figure III.3, je remarque que la distribution des précipitations à la loi log normale fournit un alignement de points acceptables.

✓ **Ajustement par la loi de Gumel**

La fréquence cumulative de la distribution de Gumel (1958) pour les valeurs extrêmes maximales a la forme de l'exponentielle double suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-u}} = e^{-e^{-\frac{-(\alpha-\beta)}{1!}}}$$

III.15

F(x) : la fonction de répartition de Gumbel.

U : variable réduite de Gumbel.

α, β : Sont des paramètres de loi de Gumbel.

α : Paramètre de dispersion d'échelle différent de zéro $\alpha=0.78\sigma$ **III.16**

β : Paramètre de position **III.17**

Le variable réduite de Gumel $U=-\ln(-\ln(x))$ **III.18**

L'équation de droite de Gumel $P_{max}=\beta+\alpha U$ **III.19**

Les résultats d'ajustement à la loi de Gumel par logiciel HYFRAN sont illustrés dans le tableau et le graphe suivants :

Tableau III.7 : Résultat d'ajustement de la loi de Gumbel.

T	Q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000	0,9999	134.19	17.087	100.69 - 167.68
2000	0,9995	116.54	14.272	88.560 - 144.52
1000	0,999	108.94	13.063	83.328 - 134.54
200	0,995	91.267	10.268	71.138 - 111.40
100	0,99	83.640	9.0710	65.857 - 101.42
50	0,98	75.984	7.8799	60.537 - 91.432
20	0,95	65.768	6.3156	53.387 - 78.149
10	0,9	57.876	5.1422	47.795 - 67.957
5	0,8	49.648	3.9834	41.839 - 57.457
3	0,6667	43.100	3.1565	36.912 - 49.288
2	0,5000	37.221	2.5610	32.200 - 42.241
1,4286	0,3000	31.167	2.2198	26.815 - 35.518
1,2500	0,2000	27.984	2.1984	23.675 - 32.294
1,1111	0,1000	24.057	2.3326	19.485 - 28.630
1,0526	0,0500	21.172	2.5294	16.213 - 26.131
1,0204	0,0200	18.246	2.7946	12.768 - 23.725
1,0101	0,0100	16.458	2.9819	10.612 - 22.303
1,0050	0,050	14.920	3.1550	8.7352 - 21.105
1,0010	0,0010	12.012	3.5071	5.1366 - 18.887
1,0005	0,0005	10.963	3.6405	3.8267 - 18.100
1,0001	0,0001	8.8577	3.9166	1.1795 - 16.536

CHAPITRE III : Etude de la pluviosité

Avec :

T : Période de retour ($T=10$ ans) ;

q : Probabilité au non dépassement ;

XT : Précipitations journaliers maximales.

Quantiles :

$q = F(X)$ (probabilité au non-dépassement) ; $T = 1/(1-q)$.

Tableau III.8: Résultats du χ^2 .

Paramètres	valeurs
χ^2 calculé	5,86
χ^2 tabulé	9,88
Degré de liberté ddl	4
Nombre de classe K	7

Le χ^2 calculé étant inférieur au χ^2 tabulé ($\chi^2_c < \chi^2_t$), le test est positif, l'ajustement permet donc d'admettre une distribution normale des précipitations (bon ajustement).

✓ Teste graphique:

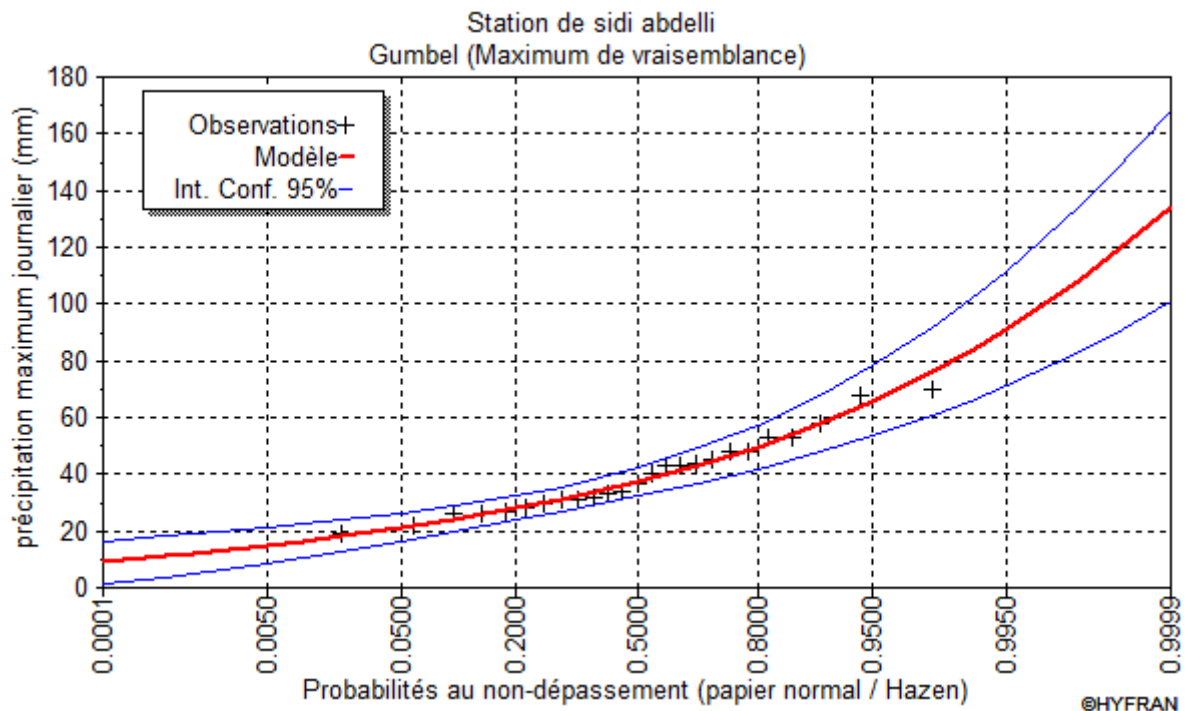


Fig. III.4 : Ajustement graphique des précipitations annuelles à la loi de Gumel

Les résultats d'ajustement graphique des lois statistiques obtenus à l'aide de logiciel Hyfran en utilisant la méthode de régression de maximum vraisemblable et un seuil de signification

CHAPITRE III : Etude de la pluviosité

de 95% montrent que l'alignement des points expérimentaux sont bien réparties et proche du droit théorique, je remarque que la distribution des précipitations à la loi de Gumel fournit un alignement de points acceptables (ajusté).

Conclusion

Le test de la validité des lois d'ajustement utilisées (loi de Gumbel, loi de Galton et la loi normale) a été réalisé à l'aide de logiciel HYFRAN qui résume les résultats de test d'adéquation khi-deux pour notre échantillon comme mentionné sur le tableau III.9 :

Tableau III.9 : Résultats d'ajustement

La loi d'ajustement	Le degré de liberté (ddl)	Seuil de signification	Khi-deux calculé (χ^2)	Khi-deux tabulé (χ^2)
Loi normale	4	5%	11,08	9,88
Galton (log normale)	4	5%	6,28	9,88
Gumbel	4	5%	5,56	9,88

On peut conclure à partir des résultats obtenus que le khi-deux calculé (χ^2) est dans la zone Favorable (khi-deux calculé (χ^2) < khi-deux tabulé (χ^2)) d'adéquation pour les deux lois d'ajustement (log normale et Gumbel), autrement dit, l'écart entre les valeurs d'échantillons étudiés et celles données est faible et qu'il y a une chance de 95% que les lois d'ajustement choisis s'ajustent bien à notre échantillon.

Mais la loi dont le meilleur ajustement a été obtenu par notre échantillon pour 25 années d'observations de la station pluviométrique de Sidi Abdelli ayant une moyenne égale 40 mm et un écart-type de 13,61 mm est la loi de Galton (log normale) car tous les points d'observation sont trop proches de la droite et l'adéquation par le test de khi-deux acceptable, le contraire par rapport à la loi de Gumbel où le calcul a donné des valeurs négatives et les résultats de la loi de Gauss (normale) nous donnent des valeurs négatives, le test de khi-deux non vérifié et les points sont plus loin de la courbe théorique.

III.7. Estimation des eaux pluviales.

III.7.1. Les paramètres de la loi de Montana :

Pour calculer les paramètres de Montana on doit utiliser la loi de Bernard (1932), aussi appelée la loi de Montana ; l'équation la plus simplifiée est :

$$I = \frac{a}{(t)^b} \quad \text{III.25}$$

Avec :

I : Est l'intensité des précipitations (mm/h) ;

t : Est la durée de la tempête (min) ;

a, b , Sont des paramètres liés aux conditions météorologiques.

III.7.2. Tracé la courbe I.D.F (Intensité-durée -Fréquence)

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation nous utilisons les formules suivantes :

$$P = P_{jmaxf} \cdot \left(\frac{t}{24}\right)^\alpha \quad \text{III.26}$$

$$I_{max} = \frac{P}{t} \quad \text{III.27}$$

$$I_t = I_{max} \cdot (t)^b \quad \text{III.28}$$

Avec :

P : Pluie maximale annuelle de durée (t) et de fréquence (f) (en mm) ;

P_{jmaxf} : Pluie journalière maximale de fréquence f (en mm) ;

b : Exposant climatique de la station pluviométrique ;

t : Durée en heure (En heure) ;

I_{max} : Intensité maximale de précipitation pour une averse de fréquence P ;

I_t : Intensité moyenne maximale (mm/h).

L'estimation des paramètres a et b de Montana est encore simplifiée en calculant l'exposant

Climatique « α » qui se définit par la loi suivante :

$$\alpha = 1 + \frac{\ln\left(\frac{P_{maxj}}{24}\right) - \ln(25)}{\ln(24) - \ln(0.5)} \quad \text{III.29}$$

Avec :

$$b = \alpha - 1 \quad \text{Avec :} \quad b < 0 \quad \text{III.30}$$

$$a = \frac{1.15}{(60 \cdot 24)^\alpha} \cdot P_{maxj} \quad \text{III.31}$$

Tableau III.10 : Résultats de calcul des paramètres de Montana.

Période de retour	T=2ans	T=5ans	T=10ans	T=20ans
Intensité (mm/h)	1,55	2,06	2,41	2,74
Alpha (α)	0,29	0,36	0,40	0,43
a	5,19	4,16	3,62	3,31
b	-0,71	-0,64	-0,60	-0,57

Nous résumons les résultats dans les tableaux suivants :

Tableau III. 11 : Intensité pour des différentes fréquences pour T=2ans.

T= 2 ans :

T(h)	P(mm)	I max	It	T(h)	P(mm)	I max	It
0.5	12,11	24,22	39,61	12.5	30,80	2,46	0,41
1	14,80	14,80	14,80	13	31,15	2,39	0,38
1.5	16,65	11,1	8,32	13.5	31,500	2,33	0,36
2	18,10	9,05	5,53	14	31,83	2,27	0,34
2.5	19,31	7,72	4,02	14.5	32,160	2,21	0,33
3	20,36	6,78	3,10	15	32,47	2,16	0,31
3.5	21,29	6,08	2,49	15.5	32,78	2,11	0,30
4	22,13	5,53	2,06	16	33,09	2,06	0,28
4.5	22,90	5,08	1,74	16.5	33,38	2,02	0,27
5	23,61	4,72	1,50	17	33,67	1,98	0,26
5.5	24,27	4,41	1,31	17.5	33,96	1,94	0,25
6	24,89	4,14	1,16	18	34,24	1,90	0,24
6.5	25,48	3,92	1,03	18.5	34,51	1,86	0,23
7	26,03	3,71	0,93	19	34,78	1,83	0,22
7.5	26,56	3,54	0,84	19.5	35,04	1,79	0,215
8	27,06	3,38	0,77	20	35,30	1,76	0,211
8.5	27,54	3,24	0,70	20.5	35,55	1,73	0,210
9	28,006	3,11	0,65	21	35,80	1,70	0,196
9.5	28,44	2,99	0,60	21.5	36,05	1,67	0,185
10	28,87	2,88	0,56	22	36,29	1,64	0,183
10.5	29,28	2,78	0,52	22.5	36,53	1,62	0,177
11	29,68	2,69	0,49	23	36,76	1,59	0,172
11.5	30,06	2,61	0,46	23.5	36,99	1,57	0,167
12	30,44	2,53	0,43	24	37,221	1,55	0,162

Tableau III.12: Intensité pour des différentes fréquences pour T=5ans.

T= 5 ans :

T(h)	P(mm)	I max	It	T(h)	P(mm)	I max	It
0.5	10,97	21,94	34,18	12.5	38,49	3,079	0,611
1	14,37	14,37	14,37	13	39,08	3,006	0,58
1.5	16,83	11,22	8,65	13.5	39,66	2,93	0,55
2	18,83	9,41	6,03	14	40,23	2,87	0,530
2.5	20,55	8,22	4,57	14.5	40,78	2,81	0,507
3	22,06	7,35	3,64	15	41,33	2,75	0,48
3.5	23,431	6,69	3	15.5	41,86	2,70	0,467
4	24,68	6,17	2,54	16	42,38	2,64	0,449
4.5	25,84	5,74	2,19	16.5	42,89	2,599	0,43
5	26,92	5,38	1,92	17	43,400	2,55	0,41
5.5	27,94	5,08	1,706	17.5	43,89	2,508	0,401
6	28,91	4,81	1,53	18	44,378	2,46	0,38
6.5	29,83	4,58	1,38	18.5	44,85	2,42	0,37
7	30,70	4,38	1,26	19	45,32	2,38	0,36
7.5	31,54	4,20	1,158	19.5	45,78	2,34	0,35
8	32,34	4,042	1,068	20	46,24	2,31	0,33
8.5	33,120	3,89	0,990	20.5	46,68	2,27	0,32
9	33,86	3,76	0,92	21	47,128	2,24	0,31
9.5	34,58	3,64	0,86	21.5	47,56	2,21	0,31
10	35,28	3,52	0,808	22	47,99	2,18	0,30
10.5	35,96	3,42	0,76	22.5	48,413	2,15	0,29
11	36,623	3,32	0,717	23	48,830	2,12	0,28
11.5	37,26	3,24	0,67	23.5	49,242	2,09	0,274
12	37,88	3,15	0,64	24	49,648	2,06	0,270

CHAPITRE III : Etude de la pluviosité

Tableau III.13 : Intensité pour des différentes fréquences pour T=10ans.

T= 10 ans :

T(h)	P (mm)	I max	It	T(h)	P(mm)	I max	It
0.5	12,30	24,6	37,28	12.5	44,58	3,56	0,78
1	16,23	16,23	16,23	13	45,28	3,48	0,74
1.5	19,09	12,72	9,97	13.5	45,97	3,40	0,71
2	21,42	10,71	7,06	14	46,65	3,33	0,68
2.5	23,42	9,36	5,40	14.5	47,310	3,26	0,655
3	25,19	8,39	4,34	15	47,95	3,19	0,62
3.5	26,79	7,65	3,60	15.5	48,58	3,13	0,60
4	28,26	7,06	3,07	16	49,210	3,07	0,58
4.5	29,62	6,58	2,66	16.5	49,820	3,01	0,56
5	30,9	6,18	2,3	17	50,41	2,96	0,54
5.5	32,10	5,83	2,09	17.5	51,006	2,91	0,52
6	33,24	5,54	1,89	18	51,584	2,86	0,50
6.5	34,322	5,28	1,71	18.5	52,15	2,81	0,48
7	35,35	5,05	1,57	19	52,71	2,77	0,47
7.5	36,34	4,84	1,44	19.5	53,26	2,73	0,45
8	37,29	4,66	1,33	20	53,80	2,69	0,44
8.5	38,210	4,49	1,24	20.5	54,33	2,65	0,43
9	39,09	4,34	1,16	21	54,86	2,61	0,42
9.5	39,94	4,20	1,08	21.5	55,38	2,57	0,40
10	40,77	4,077	1,02	22	55,89	2,54	0,39
10.5	41,580	3,96	0,96	22.5	56,40	2,50	0,38
11	42,36	3,85	0,91	23	56,89	2,47	0,37
11.5	43,12	3,74	0,86	23.5	57,39	2,44	0,36
12	43,86	3,65	0,82	24	57,876	2,41	0,35

Tableau III.14 : Intensité pour des différentes fréquences pour T=20ans.

T= 20 ans :

T(h)	P(mm)	I max	It	T(h)	P(mm)	I max	It
0.5	12,447	24,894	36,956	12.5	49,681	3,975	0,942
1	16,769	16,769	16,769	13	50,526	3,887	0,901
1.5	19,963	13,309	10,563	13.5	51,353	3,804	0,863
2	22,592	11,296	7,609	14	52,162	3,726	0,828
2.5	24,867	9,947	5,900	14.5	52,955	3,652	0,795
3	26,895	8,965	4,793	15	53,733	3,582	0,765
3.5	28,739	8,211	4,020	15.5	54,496	3,516	0,737
4	30,437	7,609	3,453	16	55,245	3,453	0,711
4.5	32,018	7,115	3,019	16.5	55,981	3,393	0,686
5	33,502	6,700	2,677	17	56,704	3,336	0,664
5.5	34,904	6,346	2,402	17.5	57,415	3,281	0,642
6	36,23	6,038	2,174	18	58,115	3,229	0,622
6.5	37,503	5,770	1,985	18.5	58,804	3,179	0,603
7	38,718	5,531	1,824	19	59,482	3,131	0,585
7.5	39,884	5,318	1,686	19.5	60,150	3,085	0,567
8	41,006	5,126	1,567	20	60,808	3,040	0,551
8.5	42,089	4,952	1,462	20.5	61,457	2,998	0,536
9	43,136	4,793	1,370	21	62,098	2,957	0,521
9.5	44,151	4,647	1,288	21.5	62,7295	2,918	0,508
10	45,136	4,514	1,215	22	63,352	2,880	0,495
10.5	46,093	4,390	1,149	22.5	63,967	2,843	0,482
11	47,024	4,275	1,090	23	64,575	2,808	0,470
11.5	47,931	4,168	1,036	23.5	65,175	2,773	0,459
12	48,817	4,068	0,987	24	65,768	2,740	0,448

CHAPITRE III : Etude de la pluviosité

Tableau III.15 : Les résultats exprimés des courbes I.D.F (Intensité, Durée, Fréquence).

T(h)	T=2 ans	T=10 ans	T=20 ans	T(h)	T=2 ans	T=10ans	T=20ans
0.5	39,61	37,28	36,956	12.5	0,41	0,78	0,942
1	14,80	16,23	16,769	13	0,38	0,74	0,901
1.5	8,32	9,97	10,563	13.5	0,36	0,71	0,863
2	5,53	7,06	7,609	14	0,34	0,68	0,828
2.5	4,02	5,40	5,900	14.5	0,33	0,655	0,795
3	3,10	4,34	4,793	15	0,31	0,62	0,765
3.5	2,49	3,60	4,020	15.5	0,30	0,60	0,737
4	2,06	3,07	3,453	16	0,28	0,58	0,711
4.5	1,74	2,66	3,019	16.5	0,27	0,56	0,686
5	1,50	2,3	2,677	17	0,26	0,54	0,664
5.5	1,31	2,09	2,402	17.5	0,25	0,52	0,642
6	1,16	1,89	2,174	18	0,24	0,50	0,622
6.5	1,03	1,71	1,985	18.5	0,23	0,48	0,603
7	0,93	1,57	1,824	19	0,22	0,47	0,585
7.5	0,84	1,44	1,686	19.5	0,215	0,45	0,567
8	0,77	1,33	1,567	20	0,211	0,44	0,551
8.5	0,70	1,24	1,462	20.5	0,210	0,43	0,536
9	0,65	1,16	1,370	21	0,196	0,42	0,521
9.5	0,60	1,08	1,288	21.5	0,185	0,40	0,508
10	0,56	1,02	1,215	22	0,183	0,39	0,495
10.5	0,52	0,96	1,149	22.5	0,177	0,38	0,482
11	0,49	0,91	1,090	23	0,172	0,37	0,470
11.5	0,46	0,86	1,036	23.5	0,167	0,36	0,459
12	0,43	0,82	0,987	24	0,162	0,35	0,448

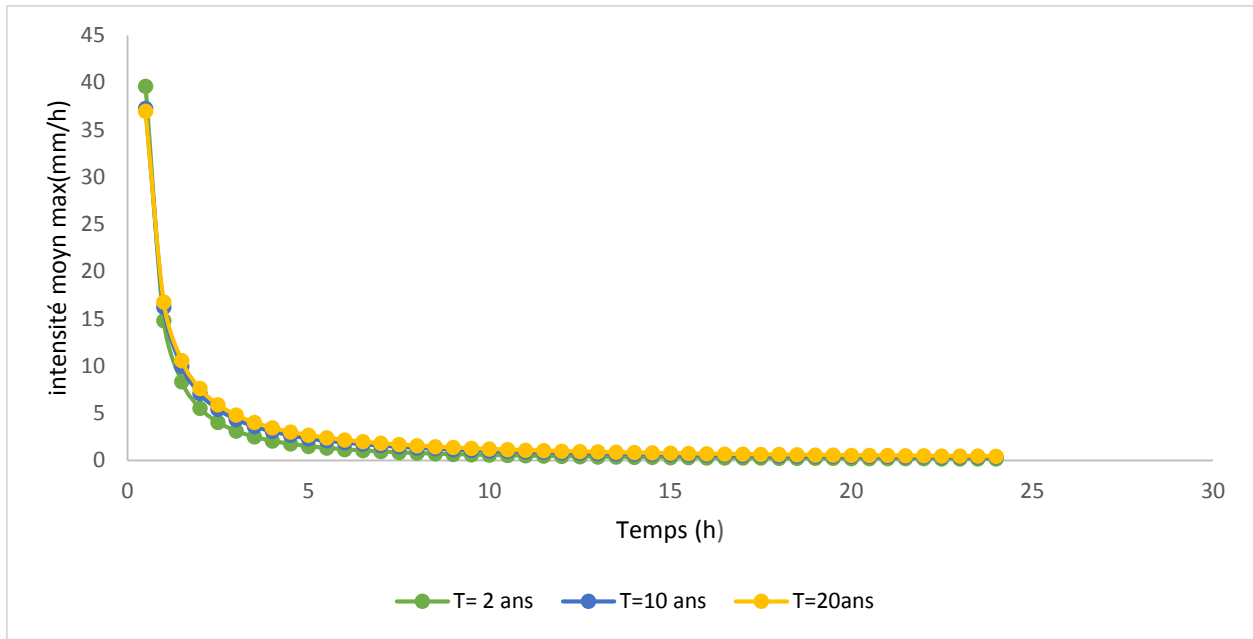


Figure. III.5. Courbes I.D.F (Intensité, Durée, Fréquence).

Remarque : Pour les projets routiers on prend généralement le période de retour égale à 10 ans.

Conclusion :

Ce chapitre consiste à illustrer la méthode de travail commencement par l'analyse des données à l'aide des logiciels de calcul (HYFRAN). On a calculé les valeurs d'intensités moyennes de pluie de projet établi par la loi de Gumbel et on a tiré la valeur de crue de projet établie par la loi de MONTANA pour estimer le débit pluvial de la ville de BENSEKRANE.

CHAPITRE IV :

RESULTATS DE LA MODELISATION DU

RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE

BENSEKRANE

Introduction

La modélisation hydraulique d'un réseau d'assainissement est un outil particulièrement intéressant pour diagnostiquer le fonctionnement du réseau. Ainsi elle permet de simuler le comportement futur du réseau pour planifier les futurs investissements et contrôler le dimensionnement. [1]

Le but de ce chapitre est de travailler avec logiciel SWMM pour étudier le comportement hydraulique du réseau actuel face à un évènement pluviométrique d'un temps de retour de 10ans, afin de diagnostiquer d'éventuels problèmes liés au dimensionnement et proposer les solutions adéquates.

IV.1. Conditions d'application du logiciel SWMM

La simulation du réseau par le modèle SWMM se fera en respectant les conditions suivantes :

- La profondeur maximale du regard est de 4 mètres qui peut aller jusqu'à 6 m comme une limite maximale en cas d'exception.
- La vitesse d'écoulement dans la conduite est comprise entre (0,3 m/s à 3 m/s) dans le cas d'un système unitaire.
- Changer les diamètres au fur et à mesure, jusqu'à ce que les vitesses et les pentes soient réglées (satisfaire les conditions hydrauliques). [1]

IV.2 Domaines d'application du logiciel SWMM

Le logiciel SWMM présente plusieurs applications, qu'on résume en :

IV.2.1 Gestion des eaux pluviales

- Modélisation et diagnostic des réseaux/schémas directeurs ;
- Modélisation des écoulements en réseaux et en surface ;
- Délimitation des zones inondables (1D/2D) ;
- Dimensionnement de bassins de rétention ;
- Optimisation des réservoirs d'écrêtement des crues et bassins d'orage ;
- Analyse du cycle hydrologique complet dans les bassins versants ruraux et urbains ;
- Analyse partielle de la charge des sédiments et des polluants ;
- Analyse partielle et conception globale de techniques alternatives.

IV.2.2 Gestion des eaux usées

- Hydraulique des systèmes de collecte et analyse des capacités ;
- Modélisation de réseaux d'assainissement unitaires, pluviaux et/ou séparatifs ;
- Modélisation en continu et/ou événementielle ;

- Analyse d'atténuation des débordements de réseaux ;
- Analyse des débits entrants et des infiltrations d'eau de pluie ;
- Analyse partielle de la qualité de l'eau ;
- Systèmes de contrôle en temps réel.

IV.2.3 Gestion des plaines inondables et des rivières

- Simulation hydraulique en rivière 1D/2D ;
- Cartographie des plaines inondables et des risques d'inondation ;
- Prise en compte des passages couverts (ponceau, buse) et des ponts ;
- Drainage des systèmes naturels et urbains entièrement couplés ;
- Plan d'évacuation et planification des actions d'urgence.

IV.3. Traitement et analyse des données

Durant le deuxième stage qui a été effectué au niveau de la Société de l'Eau et de l'assainissement d'Oran « SEOR » dont l'objectif étant de traiter et analyser les données du réseau et sa cartographie et ce grâce aux multitudes d'outils et logiciel dont dispose l'institution d'accueil, les logiciels qui ont été utilisés pour le traitement des données collectées auparavant du réseau sont : MIKE MOUSE et MIKE URBAN.

IV.3.1. Importation de la base de données

L'importation de la base de données : le réseau est importé directement dans ArcMap, la figure IV.1 illustre cette étape.

Lors de l'étape d'importation, il n'est pas nécessaire de convertir ou d'entrer des entités à partir d'ArcGIS car les fichiers de forme (Shp) sont lisibles et exécutables sur le modèle de souris.

Le fichier Shape est un format non topologique simple pour stocker des informations sur l'emplacement géométrique et les attributs des entités géographiques.

CHAPITRE IV : Résultats de la modélisation du réseau d'assainissement de BENSEKRANE

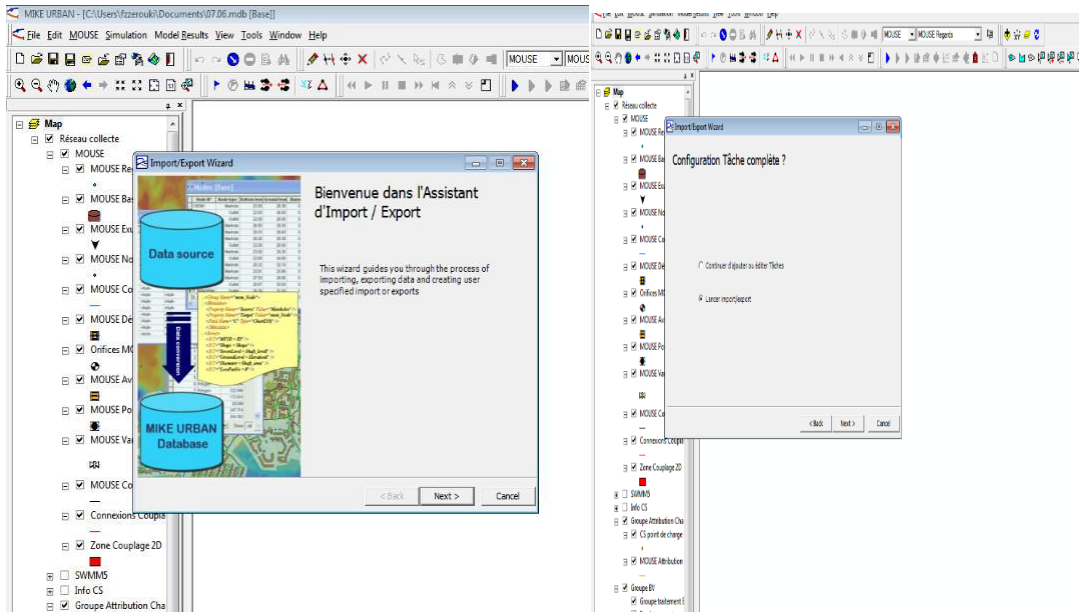


Figure IV.1 : Importation des données du réseau d'assainissement de BENSEKRANE sous forme de Shape (Shp).



Figure IV.2 : Schéma de réseau d'assainissement de BENSEKRANE sur Mapinfo. [12]

IV.3.2. Sous bassin versant

La fonction hydrologique de MOUSE permet de diviser le bassin versant de la zone d'étude en sous bassins versant pour connaître la quantité d'eaux usées qui va à chaque sous bassin versant. Les sous bassins versants ont été dessinés en tenant compte des regards. Un système de géocodage relie les conduites aux sous bassins versants créés. Cela subdivise le bassin versant de la zone d'étude en 648 sous bassins versants illustrés dans la figure IV.4.

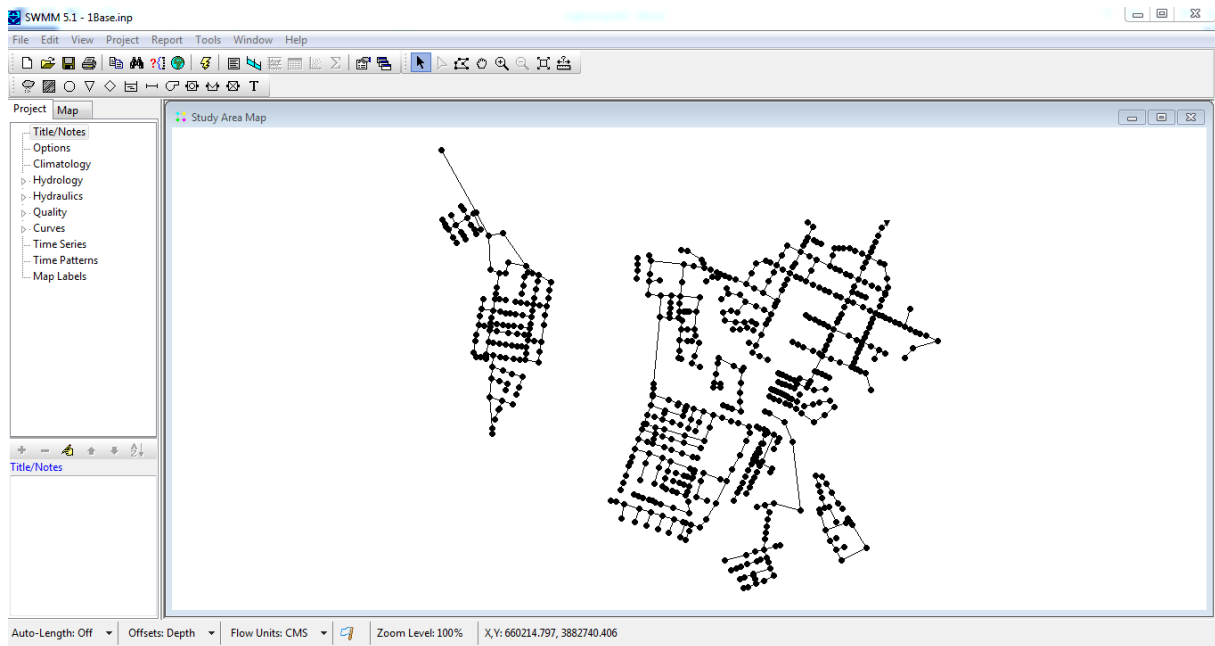
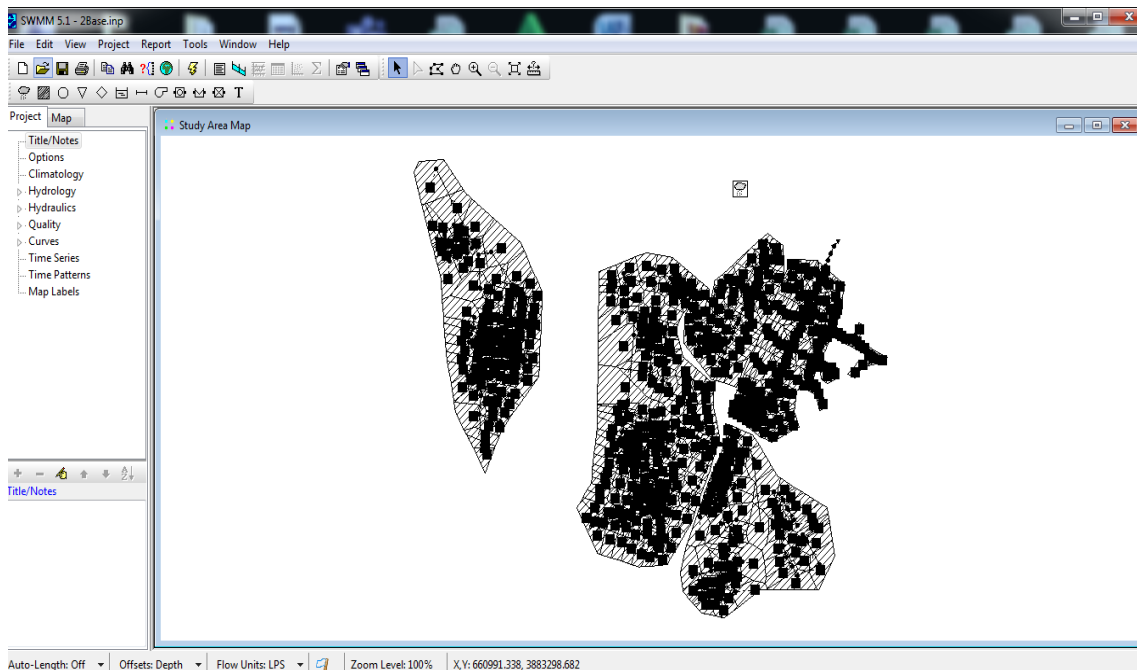


Figure IV.3. Réseau d'assainissement de la ville BENSEKRANE.

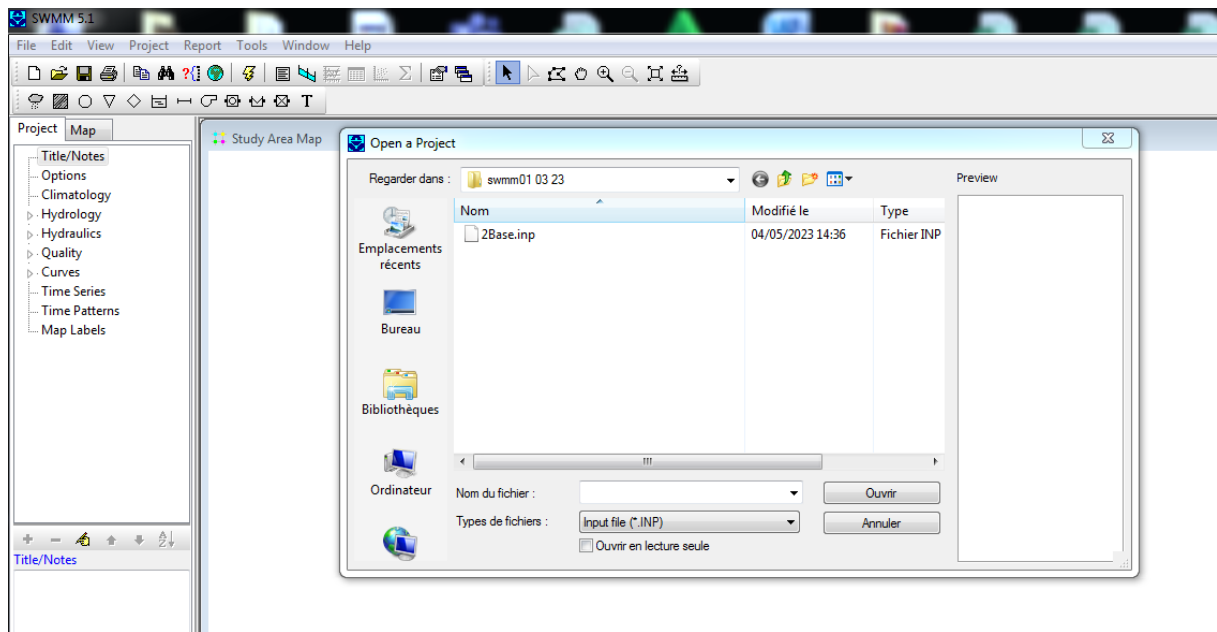




FigureIV.4 : Les sous bassins versant.

IV.4. La simulation du réseau d'assainissement

Le modèle SWMM (Storm Water Management Model) a été utilisé pour la simulation du comportement hydraulique du réseau constitué numériquement.



FigureIV.5 : Mode de travail SWMM.

IV.5. Simulation par le logiciel SWMM

Il s'agit d'un logiciel intégrant un modèle de simulation des précipitations et de ruissellement de surface et souterrain. Il permet de simuler les transferts quantitatifs et qualitatifs des eaux en prenant en compte notamment les précipitations, les ruissellements, l'évaporation et l'infiltration.

SWMM nous permettra donc de modéliser le réseau d'eaux d'assainissement, ainsi que des pluies sur les bassins versants et des injections d'eau représentant les eaux usées. Nous pourrons alors simuler le fonctionnement du réseau pour différentes pluies et observer les débordements au niveau de certains ouvrages du réseau.

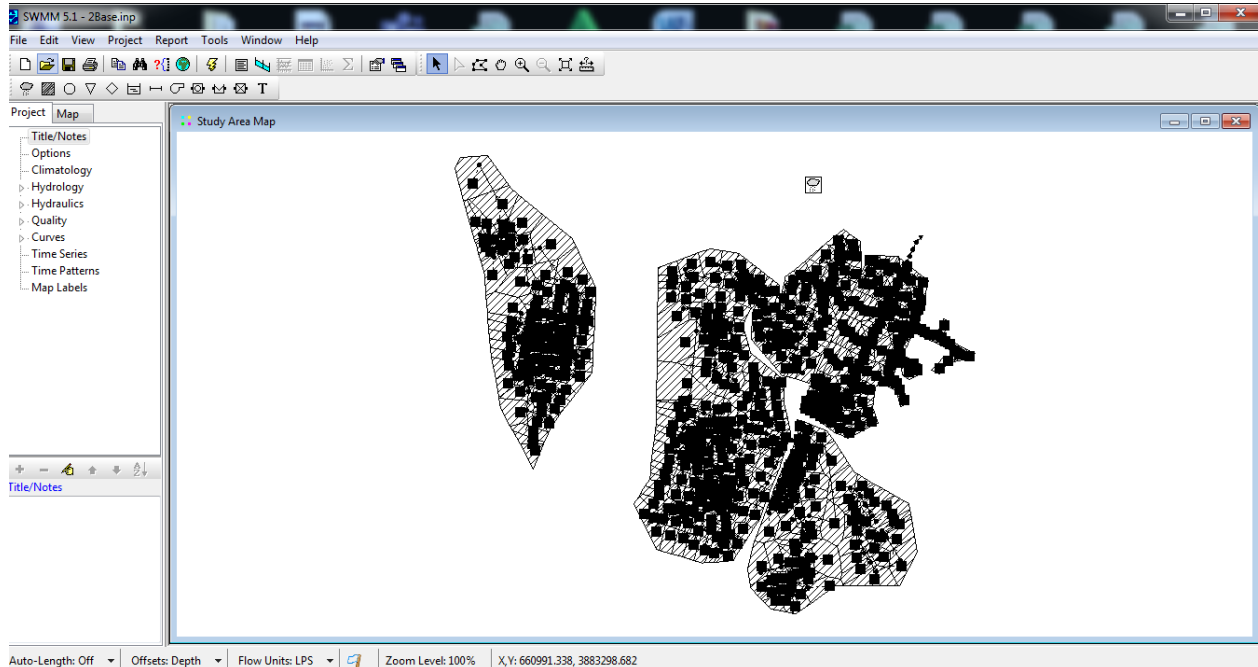


Figure IV.6 : Espace de travail du logiciel SWMM.

IV.6. Des données d'entrée et hypothèses de calcul

Il est important de noter que la saturation du sol ne peut suivre la loi de saturation théorique que si l'intensité de pluie reste en permanence supérieure à la capacité d'infiltration du sol.

Dans le cas contraire le sol absorbe toute l'eau précipitée, le taux d'infiltration réel est donc égal à l'intensité de la pluie et le sol se sature moins vite. En général, la courbe d'infiltration théorique est supérieure à l'intensité de l'averse au début de la pluie, puis elle devient inférieure à cette dernière. La méthode la plus simple pour tenir compte de ce phénomène consiste à décaler la courbe d'infiltration dans le temps, de manière à ce que le ruissellement ne commence que lorsque la masse d'eau infiltrée devient égale à la masse d'eau précipitée

IV.6.1. Cue de projet.

Pour saisir les données pluviométriques, il faut entrer les propriétés de la station pluviométrique (Figure IV.7)

- Choisir un sous bassin versants pour le type d'objet à sélectionner, Pluviomètre (Rain Gage) comme propriété.
- Cliquer sur OK pour affecter la station pluviométrique « Ts1 » à tous les bassins.

Time Series Editor

Time Series Name
ts1

Description

Use external data file named below

Enter time series data in the table below

No dates means times are relative to start of simulation.

Date (M/D/Y)	Time (H:M)	Value
01/01/2023	00:00	0
01/01/2023	00:05	0.63
01/01/2023	00:10	0.71
01/01/2023	00:15	0.81
01/01/2023	00:20	0.94
01/01/2023	00:25	1.14
01/01/2023	00:30	1.47
01/01/2023	00:35	2.16
01/01/2023	00:40	5
01/01/2023	00:45	5
01/01/2023	00:50	1.74

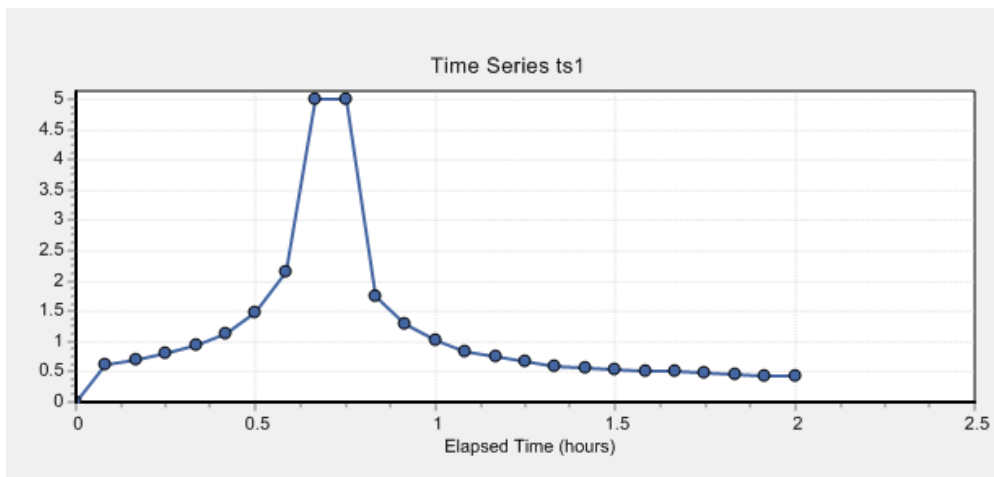
View

OK

Cancel

Help

Figure IV.7 : Données pluviométriques des précipitations du projet.



FigureIV.8 : Crue de projet.

IV.7. Résultats de la simulation

Les résultats de simulation du logiciel SWMM sont exploitables et varient selon l'objectif de l'étude réalisée, un rapport détaillant les valeurs maximales dans tous les objets constituant le réseau (Sous bassins versants, conduites, nœuds...), permettant de relever les problèmes liés au dimensionnement, qui est le but de notre travail. (Figure IV.9).

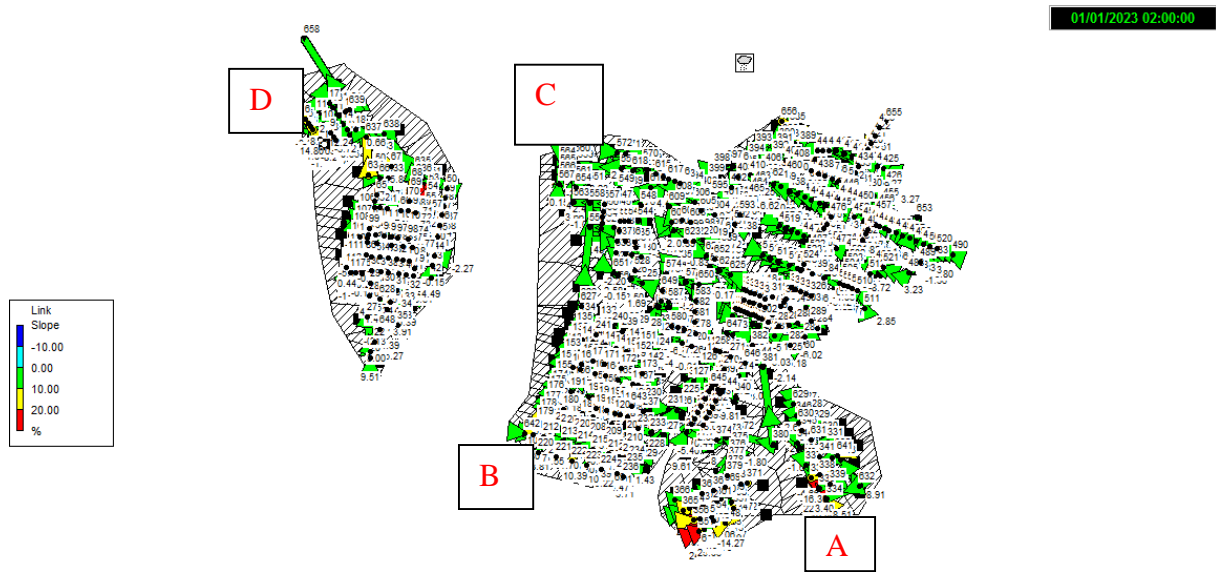
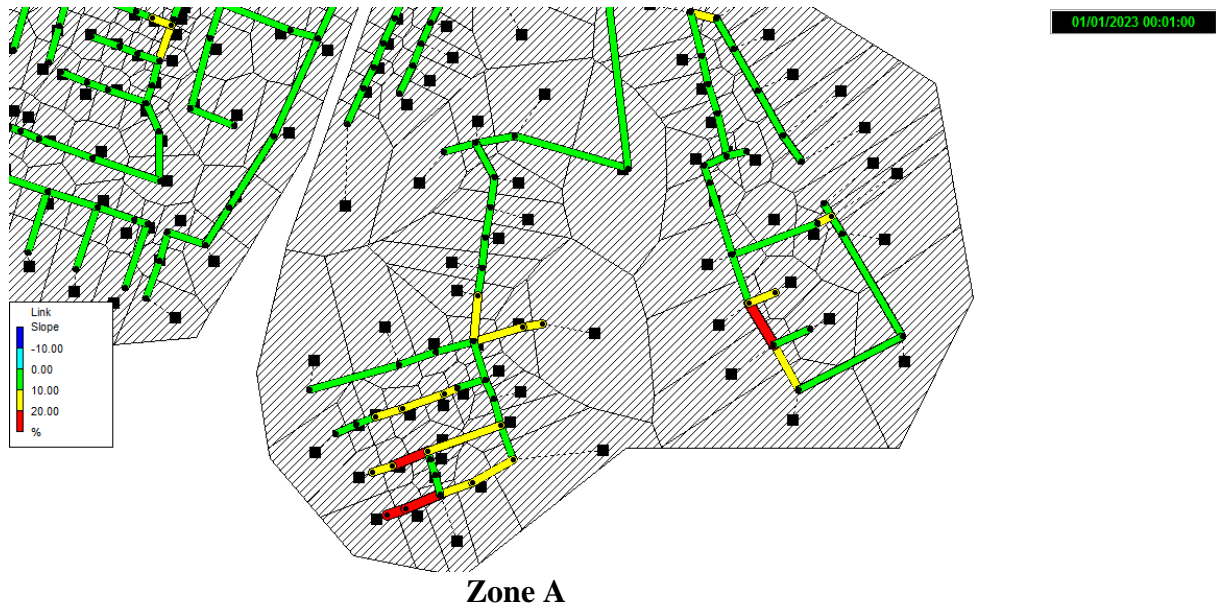


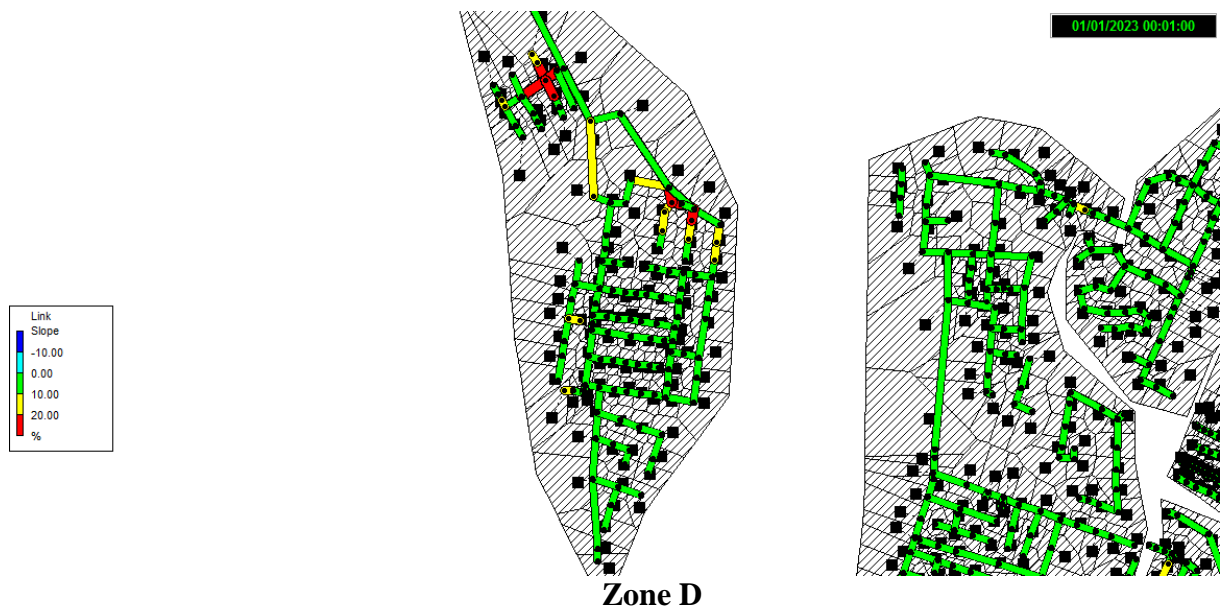
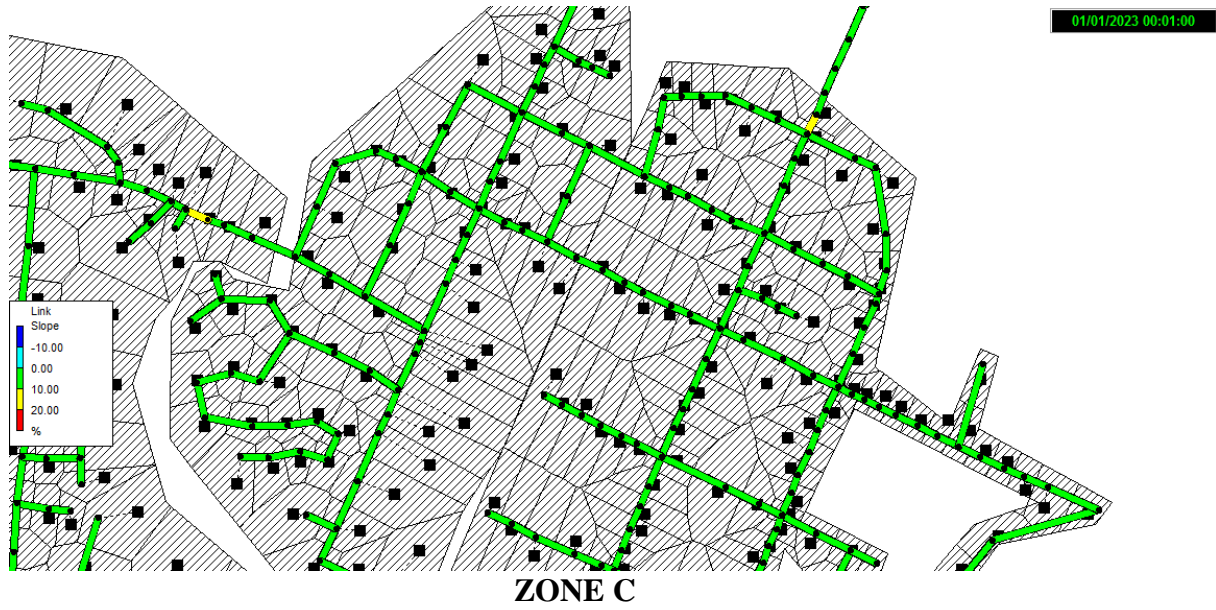
Figure IV.9 : Résultats de la simulation.



Zone A



Zone B



Après cette simulation, nous avons enregistré plusieurs anomalies dans le réseau actuel :

➤ **Au niveau des conduites**

On a constaté qu'il y a plus 50 conduites en charge la figure IV.10 montre les Résultats de simulation conduite en charge

CHAPITRE IV : Résultats de la modélisation du réseau d'assainissement de BENSEKRANE

Link	Type	Maximum [Flow] LPS	Day of Maximum Flow	Hour of Maximum Flow	Maximum [Velocity] m/sec	Max / Full Flow	Max / Full Depth
126	CONDUIT	0.52	0	00:52	0.43	0.01	0.53
127	CONDUIT	3.36	0	01:13	0.12	0.04	1.00
128	CONDUIT	3.30	0	01:13	1.00	0.05	1.00
129	CONDUIT	4.56	0	01:35	0.60	0.24	1.00
13	CONDUIT	0.72	0	01:06	0.08	0.02	1.00
130	CONDUIT	2.54	0	01:06	0.60	0.02	0.55
131	CONDUIT	0.20	0	01:21	0.04	0.00	0.52
132	CONDUIT	0.18	0	01:25	0.52	0.00	0.03
133	CONDUIT	0.29	0	00:50	0.15	0.00	0.52
134	CONDUIT	0.85	0	01:00	0.17	0.15	0.22
135	CONDUIT	1.26	0	00:59	0.53	0.02	0.13
137	CONDUIT	0.47	0	00:55	0.49	0.01	0.07

Figure IV.10 : Résultats de simulation conduite en charge.

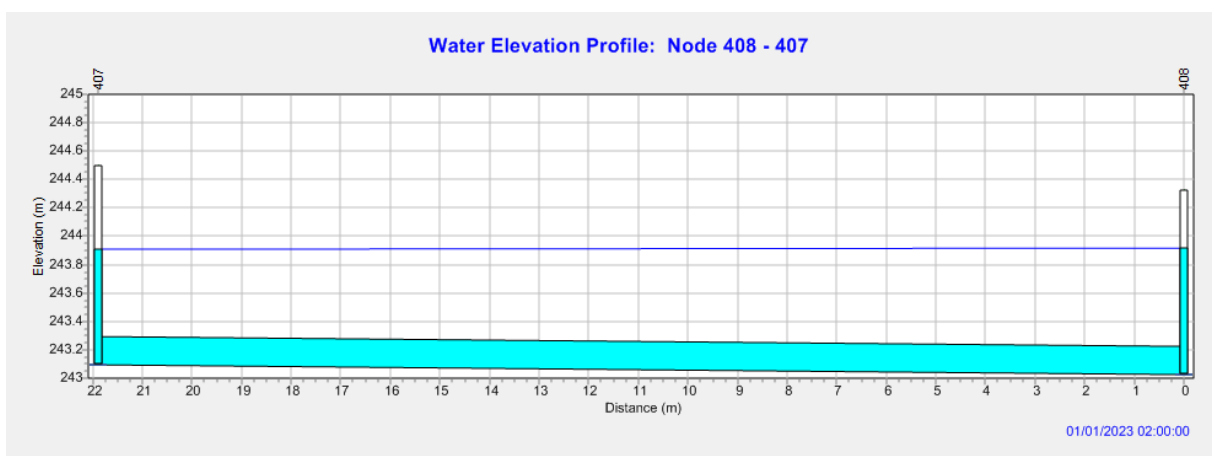


Figure IV.11 : Conduit surchargé J408_J407.

IV.8. Ligne d'eau dans les conduites :

La simulation est effectuée par le modèle complet de Saint-Venant, ceci permet une visualisation réaliste et animée de l'évolution de la ligne d'eau dans les conduites avec prise en compte de l'influence aval.

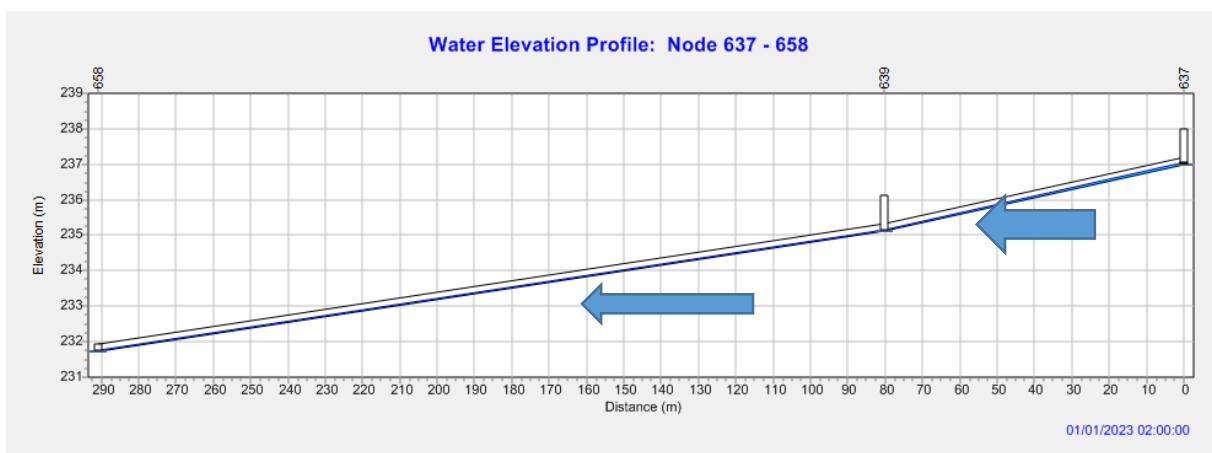


Figure IV.12. Le niveau d'eau dans les collecteurs (Nœud 637-EXUT).

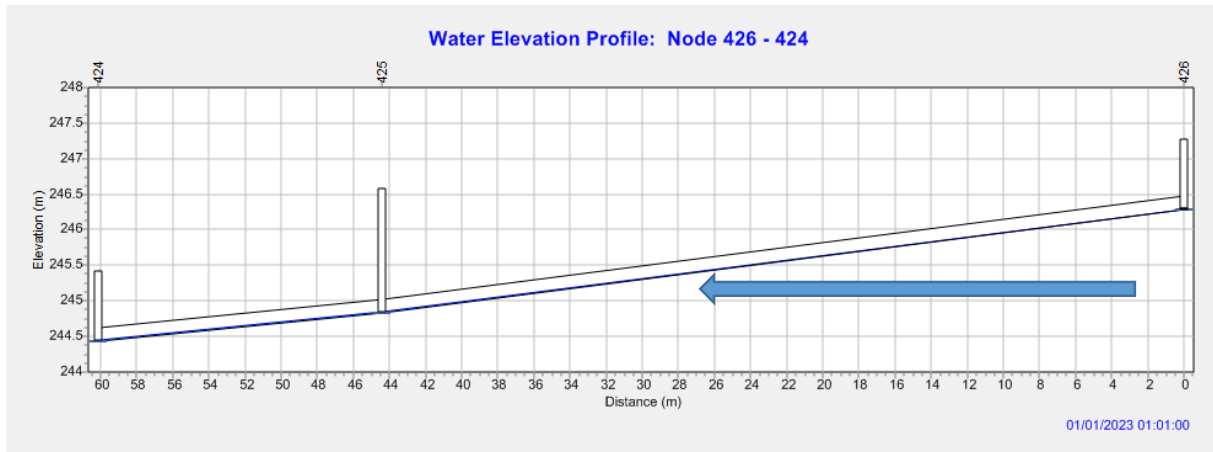


Figure IV.13. . Le niveau d'eau dans les collecteurs (J 426-J424).

Remarque :

La figure ci-dessus représente quelque point noir du réseau d'assainissement.



Figure IV.14. Les points noirs du réseau d'assainissement.

Le cercle jaune représente la zone des points noirs dans le réseau d'assainissement.

Le tableau suivant présente l'adresse des points noirs.

Recensement des points noirs : [3]

Adresse	Latitude (x)	Longitude(y)	Nature de point noir
City Messaoud	35,0404N°	1,1393W°	Réseau dégradé
La city des oliviers	35,0418N°	1,1345W°	Réseau dégradé
La city dechra	35,0431N°	1,13337W°	Prolongation de rejet
Sidi Abderrahmane	35,0450N°	1,1245W°	Réseau dégradé
Fabriqua	35,0448N°	1,1328W°	Rénovation d'un réseau
A coté de battoiar	35,0436N°	1,1328W°	Réseau dégradé
Rekham	/	/	Problème de rehausement
Mdjahdia 1	35,0624N°	1,1513W°	Réseau dégradé
Rout N2	35,0413N°	1,1337W°	Réseau déclassé
La cité messouad	25,0404N°	1,1337W°	Réseau dégradé

Tableau IV.1 : Recensement des points noirs.

Conclusion.

Cette simulation a été fait pour la période de retour T= 10ans.

A travers cette recherche, nous avons pu évaluer les résultats de la modélisation dans les études du réseau d'assainissement de la ville de bensekrane en utilisant le logiciel SWMM5.

La simulation du réseau d'assainissement a révélé les points suivants :

- Le réseau en question ne répond pas aux exigences d'évacuation des eaux usées ou Pluviales ;

CHAPITRE IV : Résultats de la modélisation du réseau d'assainissement de BENSEKRANE

- Pour un événement pluvieux d'une occurrence décennale, on a un risque d'inondation remarquable sur les points sensibles du bassin ;
 - Vu le nombre important des points de débordement dans le réseau (pour la simulation Dynamique), pour la même pluie, toutes les conduites sont sous-dimensionnées.
 - Pour le dimensionnement des réseaux, on doit prendre en considération non seulement la population à l'horizon mais aussi le changement des surfaces perméables (diminution d'infiltration) qui provoque un excès de volume ruisselé qu'il faut l'évacuer.

En vue de réhabiliter le réseau et de rendre le réseau conforme, nous avons opté pour les Solutions suivantes :

- Renouveler les collecteurs où il y a débordement en adaptant de nouveaux diamètres ;
- Réaliser des pentes moins fortes en créant des chutes successives au niveau des regards, ce permettra de respecter les vitesses admissibles et de satisfaire les contraintes du calage des collecteurs.

CONCLUSION GENERALE

La connaissance du fonctionnement hydraulique dans les réseaux d'assainissement est Aujourd'hui l'un des principaux enjeux pour la gestion des rejets d'eaux usées et des eaux pluviales. En effet, l'impact des réseaux d'assainissement sur la santé des populations et l'environnement en milieu urbain est devenu une problématique prioritaire pour les pouvoirs publics.

Ainsi la modélisation des réseaux d'assainissement est devenue un outil de gestion des réseaux et de diagnostic en temps réel.

Dans ce mémoire, nous avons abordé la modélisation des réseaux d'assainissement en deux Volets :

-D'abord sous un aspect théorique ou nous avons détaillé les principaux modèles en hydrologie et en hydraulique.

Puis nous avons abordé les étapes nécessaires de la modélisation des réseaux d'assainissement, où nous avons mis le point sur la problématique des données dans les modèles.

-En deuxième lieu, nous avons pris en compte l'aspect pratique de cette modélisation en mettant en exécution la simulation d'un réseau d'assainissement par un le logiciel SWMM. Cette recherche nous a permis d'ouvrir de nouvelles perspectives dans les études des réseaux D'assainissement, suite à l'essor qu'a connu l'hydraulique numérique, et d'approcher la réalité des écoulements par des puissants outils de calcul tel que le logiciel SWMM5, permettant la résolution des équations inextricables dans le passé. En effet, ce logiciel nous a permis la simulation du fonctionnement hydraulique d'un tel réseau et mis en évidence un dysfonctionnement dans la conception du réseau d'assainissement.

Enfin, pour conclure, on doit insister sur la nécessité de la vulgarisation de la modélisation des Réseaux d'assainissement comme outil de gestion et de diagnostic en temps réel, et qui doit être testé sur un ensemble de réseaux plus important en Algérie.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] KHALIL F & TERKI CH .2022 Contribution à la modélisation d'un réseau d'assainissement à l'aide d'un logiciel SWMM cas d'étude de la ville de NEDROMA. Institut des sciences et de la technologie d'département d'hydraulique MAGHNIA.
- [2] BENSAYAH N, LEKEHAL I.2017. L'étude des systèmes de collecte et épuration des eaux usées du Groupement urbain de Tlemcen. Mémoire de Master en Hydraulique. Eau, Sol et Aménagement. Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen .Année 2016-2017.p122.
- [3] ONA, 2018 .Office National de l'Assainissement centre de Bensekrane.
- [4] BOUANATI N & HAMMAMI M. 2021 Etude et diagnostique du réseau d'assainissement à l'aide d'un SIG-cas cité KADI et la cité HADDAM ville de MAGHNIA. Institut des sciences et de la technologie d'département d'hydraulique.
- [5] ZEROUALI M . 2005. Création d'une base de données du réseau d'assainissement de Chetouane et réalisation de cartes numérisées à l'aide d'un SIG .Mémoire d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique. Hydraulique Agricole. Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen. Année 2004-2005. p100 .
- [6] BEGGAS M, LIHIOU H.2014. Diagnostic et étude du réseau d'assainissement de la cite elhamaissa –commune de hassi khalifa (w.el-oued).Mémoire de master professionnel en hydraulique. Conception et diagnostic de système d'AEP et d'Assainissement. Universite d'EL-OUED. Année 2013-2014.p106.
- [7] CHAREF I, HADJ Abdelkader A . 2009. Gestion Intégrée du Système d'Assainissement du Nouveau Pôle Universitaire Mansouah .Mémoire d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique. Hydraulique Urbaine. Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen .Année 2008-2009.p111.
- [8] https://dimenc.gouv.nc/sites/default/files/download/cm_biblio.pdf [consulté le 28/05/2018]
- [9] LASSOUANI A. 2007 . CARTOGRAPHIE DE L'ALEA SISMIQUE APPLICATION A LA COMMUNE DE BENSEKRANE (W. TLEMCEN).Mémoire du Magister en Géologie. Dynamique des corps sédimentaires et valorisation des ressources minérales. Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen.p100
- [10] BENMECHERNANE N.2013. Etude de protection de la ville de BENSEKRANE (W.TLEMCEN) contre les inondations. Mémoire de Master en Hydraulique. Eau, Sol et Aménagement (ESA). Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen .Année 2012-2013.p103.
- [11] BENZENINE F. (2005) Cartographie de l'aléa du aux mouvements de pente, application à la commune de Bensekrane. Mém. Ing. univ. A. Belkaïd, Tlemcen.

[12] : BELKNADIL N & BELAID H., 2018, Apport des SIG et de la modélisation dans la gestion d'un réseau d'assainissement- cas du chef-lieu de BENSEKRANE,, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen.

[13] BOUDGHENE STAMBOULI M. 2005. Création d'une base de données du réseau d'assainissement de Tlemcen et réalisation de cartes numérisées à l'aide d'un SIG. Mémoire d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique. Hydraulique Urbaine. Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen .Année 2004-2005. p71.

[14]. cours assainissement L3 faculté de technologie département Hydraulique « Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen .Année 2019-2020».

ANNEXES

Tableau II.1 : Valeur annuelles de la pluviométrie de la ville BENSEKRANE

Années	Pluie (mm)	Années	Pluie (mm)
1910-1911	402,9	1958-1959	454
1911-1912	461,9	1959-1960	567,5
1912-1913	519	1960-1961	353,5
1913-1914	437,7	1961-1962	476,5
1914-1915	235,8	1962-1963	606,5
1915-1916	204,2	1963-1964	535,5
1916-1917	270,2	1964-1965	725
1917-1918	385,1	1965-1966	205,8
1918-1919	589,9	1966-1967	334,2
1919-1920	375	1967-1968	448,6
1920-1921	626,3	1968-1969	376,6
1921-1922	413,5	1969-1970	420,3
1922-1923	458,7	1970-1971	562,7
1923-1924	368,5	1971-1972	522,8
1924-1925	328,6	1972-1973	544,2
1925-1926	480,7	1973-1974	415,8
1926-1927	409,6	1974-1975	451,6
1927-1928	695,3	1975-1976	406,4
1928-1929	632,6	1976-1977	460,7
1929-1930	429,6	1977-1978	335,8
1930-1931	409,5	1978-1979	408,6
1931-1932	300,7	1979-1980	418,6
1932-1933	630,6	1980-1981	502,7
1933-1934	790,6	1981-1982	237,7
1934-1935	374,3	1982-1983	235,8
1935-1936	652,8	1983-1984	447,6
1936-1937	537	1984-1985	307,5
1937-1938	635,9	1985-1986	477,6
1938-1939	753,9	1986-1987	399
1939-1940	638,8	1987-1988	237,4
1940-1941	636,2	1988-1989	281,6
1941-1942	340,5	1989-1990	356,7
1942-1943	501	1990-1991	432,3
1943-1944	511,4	1991-1992	346,9
1944-1945	184,5	1992-1993	335,1

1945-1946	614	1993-1994	311,4
1946-1947	518	1994-1995	362,3
1947-1948	596	1995-1996	429,8
1948-1949	501	1996-1997	297,6
1949-1950	548	1997-1998	446,9
1950-1951	705	1998-1999	288,8
1951-1952	706,6	1999-2000	265,9
1952-1953	308,1	2000-2001	419,8
1953-1954	522,5	2001-2002	391,1
1954-1955	540,6	2002-2003	399
1955-1956	472,7	2003-2004	380,1
1956-1957	419,5	2004-2005	345
1957-1958	369,3	2005-2006	286,4

Valeur moyenne mensuelles de la pluviométrie (mm) (station bensekrane)

Années	SEP	OCT	NOV	DEC	JANV	FEVR	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	TOTAUX ANNUELS
1910-1911	34	11,1	35,4	53,3	84,5	25,1	47,4	45,7	25,5	15,8	10,2	14,9	402,9
1911-1912	40,7	43,3	68,5	16,1	63,9	41,9	45,1	85,1	17,1	19	10,5	10,7	461,9
1912-1913	33,3	48,9	83	36	41,1	120,4	41,9	60,7	17,1	14,1	11,1	11,4	519
1913-1914	15,1	16,5	23,1	43,8	98,5	73,4	41,7	92,2	14,7	12,3	6,4	0	437,7
1914-1915	6,4	10,2	35,6	27,8	83,7	18,5	11	5	12,1	19,2	6,3	0	235,8
1915-1916	10,7	35,5	18,5	1,1	5	16,5	47,7	28,7	40,5	0	0	0	204,2
1916-1917	1,2	0	33,2	26,4	55,8	42,6	55,5	6,5	26,5	22,5	0	0	270,2
1917-1918	0	0	76,6	100,4	7	6,5	32,5	48,5	29,6	66	6,4	11,6	385,1
1918-1919	28,4	43,2	128,6	67,1	116,5	65,4	44,6	27,5	11,1	44,7	6,4	6,4	589,9
1919-1920	40,6	58,5	56,2	28,7	21,2	19,9	83,3	20,9	16,2	13,4	6,4	9,7	375
1920-1921	9,7	19,9	127,5	106	34,6	109,4	26,4	46,2	98,8	29,4	6,8	11,6	626,3
1921-1922	24,4	23,7	51,2	68,4	68,4	81,1	15,8	10,5	21,3	34,9	6,4	7,4	413,5
1922-1923	7,3	29,8	23	60,8	109,8	31,6	49,3	87,7	29,3	14,9	8,8	6,4	458,7
1923-1924	12,9	38,8	64,6	20,5	81,3	83,1	41,7	20	0	0,5	5	0,1	368,5

1924-1925	16	4,5	35	102,4	4,5	48,8	51,4	3	43,5	19,5	0	0	328,6
1925-1926	26,7	103,9	118,2	32,4	0	30	34	86,5	9,8	0	10,2	29	480,7
1926-1927	4	38	110	79,8	44,1	72	49,5	10	0,2	0	0	2	409,6
1927-1928	1,7	46,8	89,9	169,4	165,1	12,1	61,5	16,3	132,5	0	0	0	695,3
1928-1929	41	110,5	0	89,9	33,8	72,2	104,2	11	149	21	0	0	632,6
1929-1930	36,4	20,4	58,2	6,5	50,2	85,7	4,5	121,6	14,9	30,1	0	1,1	429,6
1930-1931	0	7	22,7	86	95,6	94,6	16,7	77,2	1,3	6,3	0	2,1	409,5
1931-1932	8,7	35,1	34,9	92	14,9	43,9	17,9	34,3	14,7	2,9	0	1,4	300,7
1932-1933	31,3	37,3	98,2	135,9	28,3	72,2	128,6	79,7	0,3	13,5	5,3	0	630,6
1933-1934	2,5	7	161,1	148,5	54,3	199,3	75,5	91,2	50,9	0	0	0,3	790,6
1934-1935	16,8	13,7	71,9	28,7	71,9	65,7	20,5	7	75,5	2,3	0,3	0	374,3
1935-1936	0	89,5	93,1	67	34,2	163,3	82,4	29,7	70,2	20,6	0	2,8	652,8
1936-1937	12,5	50,2	93,5	120,1	37	15,6	64,6	74,9	59,7	5,4	0	3,5	537
1937-1938	70	114,1	44,3	189,9	88,5	61,5	15,2	39,8	6	6,6	0	0	635,9
1938-1939	50,9	56,5	95,5	196,6	17,2	101,4	72,7	78,7	31,7	32	0	20,7	753,9
1939-1940	43	42,9	35	46,6	300,7	48,5	15,8	26,3	21	53,4	5,6	0	638,8
1940-1941	0	147,6	118,8	27	68,8	56,8	79,5	89,9	36,8	0	0	11	636,2
1941-1942	25,6	16,1	27,5	64,1	29,1	42	59	44	24	7,5	0	1,6	340,5
1942-1943	15,4	2	35,2	138,6	70	91,2	80	33,5	34,1	0	1	0	501
1943-1944	17	58	63	179,3	0	87	44	0	27	30,1	0	6	511,4
1944-1945	19	9	7,1	31,5	69,5	15	19	1	0	10,4	0	3	184,5
1945-1946	4	98	48	33	177	40	57	131,5	17,5	8	0	0	614
1946-1947	10	12	35	100	46	53	14	11	234	3	0	0	518
1947-1948	13	14	1	69	135	133	22	73	136	0	0	0	596

1948-1949	8	162	0	24	158	17	26	86	9	0	0	11	501
1949-1950	25	0	75	94	134	35	113	26	38	0	0	8	548
1950-1951	50	158	7	238	44	48	97	48	8	7	0	0	705
1951-1952	44	128	119	76	92	20,6	26	98	100	0	0	3	706,6
1952-1953	0	22,5	11	52,6	60,5	59,5	85	12	0	5	0	0	308,1
1953-1954	14,5	28	41,5	7,5	86,9	107,1	96	137	4	0	0	0	522,5
1954-1955	20	11,5	49,5	104,5	109	57,5	76,2	77,5	8,5	16,9	4,5	5	540,6
1955-1956	26,2	9	19	55	59,5	179	45,5	63,5	16	0	0	0	472,7
1956-1957	40	11	58	29,5	63	2,5	75	129,5	2,5	8,5	0	0	419,5
1957-1958	4	58	62	64	87	21	18	36	7	12,3	0	0	369,3
1958-1959	0	147,5	88	75	13	51,5	29	2,5	40,5	7	0	0	454
1959-1960	16	40	113	86	84	30,5	149	13,5	9	26,5	0	0	567,5
1960-1961	0	7	30,5	160	64	0	19,5	47	8	17,5	0	0	353,5
1961-1962	4	21	50,5	32,5	12	169,5	97,5	34	38	17,5	0	0	476,5
1962-1963	0	15	96	106	30,5	85	60	33	122	3	36	20	606,5
1963-1964	33	20	7,5	213	62	20	155	0	0	25	0	0	535,5
1964-1965	0	42	52	205	127	52	65	104	0	63	15	0	725
1965-1966	12	28	29	75	10	14	25	2,3	6,5	4	0	0	205,8
1966-1967	35	130	35	20	25	36	7,8	26,4	6,5	12,5	0	0	334,2
1967-1968	0	7,5	27,1	0	9	152	63	0	175	15	0	0	448,6
1968-1969	0	0	61,5	84	42	71	44,4	29,5	32,2	12	0	0	376,6
1969-1970	0	75,2	59	72,5	77,3	0	81,5	47,3	3,5	4	0	0	420,3
1970-1971	0	26	12	62	119,7	0	152	76	115	0	0	0	562,7
1971-1972	9	16,5	144,4	99,3	48,8	40,8	57,3	21,3	74,7	9,2	0,3	1,2	522,8

1972-1973	72,6	29	42,7	53,9	73,9	71,3	161,3	34,4	1,5	3,6	0	0	544,2
1973-1974	11,2	2	10,4	79,1	0,8	68,5	152,4	86,3	2,3	2,8	0	0	415,8
1974-1975	13,6	64,1	19,3	0	11,5	66,2	98,1	154,6	22,6	1,6	0	0	451,6
1975-1976	6,2	5,6	75,4	13,9	31,1	81,6	21,8	88,4	50	9,8	0,8	21,8	406,4
1976-1977	28,4	99,9	25,1	68,9	88,1	31,2	45	8,2	61,6	1,6	2,2	0,5	460,7
1977-1978	0	30,3	45,4	22,3	83	13,8	41,2	66,6	31,8	0,8	0	0,6	335,8
1978-1979	2,7	61,7	36,3	43,8	19,2	133,1	52,1	39,8	6,3	7,9	5,1	0,6	408,6
1979-1980	9	79,1	21,3	80	12,5	71,3	107	20,6	17,8	0	0	0	418,6
1980-1981	8,9	16,5	29,9	175,6	25	53,3	41,4	90,5	10,9	48,7	0	2	502,7
1981-1982	11	1	0	35,5	12,9	87,4	7,7	39,7	37,3	1,5	0	3,7	237,7
1982-1983	4,7	43,7	72,7	62,7	0	23,3	16,8	5,8	5,7	0	0	0,4	235,8
1983-1984	0	0,5	19,5	112,9	64,3	66	50	26	102,4	5,5	0,5	0	447,6
1984-1985	6,5	2,3	134,3	26,6	36,1	12,3	40,2	16,7	32,5	0	0	0	307,5
1985-1986	4,5	0	95,9	43,8	82,8	130,3	79,4	38,6	1,3	0	0	1	477,6
1986-1987	12,8	41,8	39,2	40,6	35,9	179,3	6,8	0,7	12	0	28,9	1	399
1987-1988	2,9	14,5	45,6	42,3	38,1	13,7	11,9	46,3	14,9	7,2	0	0	237,4
1988-1989	25	3,2	28,1	5,6	18,3	14,8	116,8	57,7	5,8	2,5	0	3,8	281,6
1989-1990	54	2,4	19,5	29,2	160,5	0	18,6	47	20,7	1,8	3	0	356,7
1990-1991	6,3	3,8	50	69,5	49,8	92	132,3	7,3	8,3	12	0	1	432,3
1991-1992	6,7	19,3	65,5	14,1	14,4	18,7	66,5	50,1	78,2	4,6	1,6	7,2	346,9
1992-1993	2,1	11,3	28,4	21,3	0,6	92,3	24,3	54,6	90,8	1,3	0	8,1	335,1
1993-1994	6	4,8	88,6	11,5	99,8	41,5	5,1	23,8	15,4	0	14,9	0	311,4
1994-1995	43,4	17,8	25,9	27,5	25,2	60,3	141,9	18,8	0	1	0	0,5	362,3
1995-1996	17,7	16	7,8	70,7	80,6	112,4	50,5	30,6	35,6	1,9	2,1	3,9	429,8

1996-1997	24,8	7,5	1,5	42,3	132,3	0	0,5	55,3	14,1	2,2	1,9	15,2	297,6
1997-1998	107,2	26,9	60	51,2	25,5	38,3	43,8	31,3	55,3	1,9	0	5,5	446,9
1998-1999	9,1	1,3	35,5	7,9	75,7	69,3	89,5	0	0,5	0	0	0	288,8
1999-2000	21,1	25,6	80,8	73,6	0	0	1	21,7	42,1	0	0	0	265,9
2000-2001	18,8	82,9	67,1	34,8	110,5	86,4	4,8	4,1	10,4	0	0	0	419,8
2001-2002	21,9	34,8	132	30,5	4,4	1	20,7	82,3	39,6	0	0	23,9	391,1
2002-2003	0	25,3	79,3	14,5	107,5	100,1	27,7	26,9	12,2	4,2	0,3	1	399
2003-2004	7,4	22,9	35,7	93,5	54,3	41,8	18,1	21,8	73,6	10,2	0	0,8	380,1
2004-2005	38,4	44	57,9	90,7	28	45,3	24,7	14,1	0,5	0	1,4	0	345
2005-2006	23	21	33	19	60	71	21	10	26	2	0	1	286,4