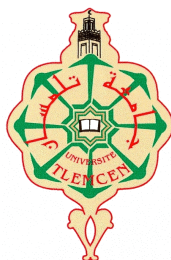


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
جامعة أبي بكر بلقايد- تلمسان
Université ABOU BEKR BELKAID



Faculté de Technologie Département d'Hydraulique

MEMOIRE

Projet de Fin d'Etudes
Pour l'obtention du diplôme de Master en Hydraulique
Option : Hydraulique Urbaine

Thème

Dimensionnement et simulation d'un réseau d'assainissement à l'aide de logiciel SWMM (Storm Water Management Model) : Cas de localité de SOUAFLIA wilaya de Mostaganem

Soutenue publiquement le : 20/06/2018

Présentée par :

M^r BRAHMI Mohammed Saïd
M^r ZILAL Mohammed

Devant le jury :

M^r Pr. DEBBAL Mohammed Zakaria

M^r. TERKI HASSAINE Taha EL Amine

M^r. LALLAM Faïza

M^r BOUCHELKIA Hamid

M^{me} BOUCHELKIA Fadila

Président

Examineur

Examinatrice

Encadreur

Encadreur

Promotion 2017/2018

REMERCIEMENTS

Avant tout, nous remercions **DIEU** qui nous facilite le chemin à achever nos études et notre modeste travail.

Nous remercions fortement nos encadreurs : M^r **BOUCHELKIA HAMID** et M^{eme} **BOUCHELKIA FADILA** d'avoir nous aidé et orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Nous remercions également :

✚ M^r **Samir** ingénieur en hydraulique au niveau de « **MHT** : Makteb El handassa Tlemcen » ;

✚ Toute l'équipe technique de « **L'URBAT** : Centre d'étude et de la réalisation en urbanisme Tlemcen ».

Nous tenons à remercier aussi :

Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer notre travail ;

M^r. DEBBAL Mohammed Zakaria (Président)

M^r. TERKI HASSAINE Taha EL Amine (Examineur)

M^{eme}. LALLAM Faiza (Examinatrice)

✚ Les enseignants du département de l'hydraulique de la faculté de Technologie- Université de Tlemcen ;

✚ Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de notre mémoire.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

-  Mes parents ;
-  Mes deux frères ;
-  Ma sœur et son marie ;
-  A toute la famille **BRAHMI** et **AMIMER** ;
-  A mon ami **ZILAL Mohammed** ;
-  A toute la promotion de **l'HYDRAULIQUE URBAINE 2017/2018**.

Mr. BRAHMI Mohammed Saïd

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

- 🏠 Ma mère ;
- 🏠 Ma petite famille ;
- 🏠 Mes frères et mes sœurs.
- 🏠 Mes enfants : Chahinez, Abderrahmane, Khalil Ibrahim ;
- 🏠 La famille **ZILAL**;
- 🏠 Mon ami **BRAHMI Mohammed Saïd**;
- 🏠 A toute la promotion **d'HYDRAULIQUE URBAINE 2017/2018**.

Mr. ZILAL Mohammed

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Définition de logiciel SWMM et domaine d'application

Figure I.1: L'interface de logiciel EPA SWMM 5.1	07
Figure I.2 : les différents outils utilisés pour la modélisation d'un système d'assainissement	11
Figure I.3 : Paramètres de jonction.....	12
Figure I.4 : Paramètres de sous bassin versant(Subcatchments)	13
Figure I.5 : Paramètres de la station pluviométrie (Rain Gage)	13
Figure I.6 : Différents types de courbes de pompe qui sont pris en charge	16
Figure I.7 : Paramètres de la conduite (Conduit)	18
Figure I.8 : Évolution générale du régime d'infiltration et de l'infiltration cumulative au cours du temps	26
Figure I.9 : Schéma du modèle d'infiltration de Green-Ampt	27
Figure I.10 : Schéma du modèle de ruissellement de l'onde cinématique	28

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude

Figure II.1: Situation Nationale de la wilaya de MOSTAGANEM.....	32
Figure II.2: Situation régionale de la ville de SOUAFLIA	33
Figure II.3 : Localisation de la zone d'étude	34
Figure II.4 : Présentation de la topographie par Google earth	34
Figure II.5 : Maisons individuels	37
Figure II.6: Maisons Collectifs	37
Figure II.7 : Mosquée situer dans le site de projet	38

Chapitre III : Evaluation des débits et dimensionnement de réseau d'assainissement

Figure III.1 : plan de découpage en sous-bassins versants de la zone d'étude (Souaflia)	43
---	----

Liste des Figures

Figure III.2 : Réseau d'assainissement de la zone A	62
Figure III.3 : Réseau d'assainissement de la zone B.....	64
Figure III.4: Variation des débits et des vitesses en fonction de remplissage	76

Chapitre IV : Simulation sur logiciel SWMM.

Figure IV.1 : Courbe IDF (Intensité Durée Fréquence)	85
Figure IV.2 : Résultats de la première simulation (Zone A)	91
Figure IV.3 : vitesse supérieur à 3,20 m/s (Zone A)	92
Figure IV.4 : Editeur du profil en long.....	93
Figure IV.5 : Profil en long des conduites (A3A4)	93
Figure IV.6 : Profil en long des conduites (A7A4)	94
Figure IV.7 : Profil en long des conduites (A9A10)	94
Figure IV.8 : Changement des cotes de radier et la profondeur de regard (zone A).....	95
Figure IV.9 : Elévation en aval (Out Offset) de conduites (Zone A)	96
Figure IV.10: Résultat des vitesses favorables de la simulation finale (Zone A).....	97
Figure IV.11: Résultat des vitesses de la simulation finale (Zone A)	98
Figure IV.12: Résultat des pentes de la simulation finale (Zone A)	99
Figure IV.13: les regards de chute au niveau J2, J3, J4 (Zone A)	99
Figure IV.14: les regards de chute au niveau J7 (Zone A)	100
Figure IV.15: les regards de chute au niveau J9 et J10 (Zone A).....	100
Figure IV.16 : Résultats de la première simulation.(Zone B).....	109
Figure IV.17 : vitesse supérieur à 3 m/s (Zone B).....	110
Figure IV.18 : profil en long des conduites (B7B10) ; (B10B15)	111
Figure IV.19 : profil en long de la conduite en surcharge (B15B25) débordement au niveau de J15.	111
Figure IV.20 : Changement des cotes de radier et la profondeur de regard (zone B) .	112
Figure IV.21 : Elévation en aval (Out Offset) de conduites (Zone B)	113

Liste des Figures

Figure IV.22: Résultat des vitesses favorables de la simulation finale (Zone B).....	114
Figure IV.23: Résultat des vitesses de la simulation finale (Zone B)	115
Figure IV.24: Résultat des pentes de la simulation finale (Zone B).....	116
Figure IV.25: Les regards de chute au niveau de (J7 ; J10 ; J25) ; (Zone B)	117

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de logiciel SWMM et domaine d'application

Tableau I.1 : Comparaison entre les modèles hydrauliques.....	6
Tableau I.2 : Historique de développement de logiciel SWMM.....	9
Tableau I.3: Formes de sections transversales disponibles pour conduits.....	19 -20
Tableau 1.4 : Evaluation des paramètres du modèle de Horton.....	26

Chapitre III : Evaluation des débits et dimensionnement de réseau d'assainissement

Tableau III.1 : les avantages et les inconvénients des systèmes d'évacuation.....	41
Tableau III.2 : Coefficient de ruissellement selon le type de surface.....	50
Tableau III.3 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population	50
Tableau III.4: Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.....	51
Tableau III.5 : dotation des équipements (école, CEM, lycée, Mosquée).....	53
Tableau III.6 : Estimation des débits des équipements.....	54
Tableau III.7 : Estimation des débits moyens journaliers d'eaux usées domestique des deux zones (A et B).....	57
Tableau III.8: Rejets d'eaux usées pour l'horizon 2030.....	57
Tableau III.9 : Calcul des débits eaux usées et répartition sur les tronçons de la zone (A)...	59
Tableau III.10 : Calcul des débits eaux usées et répartition sur les tronçons de la zone (B)	60- 61
Tableau III.11 : Caractéristiques des sous bassin versant de la zone (A).....	63
Tableau III.12 : Caractéristiques des sous bassin versant de la zone (B).....	65

Liste des tableaux

Tableau III.13: Débits pluviales et dimensionnement de réseau (zone A).....	67
Tableau III.14: tronçons avec leurs pentes initiales et les pentes corrigées.....	68
Tableau III.15: Débits pluviales et dimensionnement de réseau (zone B).....	69-70
Tableau III.16 : Vérification d’auto curage de la zone (A).....	71
Tableau III.17 : Vérification d’auto curage de la zone (B).....	72

Chapitre IV : Simulation sur le logiciel SWMM

Tableau IV.1 : données de l’averse du projet.....	86-87
Tableau IV.2 : caractéristiques des sous bassin versant (Zone A).....	89
Tableau IV.3 : caractéristiques des conduites (Zone A).....	89
Tableau IV.4 : caractéristiques des jonctions (Zone A).....	90
Tableau IV. 5 : la relation entre la précipitation et le ruissellement (pluie-débit) (ZoneA).....	101
Tableau IV. 6 : Résultat des (Débit, vitesse, rapport des débits, rapport de remplissage) (Zone A).....	102
Tableau IV. 7 : Résultat du débit évacué par le réseau d’assainissement (Zone A)...	103
Tableau IV. 8 : Comparaison entre les diamètres (Zone A).....	103
Tableau IV.9 : présente la comparaison entre le Max Depth simulé et le max Depth calculé (Zone A).....	104
Tableau IV.10 : Comparaison entre les rapports simulés et les rapports calculés de la (Zone A).....	105
Tableau IV.11 : Caractéristiques des sous bassin versant (Zone B).....	106
Tableau IV.12 : caractéristiques des jonctions (Zone B).....	107
Tableau IV.13 : caractéristiques des sous bassin versant (Zone B).....	108
Tableau IV. 14 : La relation entre la précipitation et le ruissellement (zone B).....	118
Tableau IV. 15 : Résultat des (Débit, vitesse, rapport des débits, rapport de remplissage) (zone B).....	119
Tableau IV. 16 : Résultat du débit évacué par le réseau d’assainissement (Zone B)..	120

Liste des tableaux

Tableau IV. 17 : Comparaison entre les diamètres (Zone B).....	121
Tableau IV.18 : Comparaison entre le (Max Depth-Cote de radier) simulé et le (Max Depth-Cote de radier) calculé on fonction de cote de projet.....	122
Tableau IV.19 : comparaison entre les rapports simulés et les rapports calculés la (Zone B).....	124-125
Tableau IV.20 : les conduites les plus sensibles dans le réseau d’assainissement de la zone B.....	126

SIGNES ET ABREVIATIONS

A : surface du sous bassin versant

AEP : Alimentation en eau potable

ASS : Assainissement

C P : la cote de projet en (m)

C T N : cote des terrains naturel en (m)

Cr : coefficient de ruissellement

d : douar

D : la dotation (consommation moyenne journalière)

EPA SWMM: Environmental Protection Agency Storm Water Management Model

H : la hauteur de remplissage en (m)

ha : hectare unité de surface

I tr : La pente moyenne du tronçon (m/m)

I tr modifiée : La pente du tronçon modifiée (m/m)

I bassin versant : pente moyenne du bassin versant (m/m)

L Tr : la longueur totale du tronçon (m)

l/s : litre par seconde unité de mesure des débits

l/s.ml : litre par seconde, mètre linéaire

LID : Contrôles de développement à faible impact dans SWMM

LT : la longueur totale du réseau (m)

m : mètre unité de longueur

m/s : mètre par seconde unité de vitesse

m³/s : mètre cube par seconde unité de débit

n : coefficient de Manning

Ø calculé : diamètre calculé

Ø normal : diamètre normalisé

ONM : office national de la météo

P.O.S : plan d'occupation de sol

Q : le débit généralement en (m³/s)

Q eu : débit des eaux usées (m³/s)

Q sp : débit spécifique (l/s.ml)

Q_(p eu) : Débit de pointe des eaux usées en (m³/s)

Qeu (équi) : Débit moyen rejeté quotidiennement des équipements en (m³/j)

Signes et abréviations

Qeud : rejet domestiques journalier (m^3/j)

Qps : débit à pleine section (m^3/s)

R.G.P.H : recensement Général Populaire humain

SIG : système d'information géographique

T.A.G : le taux d'accroissement global

Vc : vitesse d'auto curage en (m/s)

Vps : vitesse à pleine section (m/s)

Vr : vitesse réelle en (m/s)

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION	1
 Chapitre I : Définition de logiciel SWMM et domaine d'application	
I.1. Généralité sur la modélisation	3
I.1.1. Définition de la modélisation	3
I.1.2. Objectif de la modélisation	3
I.1.3. Différents modèles en hydraulique	3
I.1.4. Comparaison entre les modèles hydrauliques	5
I.2. Logiciel SWMM	7
I.2.1. Historique de logiciel SWMM	8
I.2.2. Fonctionnement du modèle SWMM	9
I.2.3. But d'utilisation de logiciel SWMM	10
I.2.3.1. Objets non visuels	11
I.2.3.2. Objets visuels	11
I.3. Modélisation dans SWMM	22
I.3.1. Compartiment « atmosphérique »	22
I.3.2. Compartiment « surface de terrain »	22
I.3.3. Compartiment « souterrain »	22
I.3.4. Compartiment « transport ».....	22
I.4. Utilisation de logiciel SWMM	23
I.4.1. Etapes d'utilisation SWMM	23
I.4.2. Fonctionnement d'une simulation	23
I.4.3. Définition des options de simulation	23
I.5. Différents modèles de calcul par logiciel SWMM	25
I.5.1. Modèle hydrologique	25
I.5.2. Modèle d'infiltration d'Horton	25
I.5.3. Modèle d'infiltration de Green-Ampt	27
I.6. Modèles hydrauliques	28
I.6.1. Modèle de transfert	28
I.6.2. Modèle de ruissèlement et l'onde cinématique	28
I.7. Régime uniforme	29
I.8. Quelques travaux réalisés en appliquant le logiciel SWMM	30
 Chapitre II: Présentation de la zone d'étude	
II.1. Caractéristique de la zone d'étude	32
II.1.1. Situation géographique	32
II.1.1.1. Situation nationale de la zone d'étude	32
II.1.1.2. Situation régionale de la zone d'étude	33
II.2. Limite géographique de la zone d'étude	33
II.3. Topographie de la zone d'étude	34
II.4. Géologie et l'hydrogéologie de la zone d'étude	35

Tables des matières

II.4.1. Géologie de la zone d'étude	35
II.4.2. Hydrogéologie de la zone d'étude	35
II.5. Climatologie et pluviométrie de la zone d'étude	35
II.6. Sismicité	35
II.7. Synthèse géotechnique de la zone d'étude	36
II.7.1. Zone favorable à l'urbanisation	36
II.7.2. Zone moyennement favorable à l'urbanisation	36
II.7.3. Zone défavorable à l'urbanisation	36
II.8. Relief	36
II.9. Pentes du terrain	37
II.10. Typologie de l'habitat	37
II.11. Equipements	38
II.12. la nature juridique	38
II.13. Situation hydraulique	38
II.13.1. Alimentation en eau potable	38
II.13.2. Assainissement	39

Chapitre III: Evaluation des débits et dimensionnement de réseau d'assainissement

III.1. Généralité sur l'assainissement.....	40
III.1.1. Nature des eaux à collecter.....	40
III.2. Systèmes d'évacuation	40
III.2.1. Avantages et inconvénients des systèmes d'évacuation	41
III.3. Choix du système d'évacuation	41
III.4. Tracé du réseau	41
III.5. Eaux usées	44
III.6. Eaux pluviales	46
III.6.1. Méthode superficielle	46
III.6.2. Méthode rationnelle	47
III.6.3. Choix de la méthode	51
III.7. Evaluation des débits d'eaux usées et d'eaux pluviales	52
III.7.1. Estimation des débits d'eaux usées	52
III.7.2. Calcul de la population de la zone d'étude SOUAFLIA	52
III.7.3. Evaluation des débits des eaux usées des équipements	53
III.7.4. Evaluation des débits des eaux usées domestiques	56
III.7.5. Débit de pointe de chaque zone	57
III.7.6. Calculs des débits des eaux usées pour chaque tronçon	57
III.8. Evaluation des débits d'eaux pluviales	61
III.8.1. Caractéristique des bassins versants pour les deux zones (A et B)	61
III.8.2. Evaluation des débits pluviales et dimensionnement de réseau (A et B)	66
III.8.3. Vérification des conditions d'autocurage	71
III.8.4. Quelques exemples de calculs de débit pluvial et de dimensionnement de réseau	73
III.8.4.1. Réseau de la zone A	73

III.8.4.2. Réseau de la zone B	79
III.9. Résultats et interprétations	82
Réseau de la zone A	82
Réseau de la zone B	82
 Chapitre IV: Simulation sur logiciel SWMM	
IV.1. Conditions d'application de logiciel SWMM	84
IV.2. Acquisition des données	84
IV.2.1. Données pluviométriques(Rain gage)	85
IV.2.2. Sous-bassin versant	87
IV.2.3 conduite ou tronçon (conduit)	88
IV.2.4. Nœuds	88
IV.3. Simulation du réseau d'assainissement de SOUAFLIA	88
IV.3.1. Zone A	88
IV.3.1.1. Données d'entrée de la zone A	88
IV.3.1.2. Résultats de la première simulation de la zone A	90
IV.3.1.3. Problèmes rencontrés pendant la première simulation de la zone A	91
IV.3.1.4. Ligne d'eau dans les conduites (profil en long d'eau) de la première simulation	92
IV.3.1.5. Résultats de la simulation finale	95
IV.3.1.6. Ligne d'eau après la simulation finale	99
IV.3.1.7. Interprétation et discussion de résultats de la zone A	101
IV.3.1.8. Comparaison entre les résultats simulés à l'aide de logiciel SWMM et les résultats calculés par Excel (Zone A).....	103
IV.3.2. Zone B	106
IV.3.2.1. Données d'entrées de la zone B	106
IV.3.2.2. Résultats de la première simulation de la zone B	108
IV.3.2.3. les problèmes rencontrés au cours de la première simulation de la zone (B)	109
IV.3.2.4. Ligne d'eau dans les conduites : (profil en long d'eau) de la première simulation (zone B)	110
IV.3.2.5. Résultats de la simulation finale (zone B)	111
IV.3.2.6. Ligne d'eau après la simulation finale (Zone B)	116
IV.3.2.7. Interprétation et discussion des résultats de la zone B	118
IV.3.2.8. Comparaison entre les résultats simulés à l'aide de logiciel SWMM et les résultats par Excel (Zone B).....	120
 CONCLUSION	127

INTRODUCTION

Les eaux usées peuvent être la cause directe ou indirecte de plusieurs maladies, dont la nécessité de l'évacuation de la grande quantité de ces dernières loin des agglomérations.

De plus, Les mesures de protections contre les inondations, qui amènent les spécialistes à concevoir et construire des ouvrages hydrauliques de grands dimensions pour l'évacuation des déchets hors les habitations et de construire des stations d'épuration.

A cet égard, dans ce mémoire nous proposerons de dimensionner et de simuler un réseau d'assainissement en système unitaire pour la localité de 'SOUAFLIA' dans la wilaya de MOSTAGANEM, elle est d'une superficie d'environ trente-huit hectares (38 ha). Cette dernière est pratiquement dépourvue d'un réseau d'assainissement fiable, à l'exception de d'un petit tronçon.

Notre travail sera concentré, au premier lieu à la proposition d'un tracé de réseau d'assainissement tenant compte de la voirie, de la topographie et des points de rejets sur fond de carte en Autocad, le réseau proposé sera de type unitaire. En second lieu, il sera dimensionner manuellement en utilisant la méthode rationnelle et en fin, le réseau proposé avec ces caractéristiques (longueurs de conduite, pente, positions des nœuds et leurs côtes, averse de projet...) sera porté sur le logiciel SWMM5.1 afin de le modéliser. Dans un premier temps, une répartition initiale des diamètres des conduites sera nécessaire, celle-ci sera suivie de plusieurs simulations sur SWMM avec chaque fois des modifications de certains paramètres (diamètres des conduites, hauteurs de recouvrement, profondeur des regards...) jusqu'à l'obtention d'un réseau fiable sans aucun problème (vitesse d'écoulement convenable, profondeurs de recouvrement adéquates, sans surcharge de conduites ni débordement aux regards).

Pour mener à bien notre étude, une collecte des données a été nécessaire, cette dernière concerne les données naturelles du site (topographie du site, côtes du projet des voiries), la situation actuelle et future de l'agglomération (population, service publique...) et la nature des eaux à évacué.

Une fois le réseau proposé un découpage de la zone d'étude en sous-bassins sera effectué selon le levé topographique et suivant les lignes de partage des eaux, à l'aide du logiciel Auto-Cad. En fin, les débits de pointes des eaux pluviales et usées transitant dans les différents tronçons du réseau seront estimés et le réseau sera dimensionné manuellement par la méthode 'Rationnelle' pour un écoulement à surface libre en régime permanent uniforme et par modélisation sur le logiciel SWMM (Storm Water Management Model) qui est un modèle de simulation hydrologique et hydrodynamique des systèmes de drainage le plus utilisé pour les études des eaux de pluies et les eaux usées, tant d'un point de vue quantitatif que qualitatif. Une comparaison des résultats des deux méthodes sera entreprise à terme de ce mémoire.

Nous avons subdivisé notre mémoire en quatre chapitres:

- ✓ **Chapitre I:** définition du logiciel SWMM et domaine d'application, dans cette partie nous avons donné quelque définition sur le SWMM et les différents domaines d'application.
- ✓ **Chapitre II:** dans ce chapitre nous avons présenté la zone d'étude (la localité 'SOUAFLIA'), nous avons illustré quelques caractéristiques de cette zone ; la situation géographique, la topographie, le climat, le découpage administratif....
- ✓ **Chapitre III:** cette partie est consacrée au calcul manuel et l'évaluation des débits et dimensionnement de réseau d'assainissement en utilisant la méthode rationnelle par le modèle de MONTANA
- ✓ **Chapitre IV:** ce dernier chapitre est réservé à la simulation du réseau d'assainissement unitaire de notre région en utilisant le logiciel SWMM et faire une comparaison entre les résultats trouvés pour les deux méthodes utilisées.

CHAPITRE I :

PRESENTATION DU LOGICIEL SWMM ET DOMAINE D'APPLICATION

La conception d'un réseau d'assainissement peut se faire grâce à divers modèles, nous pouvons citer parmi eux : Sewer CAD, MOUSE, MIKE URBAN.....etc.

Notre travail est basé sur l'application du model EPA SWMM 5.1 développé par l'Environnemental Protection Agency – EPA. Ceci nous permet d'approcher la réalité.

I.1. Généralité sur la modélisation :

I.1.1. Définition de la modélisation :

La modélisation est la conception d'un modèle ; le terme « modèle » est un terme générique qui se définit comme étant une conceptualisation de la réalité.

Les différents types de modèle :

- Modèle pour le dimensionnement du réseau d'assainissement ;
- Modèle pour l'analyse du fonctionnement hydraulique et diagnostic ;
- Modèle pour la gestion du réseau d'assainissement ;
- Modèle pour la mesure de la qualité de l'eau [1].

NB : Notre étude concerne le premier modèle, c'est le modèle de dimensionnement et la simulation du réseau d'assainissement.

I.1.2. Objectif de la modélisation :

L'objectif d'un modèle est de fournir une vision sur le fonctionnement global (général) du réseau d'assainissement, afin de représenter le plus fidèlement possible la réalité. Il est absolument nécessaire de vérifier l'objectif et la justesse des prédictions de la simulation. Si le modèle est juste, il donnera avec précision les débits en tel ou tel point du réseau [1].

I.1.3. Différents modèles en hydraulique :

Les modèles tiennent compte de plusieurs variables comme la hauteur de ruissellement, la vitesse minimale et maximale de l'écoulement, et d'autres paramètres

tels que la pente, le coefficient de ruissellement et la rugosité des parois. Parmi les logiciels actuellement disponibles [1], on peut distinguer particulièrement les suivants :

A. Sewer GEMS : (Développé par Bentley)

Est une application qui sert à modéliser des réseaux d'assainissement existants qui ont beaucoup d'eau pluviale (ruissellement). En particulier, l'application effectue la modélisation des débordements, des réseaux d'eaux usées en boucle, des stations de pompage, ainsi que des canaux et des bassins de rétention ouverts. Sewer GEMS permet de travailler sur une source de données unique et partagée, à partir de Arc GIS, Micro Station, Auto CAD, ou autonome (sa propre interface). Ainsi, c'est possible créer des modèles de réseau avec des données existantes en dessins CAO [1].

B. Sewer CAD : (développé par Bentley)

Sewer CAD est un logiciel pour la conception des nouveaux réseaux, ou des sections d'un réseau existant, en entrant les restrictions de conception (les vitesses, les pentes, la profondeur, et les données des tuyaux et regards correspondants).

Ce logiciel intègre une plateforme autonome et Micro station, mais c'est possible d'ajouter la plateforme Auto CAD (avec un frais supplémentaire). Les interfaces sont compatibles et Interchangeables. Idéal pour le dimensionnement, Sewer CAD recommande la solution la plus rentable (avantageux) en termes de dimensionnement des collecteurs, en évitant des tranchées de taille excessive (réduction des coûts de construction). La décision sur la solution pour le réseau d'eaux usées exige l'examen des scénarios multiples [1].

C. MOUSE :

MOUSE permet de simuler les problèmes de ruissellement, des écoulements en conduites, la qualité des eaux et le transport solide dans des bassins versants urbains et dans des systèmes d'assainissement. Le logiciel fonctionne sur tous les réseaux de canalisations comprenant des écoulements à surface libre et des écoulements sous pressions. Ce modèle s'applique aussi bien à des réseaux simples qu'à des réseaux complexes avec plusieurs milliers de collecteurs. Il permet de concevoir, de diagnostiquer et de gérer des réseaux, apportant ainsi des résultats sur :

- Le dimensionnement et les impacts d'aménagements nouveaux; les périodes de retour de débordements ou de surcharges d'un réseau ;
 - La quantification des rejets polluants vers le milieu naturel ;

- Les causes de ces débordements (capacité insuffisante des canalisations, remous hydraulique...);
- La localisation et la quantification des zones de dépôt de sédiments [1].

D. MIKE URBAN :

MIKE URBAN est un logiciel professionnel pour la modélisation avancée des réseaux de distribution d'eau potable ainsi que des réseaux des eaux usées et/ou pluviales, le tout dans la même interface intégrée aux GIS. Cette interface MIKEURBAN a été baptisée « Gestionnaire de modèles ».

Cet outil intègre des plateformes de calculs existants dans une interface utilisateur et un système de gestion des données complètement nouveaux.

Les principaux avantages de MIKE URBAN par rapport aux outils de modélisation traditionnels sont les formats de données standards, l'interface utilisateur unique intégré sous GIS [1].

E. HYDROUTI :

HYDROUTI constitue une boîte à outils destinée aux projeteurs en assainissement, en hydrologie et en hydraulique. Il comporte un ensemble de modules de calcul quasi indépendants, dans la mesure où il est possible de faire appel à des données ou des résultats d'autres modules. Bien qu'ayant pour objectif une aide au dimensionnement des ouvrages spéciaux, les plus courants (bassin de rétention, déversoir, etc.), la boîte à outils dispose de modules permettant le calcul des données "amont" nécessaires [1].

F. SWMM : (l'Environmental Protection Agency - EPA)

Le SWMM (Storm Water Management Model - version 5) est un modèle simulation hydrologique et hydrodynamique des systèmes de drainage urbain (système séparatif ou unitaire). Disponible gratuitement et sans aucun coût pour les utilisateurs, il est reconnu comme le programme commercial pour des études plus détaillées des eaux de pluie en permettant une bonne gestion au niveau des infrastructures des systèmes de drainage afin d'améliorer son fonctionnement et de maintenance [1].

I.1.4. Comparaison entre les modèles hydrauliques :

Le tableau I.1 suivant montre la comparaison entre les modèles hydraulique par rapport au logiciel SWMM :

Tableau I.1 : Comparaison entre les modèles hydrauliques [1]

O : Oui et N : Non	EPA SWMM	MIKE URBAIN	HYDRAUTI	MOUSE	SEWER GEMS	SEWER CAD
Domaine d'application						
Possibilité d'analyse la qualité d'eau	O	O	N	N	N	N
Liens vers système d'information géographique	N	O	O	O	O	O
Edition des messages de diagnostic	O	O	O	O	O	N
Documentation d'aide à l'utilisation						
Service d'aide en ligne	O	O	O	O	O	O
Annotation claire des composants du modèle	O	O	O	O	O	O
Capacité d'affichage graphique						
Annotation claire des composants du modèle	O	O	O	O	O	O
Capacité de mise en page	O	O	O	O	O	O
Graphisme /profilage des composants du système/ résultats du modèle	O	O	O	O	O	O
Facilité d'utilisation						
Capacité de gestion des scénarios	N	N	N	N	N	O
Environnement Windows	O	O	O	O	O	O

CHAPITRE I : Présentation du logiciel SWMM et domaine d'application

Le modèle SWMM représente une grande flexibilité comme illustré dans le tableau de comparaison, l'inconvénient majeur de ce logiciel est qu'il n'a pas de liens vers système d'information géographique et il n'a pas de version en français.

I.2. Logiciel SWMM :

SWMM (Storm Water Mangement Model) est un logiciel de simulation hydrologique développé par l'Agence de la Protection de l'Environnement des Etats-Unis en collaboration avec un groupe de recherche de l'université de Floride et de l'université de l'état d'Oregon[2].

Ce logiciel permet la simulation du comportement des eaux pluviales et usées tant d'un point de vue quantitatif que qualitatif. Il est particulièrement bien adapté au bassin urbain pour le calcul des réseaux d'assainissement simples ou complexes et s'applique soit pour des évènements ponctuels ou pour des simulations continues [2].

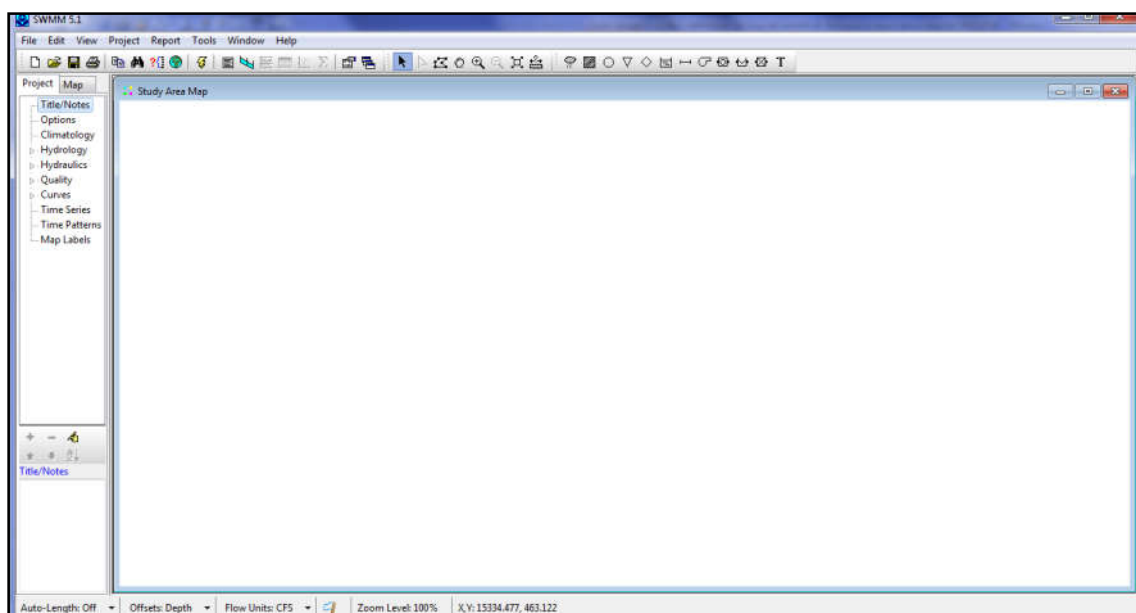


Figure I.1: L'interface de logiciel EPA SWMM 5.1

EPA (SWMM) est généralement utilisé pour planifier, pour analyser et pour la conception des réseaux des eaux de ruissellement.

SWMM est un modèle dynamique de simulation hydrologique-hydraulique de la qualité de l'eau.

La composante de ruissellement fonctionne sur un ensemble de sous-bassins hydrographiques qui reçoivent des précipitations et génèrent des charges de

ruissellement et de polluants. La partie d'acheminement transporte ce ruissellement à travers un système de tuyaux, canaux, dispositifs de stockage / traitement, pompes et régulateurs. SWMM effectue le suivi de la quantité et de la qualité du ruissellement effectué dans chaque Sous bassin. Il suit le débit, la profondeur d'écoulement et la qualité de l'eau dans chaque conduite et canal pendant une période de simulation composée de plusieurs pas de temps. Le SWMM 5.1 a récemment été étendu pour modéliser les performances hydrologiques de certains types de contrôles de faible impact LID (Contrôles de développement à faible impact dans SWMM) [3].

Les contrôles LID que l'utilisateur peut choisir comprennent les sept pratiques d'infrastructure verte suivantes:

- Pavé perméable ;
- Jardins de la pluie ;
- Les toits verts ;
- Barils de pluie ;
- Tranchées d'infiltration
- Jardinières [4].;

I.2.1. Historique de logiciel SWMM :

Le logiciel SWMM est un programme de simulation des réseaux d'assainissement unitaire ou séparatifs, développé par l'agence gouvernementale des Etats-Unis EPA, pour l'environnement et très largement utilisé dans une grande partie du monde. EPA SWMM a été initialement développé en 1971, de nombreuses mises à jour et améliorations ont été apportées depuis 1971.

Ce logiciel est basé essentiellement sur deux modules hydrologique et hydraulique, ce dernier sert à :

- Dessiner et modéliser les bassins et les sous bassins versant d'une zone étudiée ;
- Dessiner et modéliser le réseau d'assainissement en conduites ou en surface, ainsi que l'ensemble des ouvrages hydrauliques ;
- Réaliser un diagnostic hydraulique du réseau ;
- Etudier les flux de polluants dans le réseau [1].

Le tableau I.2 ci-après montre le développement du logiciel :

Tableau I.2 : Historique de développement de logiciel SWMM [1]

Version	Année de création
SWMM I	1971
SWMM II	1975
SWMM 3	1981
SWMM 3.3	1983
SWMM 4	1988
SWMM 5	2005
SWMM 5.1	2014

I.2.2. Fonctionnement du modèle SWMM :

Le modèle SWMM est utilisé pour simuler, relativement à un événement unique (averse) ou à long terme (pluie continue), la quantité de ruissellement et la qualité des zones urbaines. SWMM tient compte des différents processus hydrologiques qui produisent des eaux de ruissellement provenant des zones urbaines (comme l'évaporation de l'eau stagnante en surface, l'accumulation de neige et sa fonte, percolation de l'eau infiltrée dans les couches souterraines, etc.) [1].

SWMM permet la modélisation hydraulique des eaux de ruissellement de route et des entrées des débits dans le réseau d'assainissement, les canaux, les unités de traitement et de stockage et les ouvrages de détournement des débits. Il s'agit notamment de:

- Gérer des réseaux de drainage de taille illimitée ;
- Utiliser une grande variété de conduits fermés et ouverts (formes standard) ainsi que des formes naturelles ;
- Modèle des éléments spéciaux tels que le stockage des unités de traitement / diviseurs de débit, pompes, barrages, et orifices ;

Il est appliqué aux débits des eaux de ruissellement en termes de quantité et qualité, aux infiltrations et aux écoulements par temps sec.

Il offre à l'utilisateur diverses possibilités;

- Utiliser soit les méthodes de l'onde cinématique et de l'onde dynamique ;
- Modéliser des régimes d'écoulement différents, tels que les remous, surcharge, une inversion du flux et la surface de formation de flaques ;

CHAPITRE I : Présentation du logiciel SWMM et domaine d'application

- Appliquer les règles de contrôle dynamique pour simuler le fonctionnement des pompes, des ouvertures des orifices, et les niveaux de crête du déversoir [1].

SWMM peut également estimer la production de la charge polluante associée à ces eaux de ruissellement. Ce logiciel a été utilisé dans des milliers d'études des réseaux des eaux usées et des eaux pluviales. Ces applications typiques incluent par exemple :

- ✓ Conception et dimensionnement des composants du système d'assainissement pour le contrôle des inondations ;
- ✓ Évaluer l'impact des débits affluents et d'infiltration sur les débordements des collecteurs
- ✓ Concevoir des stratégies de contrôle pour minimiser les débordements des réseaux unitaires [1].

Remarque :

Il s'agit dans notre étude de simuler un réseau d'assainissement urbain projeté (pluviale et eau usée) pour la zone de SOUAFLIA de la wilaya de MOSTAGANEM par le modèle SWMM, afin d'arriver à un dimensionnement adéquat de ce dernier. SWMM a été utilisé dans des milliers d'études des réseaux des eaux usées et des eaux pluviales. Les applications typiques incluent par exemple :

- Conception et dimensionnement des composants du système de drainage pour le contrôle des inondations ;
- Concevoir des stratégies de contrôle pour minimiser les débordements des réseaux unitaires;
- Évaluer l'impact des débits affluents et d'infiltration sur les débordements des collecteurs [1].

I.2.3. But d'utilisation de logiciel SWMM :

Le logiciel EPA SWMM a des plusieurs avantages et quelques limites d'application pour l'utiliser, nous citons :

- Ces données hydrauliques avancées ;
- Intégration dans le logiciel Auto Cad ;
- EPA SWMM facilite la gestion des scénarios ;
- Les paramètres utilisés sont physiques (surface, pourcentage imperméable, pente, rugosité, géométrie de la canalisation ...);

- Amélioration continue du modèle et vérifications très fréquentes;
- Simulations des surcharges et usage très versatile du modèle;
- Possibilité d'utilisation pour les études d'impact;
- Documentation complète et détaillée [1].

I.2.3.1. Objets non visuels :

Il y'a plusieurs objets non visuels on cite les plus essentiels :

- Commandes LID : Permet de contrôler le développement à faible impact dans le logiciel SWMM ;
- Traitement ;
- Aquifères ;
- La climatologie ;
- Modèles de temps ;
- Paquets de neige [2].

I.2.3.2. Objets visuels :

La figure qui suit montre l'assemblage des objets visuels de logiciel Storm Water Management Model en général. Ces objets représentent un système d'assainissement des eaux pluviales [2].

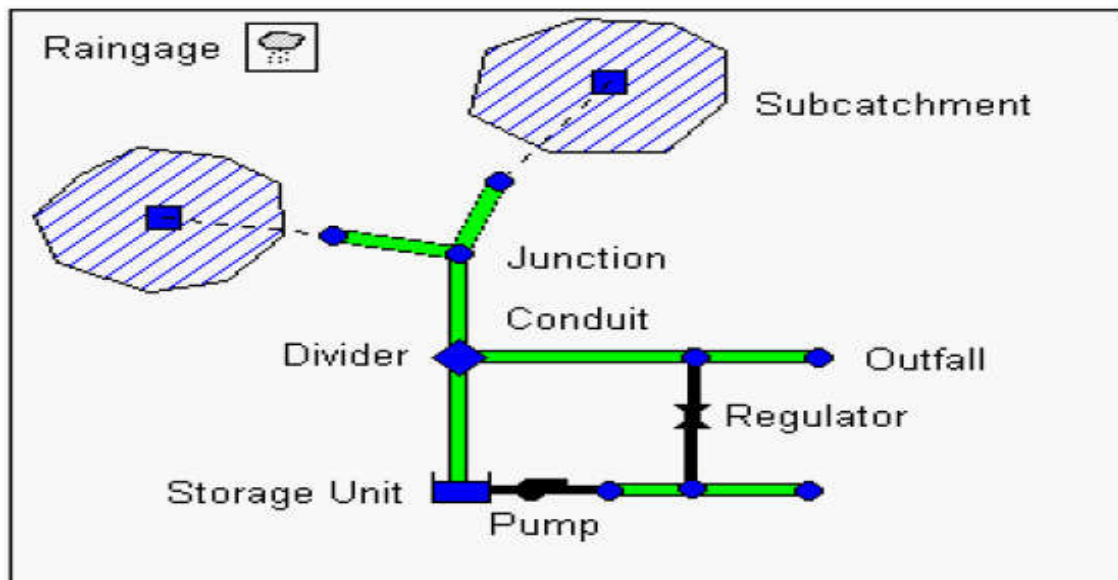


Figure I.2 : les différents outils utilisés pour la modélisation d'un système d'assainissement[2].

➤ Nœuds de jonction : (Junction)

Ils désignent les nœuds d'un système quelconque d'assainissement où les liens se rejoignent. Ces derniers représentent le raccordement des canaux de surface naturels, des regards dans un système d'égout ou des joints de tuyauterie [2].

Les paramètres d'entrée essentiels d'une jonction sont :

- Cote de radier de regard (Inver.elevation);
- Profondeur du regard (max depth);
- Le débit des eaux usées (Inflows)

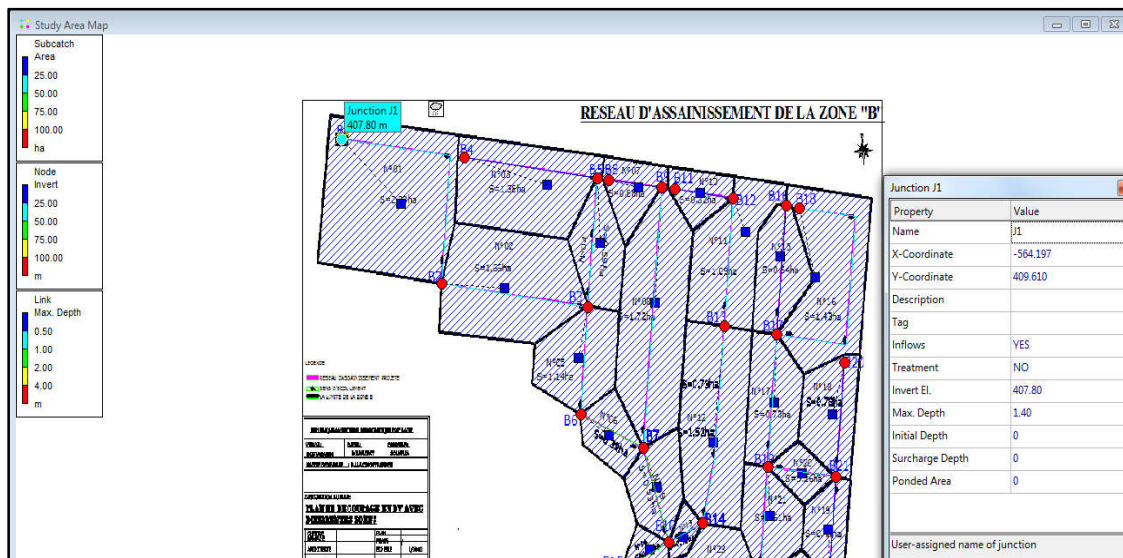


Figure I.3 : Paramètres de jonction

➤ Sous- bassin : (Subcatchments)

Les sous-bassins versants sont des unités hydrologiques de terrain dont la topographie et les éléments du système d'assainissement guident le ruissellement vers le rejet [2].

Les paramètres d'entrées essentiels sous bassin (Subcatchments) sont :

- La pluviométrie (Rain Gage));
- La jonction introduite (Outlet);
- Superficie 'hectare'(Area);
- Rayon hydraulique 'mètre'(Width) ;
- La pente du terrain en % 'pourcentage'(Slope) ;
- Pourcentage '%' de terrain perméable (% Imperv) ;

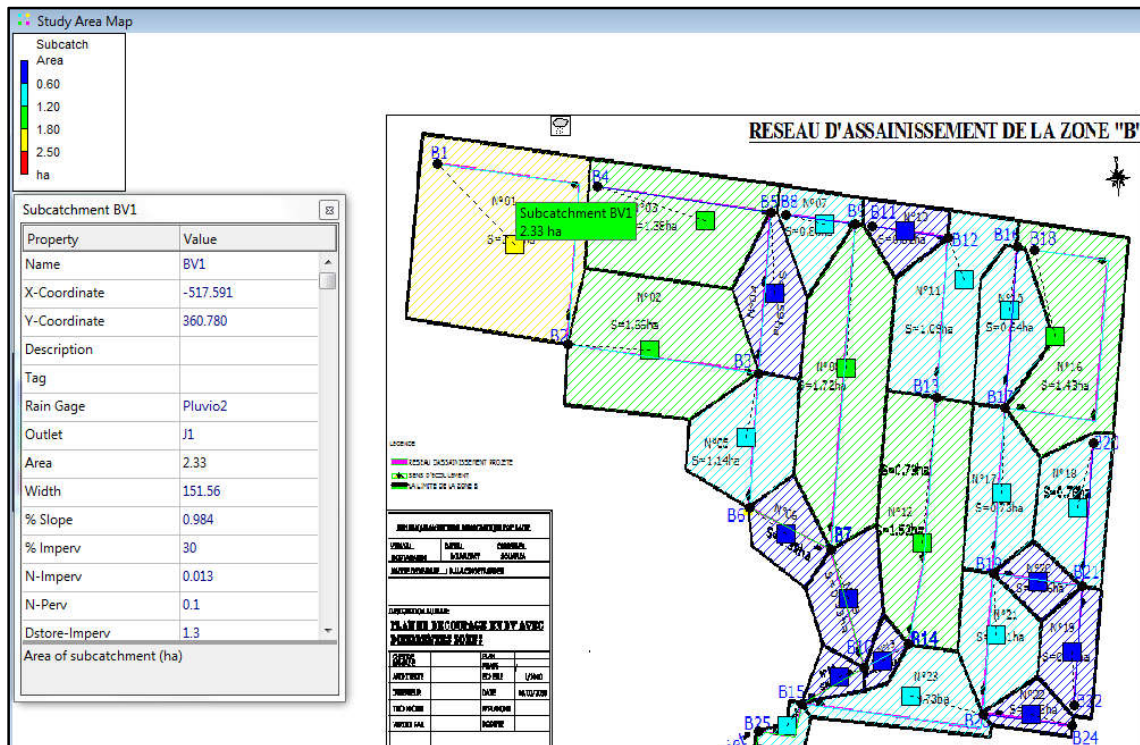


Figure I.4 : Paramètres de sous bassin versant(Subcatchments)

➤ Générateur de pluie : (Rain Gage)

Les paramètres d'entrée essentiels de la station pluviométrique (Rain Gage) sont :

- L'intensité 'mm/h' (millimètre par heure) (Intensity);
- L'intervalle du temps (Time Intervl);
- La courbe IDF (intensité-durée-fréquence) (Time série);

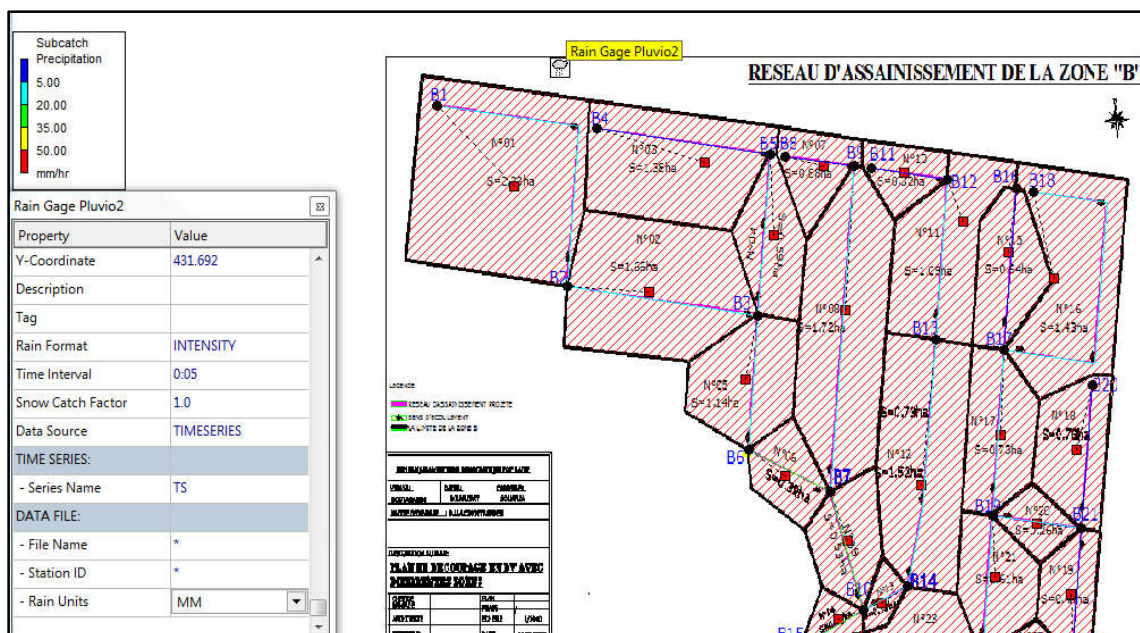


Figure I.5 : Paramètres de la station pluviométrique (Rain Gage)

CHAPITRE I : Présentation du logiciel SWMM et domaine d'application

Les appareils de mesure de la pluviométrie fournissent des données sur les précipitations pour la zone de sous-ensemencement dans une région étudiée. Les données pluviométriques peuvent être soit proviennent d'un fichier externe, soit une série temporelle définie par l'utilisateur.

Plusieurs formats populaires de fichiers pluviométriques populaires actuellement utilisés sont pris en charge, ainsi qu'un format standard défini par l'utilisateur.

Les principales propriétés d'entrée des pluviomètres comprennent:

- Nom de la source de données pluviométriques
- Source des données pluviométriques (saisie des séries temporelles ou fichier externe)
- Intervalle de temps d'enregistrement (par exemple, horaire, 15 minutes, etc.)

Type de données pluviométriques (par exemple intensité, volume ou volume cumulatif [2]).

➤ Unités de stockage : (Storage units)

Il y'a beaucoup de paramètres d'entrées des unités de stockage nous citons les suivants :

- Profondeur maximale ;
- Potentiel d'évaporation ;
- Données d'afflux externes (facultatif) ;
- Paramètres d'infiltration (facultative) ; Inverser (en bas) l'élévation [2].
- Nœuds de sortie: (Outfall Nodes) les nœuds définis les limites en aval sous l'écoulement d'écoulement dynamique. Pour d'autres types d'acheminement de flux ils se comportent comme une jonction. Seul un seul lien peut être connecté à un nœud d'émission, et l'option existe pour que le déversoir se décharge sur la surface d'un sous-traitant.

Les conditions aux limites d'un émissaire peuvent être décrites par des relations de phases suivantes:

- Une élévation de niveau fixe ;
- Une marée décrite dans un tableau de la hauteur des marées par rapport à l'heure du jour ;
- La profondeur d'écoulement critique ou normale dans le conduit de raccordement ;
- Les principaux paramètres d'entrée pour les émissaires sont les suivants ;

- Une série temporelle définie par l'utilisateur de l'étape par rapport au temps ;
- Présence d'une porte à lamelles pour empêcher le reflux à travers l'émissaire ; [2].
- **Nœud diviseur de débit :**

Les types de diviseurs de débit, définis par la manière dont les débits entrants sont détournés:

- Diviseur de déversoir: Utilise une équation de déversoir pour calculer le débit dérivé.
- Diviseur tabulaire: Utilise une table qui exprime le débit détourné en fonction de l'afflux total.

Parmi les paramètres importants d'entrée pour un diviseur de flux sont:

- méthode utilisée pour calculer la quantité de flux détourné ;
- les paramètres de jonction (voir ci-dessus) ;
- nom du lien recevant le flux détourné [2].

➤ Pompes : (Pumps)

Les pompes sont des liaisons utilisées pour soulever l'eau à des élévations plus haute une courbe de pompe décrit la relation entre le débit et les conditions d'une pompe à ses nœuds d'entrée et de sortie. Cinq types différents de courbes de pompe sont pris en charge (**Figure1.6**)

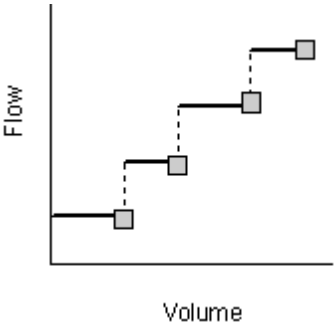
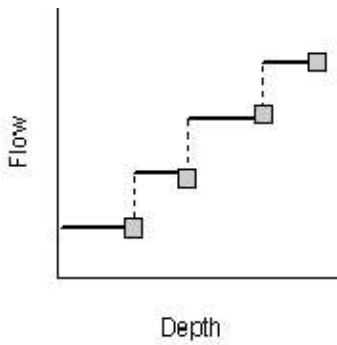
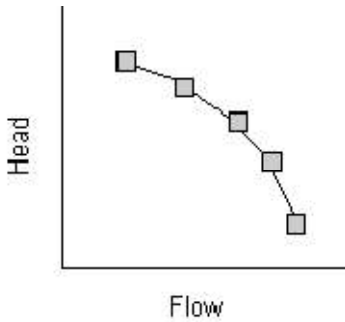
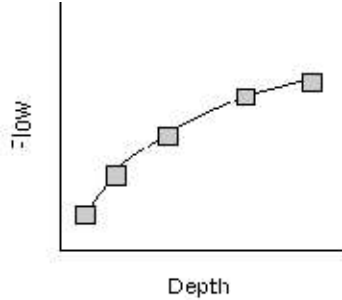
 The graph shows Flow on the y-axis and Volume on the x-axis. The curve is a step function that increases in discrete steps as volume increases, starting from a non-zero value on the y-axis. Type1 : Une pompe hors ligne avec un puits mouillé où le débit augmente graduellement avec le volume de puits humide disponible	 The graph shows Flow on the y-axis and Depth on the x-axis. The curve is a step function that increases in discrete steps as depth increases, starting from a non-zero value on the y-axis. Type2 : Pompe en ligne où le débit augmente progressivement avec la profondeur du nœud d'entrée.
 The graph shows Head on the y-axis and Flow on the x-axis. The curve is a continuous, downward-sloping line with several data points connected by straight segments, starting from a high head at low flow. Type3 : Pompe en ligne où le débit varie continuellement avec la différence de charge entre les nœuds d'entrée et de sortie.	 The graph shows Flow on the y-axis and Depth on the x-axis. The curve is a continuous, upward-sloping line with several data points connected by straight segments, starting from a low flow at low depth. Type4 : Pompe en ligne à vitesse variable où le débit varie continuellement avec la profondeur du nœud d'entrée.
Type5 : Idéal Une pompe de transfert "idéale" dont le débit est égale au débit d'entrée à son nœud d'entrée. Aucune courbe n'est requise. La pompe doit être la seule liaison de sortie de son nœud d'entrée. Utilisé principalement pour la conception préliminaire.	

Figure I.6 : Différents types de courbes de pompe qui sont pris en charge [2].

L'état marche / arrêt des pompes peut être contrôlé dynamiquement en spécifiant les profondeurs d'eau de démarrage et d'arrêt au niveau du noeud d'entrée ou à travers des

CHAPITRE I : Présentation du logiciel SWMM et domaine d'application

règles de contrôle définies par l'utilisateur. Les règles peuvent également être utilisées pour simuler des variateurs de vitesse qui modulent le débit de la pompe.

Les paramètres d'entrée d'une pompe sont les suivants:

- Etat initial marche / arrêt ;
- Profondeurs de démarrage et d'arrêt ;
- Nom de sa courbe de pompe (ou pour une pompe idéale) ;
- Les noms de ses nœuds d'entrée et de sortie [2].

➤ Régulateurs de débit : (Flow regulators)

Les régulateurs de débit sont des dispositifs utilisés pour contrôler et détourner les écoulements dans un système de transport. Ces régulateurs de débits sont utilisable pour :

- le contrôle des rejets des installations de stockage ;
- l'empêche les surcharges inacceptables ;
- la détourne du débit vers les installations de traitement et les intercepteurs.

Alors l'EPA SWMM peut modéliser les types de régulateurs de débit suivants: orifices, déversoirs et sorties [3].

➤ Étiquette de carte : (Map labels)

Des étiquettes de texte facultatives ajoutées à la carte de zone d'étude de SWMM pour aider à identifier des objets ou des régions particulières de la carte. Les étiquettes peuvent être dessinées dans n'importe quelle police de Windows, éditées librement et être traînées à n'importe quelle position sur la carte [2].

➤ Conduits :

Les paramètres d'entrée essentiels pour les conduites sont :

- Le nom de la conduite (Name) ;
- Nœuds d'entrée (Inlet Node) ;
- Nœuds de sortie (Outlet Node) ;
- La forme de la conduite (Shape) ;
- Le diamètre de la conduite (Max Depth) ;
- Longueur du tronçon (Length) ;
- La rugosité des parois (Roughness) ;

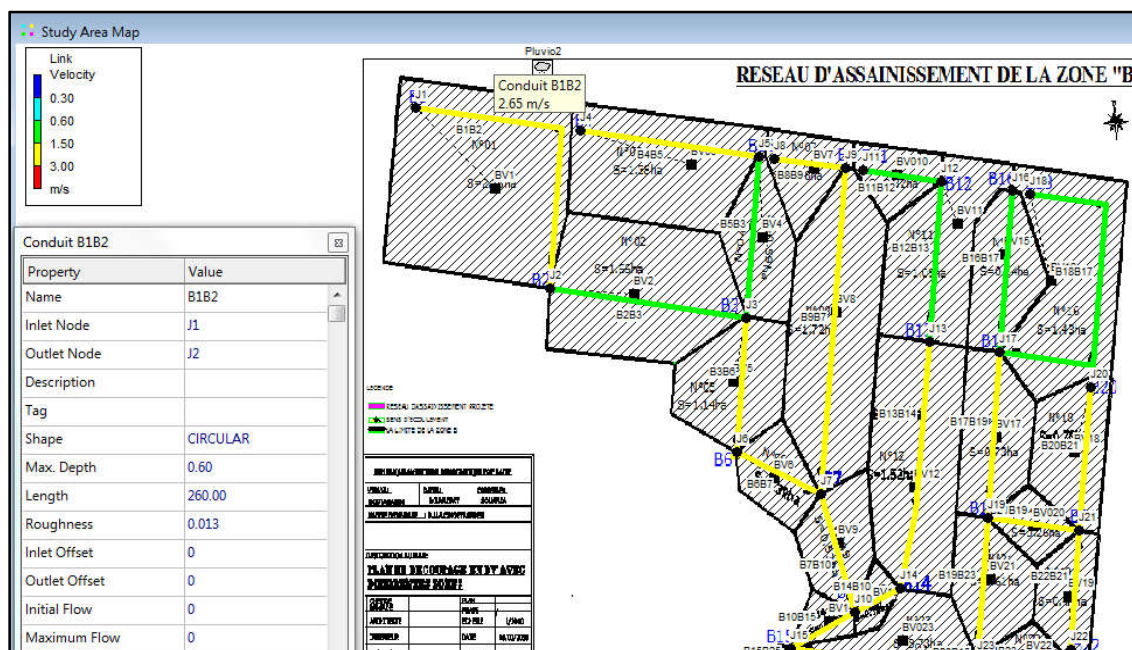


Figure I.7 : Paramètres de la conduite (Conduit)

Le tableau I.3 ci-après montre quelques formes de section transversales disponible pour les conduits :

Tableau I.3: Formes de sections transversales disponibles pour conduits (Anglais) [4]

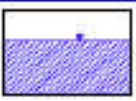
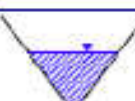
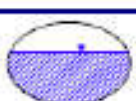
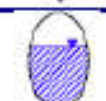
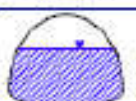
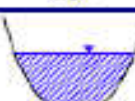
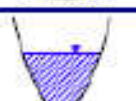
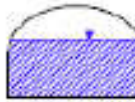
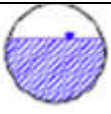
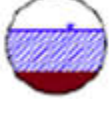
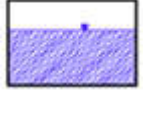
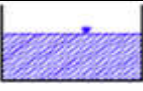
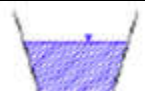
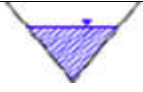
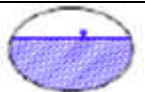
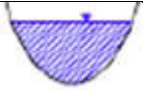
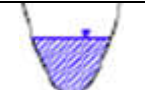
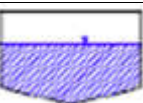
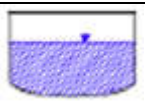
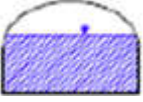
Name	Parameters	Shape	Name	Parameters	Shape
Circular	Full Height		Circular Force Main	Full Height, Roughness	
Filled Circular	Full Height, Filled Depth		Rectangular - Closed	Full Height, Width	
Rectangular - Open	Full Height, Width		Trapezoidal	Full Height, Base Width, Side Slopes	
Triangular	Full Height, Top Width		Horizontal Ellipse	Full Height, Max. Width	
Vertical Ellipse	Full Height, Max. Width		Arch	Full Height, Max. Width	
Parabolic	Full Height, Top Width		Power	Full Height, Top Width, Exponent	
Rectangular-Triangular	Full Height, Top Width, Triangle Height		Rectangular-Round	Full Height, Top Width, Bottom Radius	
Modified Baskethandle	Full Height, Bottom Width, Top Radius		Egg	Full Height	
Horseshoe	Full Height		Gothic	Full Height	
Catenary	Full Height		Semi-Elliptical	Full Height	
Baskethandle	Full Height		Semi-Circular	Full Height	
Irregular Natural Channel	Transect Coordinates		Custom Closed Shape	Full Height, Shape Curve Coordinates	

Tableau I.3: Formes de sections transversales disponibles pour conduits [4]

Nom	Paramètres	Forme	Nom	Paramètres	Forme
Circulaire	Hauteur à pleine section		Circulaire forcée	Hauteur à pleine section ; rugosité	
Circulaire remplie	Hauteur à pleine section , Hauteur de remplissage		Rectangulaire-Fermé	Hauteur à pleine section ; largeur en miroir	
Rectangulaire-Ouverte	Hauteur à pleine section , largeur		Trapézoïdale	Hauteur à pleine section, Largeur en miroir,	
Triangulaire	Hauteur à pleine section , largeur supérieur		Ellipse horizontale	Hauteur à pleine section, Largeur en miroir	
Ellipse verticale	Hauteur à pleine section , largeur maximale		Cambre	Hauteur à pleine section, Largeur en miroir	
Parabolique	Hauteur à pleine section ,largeur en miroir		Puissance	Hauteur à pleine section, Largeur en miroir	
Rectangulaire-triangulaire	Hauteur à pleine section , largeur en miroir , Hauteur du triangle de		rectangulaire arrondie	Pleine hauteur, largeur en miroir, rayon inférieur	
Panier poignée modifié	Largeur en miroir, rayon supérieur		ovoïde	Hauteur à pleine section	
Fer a cheval	Hauteur à pleine section		Gothique	Hauteur à pleine section	
Caténaire	Hauteur à pleine section		Semi-elliptique	Hauteur à pleine section	
Poignée de panier	Hauteur à pleine section		Semi-circulaire	Hauteur à pleine section	
Canal de nature irrégulière	Coordonnée quelconque (naturelle)		Forme personnalisée-fermée	Hauteur à pleine section, Coordonnées de la courbe de forme	

CHAPITRE I : Présentation du logiciel SWMM et domaine d'application

➤ Les conduits de forme fermée permettent de définir une forme géométrique symétrique par rapport à la ligne médiane en fournissant une courbe de forme pour la section transversale.

SWMM utilise l'équation de Manning pour exprimer la relation entre le débit (Q), la section transversale (A), le rayon hydraulique (R) et la pente (S) dans tous les conduits.

$$Q = \frac{1.49}{n} \cdot A \cdot R^{2/3} S^{1/2} \dots \dots \dots (11)$$

Avec :

n: Coefficient de Manning (Rugosité des parois des conduites)

A : section transversale ;

R: rayon hydraulique ;

S : la pente de la conduite [2].

➤ Pour les tuyaux avec des sections transversales de forme circulaire soit la formule de Hazen-Williams ou de Darcy-Weisbach est utilisée à la place de l'équation de Manning la formule de Hazen-Williams (in [2]) est:

$$Q = 1.318 C \cdot A R^{0.63} S^{0.54} \dots \dots \dots (12)$$

Avec :

C : facteur de Hazen-Williams qui varie inversement avec la rugosité de surface et est fourni comme l'un des paramètres de la section transversale. La formule de Darcy-Weisbach (in [2]) :

$$Q = \sqrt{\frac{8g}{f}} \cdot A \cdot R^{1/2} S^{1/2} \dots \dots \dots (13)$$

Où

g: accélération de la pesanteur et f : facteur de frottement de Darcy-Weisbach

Pour un écoulement turbulent, ce dernier est déterminé à partir de la hauteur des éléments de rugosité sur les parois du tuyau (fournie en tant que paramètre d'entrée) et du nombre de Reynolds du courant en utilisant l'équation de Colebrook-White.

Alors le choix de l'équation à utiliser est une option fournie par l'utilisateur [2].

I.3. Modélisation dans SWMM :

Dans logiciel SWMM, la réalité est simplifiée à l'aide de quatre (04) compartiments entre lesquels il simule les échanges et les transferts.

I.3.1. Compartiment « atmosphérique » :

Ce compartiment contient les données des précipitations qui vont tomber dans le compartiment surface de terrain [5].

I.3.2. Compartiment « surface de terrain » :

Ce compartiment est représenté par un ou plusieurs bassins de drainage qui reçoivent les précipitations du compartiment atmosphérique sous forme de pluie ou de neige. Ces précipitations sont alors infiltrées dans le sous-sol ou transformées en ruissellement introduit dans le compartiment transport [5].

I.3.3. Compartiment « souterrain » :

Il reçoit les infiltrations et transfère une partie de ses écoulements dans le compartiment transport [5].

I.3.4. Compartiment « transport »

Il est représenté par un réseau d'éléments de transport (canaux, conduites, pompes, etc.) et d'unités de stockage/traitement. Les apports proviennent du ruissellement du compartiment « Surface de terrain », des écoulements du compartiment « Souterrain », et d'hydrographes définis par l'utilisateur (eaux usées par temps sec par exemple).

Tous ces compartiments sont construits avec l'aide d'une palette d'objets disponibles dans SWMM. Ces objets sont caractérisés par des paramètres (surface, pourcentage imperméable, pente rugosité géométrie de la canalisation, etc.) qui vont permettre de représenter au mieux le bassin hydrologique modélisé [5].

I.4. Utilisation de logiciel SWMM :

I.4.1. Etapes d'utilisation SWMM :

Pour l'utilisation de logiciel SWMM soit pour le dimensionnement ou la modélisation d'un réseau d'assainissement il faut suivre les étapes suivantes :

1. Définir un ensemble d'options par défaut et propriétés d'objet à utiliser (voir configuration par défaut de projet).
2. Tracer une représentation du réseau des composants physiques de la zone d'étude ;
3. Modifier les propriétés des objets qui composent le système (voir édition d'objets) ;
4. Sélectionnez un ensemble d'options d'analyse (voir Configuration des options d'analyse) ;
5. Exécuter une simulation;
6. Voir les résultats de la simulation [6].

I.4.2. Fonctionnement d'une simulation :

Possible de simuler la réponse au ruissellement, l'acheminement du débit et le comportement de la qualité de l'eau. Cette section explique comment indiquer les options à utiliser dans l'analyse, comment exécuter la simulation et comment résoudre les problèmes courants qui peuvent se produire [2].

I.4.3. Définition des options de simulation :

Le logiciel SWMM à un nombre d'options qui contrôlent comment la simulation d'un système d'assainissement des eaux pluviales et usées est effectuée. Pour définir ces options il faut:

1. Sélectionnez la catégorie options dans l'arborescence du projet.
2. Sélectionnez l'une des catégories suivantes d'options à modifier:
 - a. Options générales ;
 - b. Options de date ;
 - c. Options de pas de temps ;
 - d. Options de routage dynamique de la vague ;
 - e. Options des fichiers d'interface ;
 - f. Options de report ;
3. Cliquez sur le bouton du panneau Navigateur ou sélectionnez Edition Modifier objet pour appeler l'éditeur approprié pour la catégorie d'options choisie (la boîte de dialogue

CHAPITRE I : Présentation du logiciel SWMM et domaine d'application

options de simulation est utilisée pour les cinq premières catégories tandis que la boîte de dialogue options de rapport est utilisée pour la dernière).

La boîte de dialogue options de simulation contient une page à onglet distincte pour chacune des cinq premières catégories d'options répertoriées ci-dessus. Chaque page est décrite plus en détail ci-dessous :

- Affichage d'un rapport statistique

Un rapport d'état est disponible après chaque simulation. Il contient:

- Une liste de toutes les conditions d'erreur rencontrées pendant l'exécution ;
- Une liste récapitulative des données d'entrée du projet (si demandé dans les options de simulation) ;
- Une description de chaque action de règle de contrôle prise pendant la simulation (si demandé dans les options de simulation) ;
- Un résumé des principales options de simulation en vigueur ;
- Un résumé des données lues dans chaque fichier pluviométrique utilisé dans la simulation ;
- Les erreurs de continuité de masse du système pour ;
- Débit de l'eau souterraine ;
- Débit du système de transport et qualité de l'eau ;
- Quantité et qualité du ruissellement ;
- Les noms des nœuds ayant les erreurs de continuité de débits individuelles les plus élevées ;
- Les noms des conduits qui ont le plus souvent déterminé la taille de l'intervalle de temps utilisé pour l'acheminement des débits (uniquement lorsque l'option Échelle de temps variable est utilisée) ;
- Des informations sur l'étendue des étapes de routage effectuées et le pourcentage de celles-ci considérées comme stables ;
- Les noms des liens avec les valeurs les plus élevées de l'indice d'instabilité du débit ;

Et comme chaque objet a des paramètres d'entrées et de sorties on cite les principaux :

- La hauteur ou l'élévation décalée au-dessus du nœud d'entrée et de sortie inverse ;
- Longueur du conduit ;

- Pertes d'entrée / sortie (facultatif) ;
- Taux d'infiltration (facultatif) ;
- La rugosité de Manning ;
- Géométrie transversale ;
- Présence d'un volet à rabat pour éviter le retour (optionnel) ;
- Numéro de code de géométrie d'entrée si le conduit agit comme un ponceau(Facultatif) [2].

I.5. Différents modèles de calcul par logiciel SWMM :

Les différents modèles de calcul qui peut utiliser par SWMM nous citons les plus adaptables :

I.5.1. Modèle hydrologique :

Il est relatif aux processus que l'on retrouve dans le cycle de l'eau. Parmi ces mécanismes, nous citerons :

- L'interception et le stockage dans les dépressions
- L'évapotranspiration
- Les dépôts
- Les écoulements (ruissellement, souterrain, hypodermique...)
- L'infiltration [4].

I.5.2. Modèle d'infiltration d'Horton :

C'est un modèle empirique qui exprime la décroissance exponentielle, au cours d'une averse, de la capacité d'infiltration du sol $i(t)$ depuis une valeur initiale $i_{\max}$ jusqu'à une valeur limite $i_{\min}$ qui exprime le potentiel d'infiltration à saturation [7].

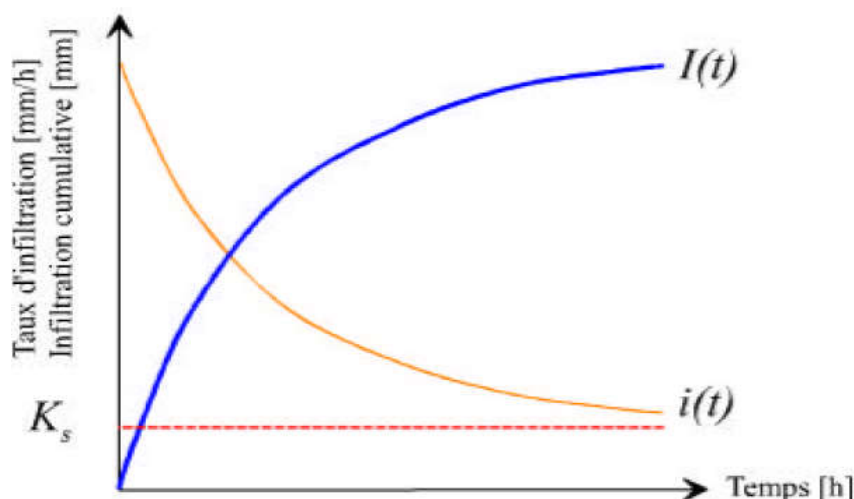


Figure I.8 : Évolution générale du régime d'infiltration et de l'infiltration cumulée au cours du temps (K_s = conductivité hydraulique à saturation) [7].

Donnée par la formule [7]. $i(t) = i_{min} + (i_{max} - i_{min}) e^{-kt}$ (I.4)

Où k est une constante de temps

i_{max} : capacité d'infiltration maximale du sol : (Max. Infil. Rate)

i_{min} : Capacité d'infiltration minimale du sol (mm/h).

A partir de la figure I.8 nous observons en effet que la capacité d'infiltration d'un sol diminue très rapidement au début de l'infiltration mais par la suite, la décroissance est plus progressive étend en règle générale vers un régime constant, proche de la valeur de la conductivité hydraulique à saturation [7].

Le tableau I.4 présente l'évolution des paramètres de Horton ;

Tableau 1.4 : Evaluation des paramètres du modèle de Horton: [7]

Type de sol	i_{max} : (Max Infil Rate)
A- Sol sec avec peu ou pas de végétation	
sableux	125 mm/h
limoneux	75 mm/h
Argileux	25 mm/h
B- Sol SEC Avec végétation dense	Multiplier par 2 les valeurs de A
C- Sol HUMIDE	
Drainé (à la capacité au champ)	Diviser par 3 les valeurs de A ou B
Proche de saturation	Choisir une valeur proche i_{max}
Partiellement drainé	Diviser par 3 les valeurs de A ou B

I.5.3. Modèle d'infiltration de Green-Ampt :

Il s'agit d'un modèle décrit d'une manière simplifiée le mouvement de l'eau dans le sol, en fonction de certains paramètres physiques du sol :

Le processus d'infiltration de l'eau dans le sol est le suivant : la pluie qui arrive sur le sol y pénètre régulièrement selon un front d'humidification qui progresse en profondeur sous l'effet des forces de gravité et de succion. Le modèle de Green Ampt, représente ce processus de manière simplifiée selon le schéma suivant [7]:

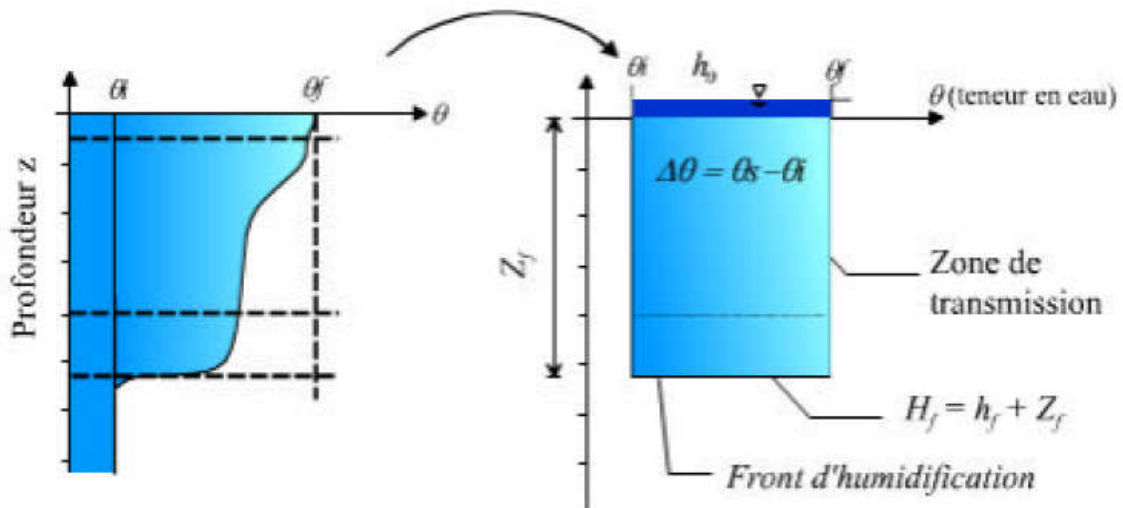


Figure I.9 : Schéma du modèle d'infiltration de Green-Ampt [7].

Paramètres du modèle :

- Zf: hauteur d'eau infiltrée depuis le début de l'alimentation (mm)
- Hf: charge hydraulique (potentiel total) au niveau du front d'humidification (mm)
- Hf: potentiel de succion au niveau du front d'humidification (mm) ($h_f < 0$)
- h_0 : hauteur d'eau au niveau de la surface du sol (mm)
- q_f : teneur en eau finale du sol (à saturation) (en %)
- Ks: conductivité hydraulique du sol saturé (mm/h)
- qi**: teneur en eau initiale du sol (en %)

Remarque :

Nous avons utilisé le modèle de Green Ampt car Il s'agit d'un modèle qui décrit d'une manière simplifiée le mouvement de l'eau dans le sol, en fonction de certains paramètres

physiques du sol. Le processus d'infiltration de l'eau dans le sol stipule que la pluie arrivant au sol y pénètre régulièrement selon un front d'humidification qui progresse en profondeur sous l'effet des forces de gravité et de succion [7].

I.6. Modèles hydrauliques :

I.6.1. Modèle de transfert :

Les modèles sont disponibles :

- **Dynamic Wave** : Modèle de l'onde dynamique basé sur la résolution des équations de Barré de Saint Venant.
- **Kinematic Wave** : Modèle de l'onde cinématique, il résout les deux équations de Barré de Saint Venant en négligeant dans l'équation de conservation de la quantité de mouvement, les deux termes d'inertie et en faisant l'approximation que la pente de surface libre est égale à la pente de radier
- **Steady Flow**: basé sur l'hypothèse que l'écoulement de l'eau est permanent et uniforme dans chaque tronçon et à chaque pas de temps (Translation simple des hydrogrammes) [7].

I.6.2. Modèle de ruissellement et l'onde cinématique :

Il s'agit d'un modèle conceptuel qui représente le bassin versant comme un canal rectangulaire à surface libre.

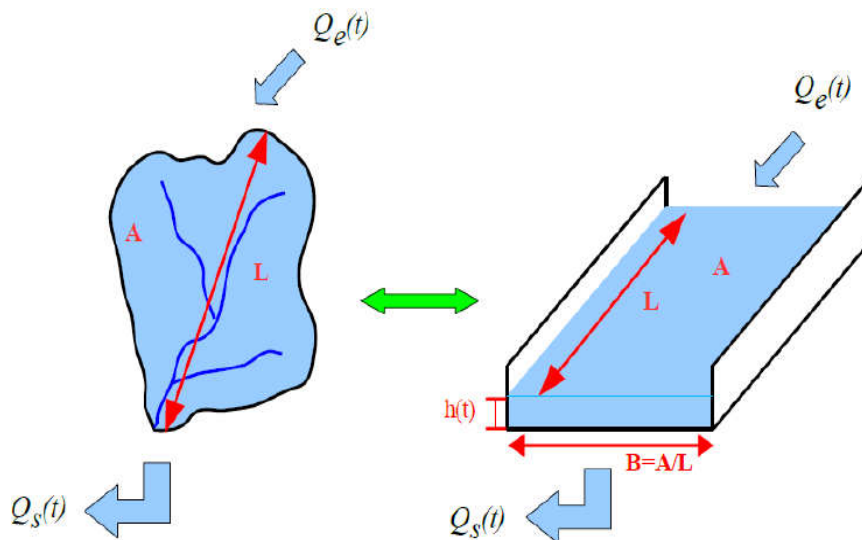


Figure I.10 : Schéma du modèle de ruissellement de l'onde cinématique [7].

Le débit entrant $Q_e(t)$ correspond à l'excès de précipitations ($Q_e(t) = \text{précipitations} - \text{infiltration} - \text{évaporation} - \text{interception par la végétation ou les dépressions à la surface du BV}$). Le débit sortant $Q_s(t)$ est calculé à chaque pas de temps grâce à la formule de

Manning-Strickler à partir des caractéristiques du canal (largeur et rugosité) et de la hauteur $h(t)$ de la lame d'eau qui ruisselle dans le canal :

$$Q(t) = A R_H(t)^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{I} \dots \dots \dots (15)$$

$$R_H(t) = \frac{Bh(t)}{B + 2h(t)} \cong h(t) \dots \dots \dots (16) \text{ car } h(t) \ll B$$

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

$$\frac{dV(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t) \dots \dots \dots (17)$$

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

$$V(t) = A h(t) \dots \dots \dots (18)$$

A : section du canal (m^2) ;

$h(t)$: la hauteur d'eau dans le canal à l'instant (t) .

Ce modèle fait partie des modèles réservoirs non linéaires.

Le coefficient de Manning Strickler pour le modèle de ruissèlement varie entre ($n=0.01$ et $n=0.8$) ; c'est-à-dire tout dépend le type de matériaux (conduites) [7].

1.7. Régime uniforme :

Modèle de la translation simple en régime permanent uniforme : C'est le modèle le plus simple possible. Il considère à chaque pas de temps de calcul, que l'écoulement est permanent et uniforme. Pour relier à chaque pas de temps, le débit et hauteur d'eau dans chaque tronçon, il utilise l'équation de Manning-Strickler.

Les hydro grammes entre l'entrée et la sortie des conduites, ne subissent ni décalage dans le temps, ni amortissement. Ce type de modèle ne peut représenter ni les effets de stockage de l'eau dans les réseaux ni les phénomènes d'influences aval ni les inversions du sens de l'écoulement ni les écoulements en charge. De plus son utilisation est restreinte aux réseaux ramifiés (non maillés) [8].

I.8. Quelques travaux réalisés en appliquant le logiciel SWMM :

Voici quelques exemples réels présentent l'application de logiciel SWMM :

➤ **GHDEIR.H et HERMA.H, 2017** : Mémoire de fin d'étude pour l'obtention du diplôme en master académique en Génie de l'eau- université de Kasdi Marbeh Ourgla : « modélisation d'un système d'assainissement par le modèle SWMM étude de cas de la région d'OURGLA » [1].

Après la modélisation de réseau d'assainissement à l'aide de logiciel SWMM de l'étude de cas de la localité de SIDI BEN SASSI wilaya d'Ourgla , il semble que le réseau d'assainissement existant n'assure pas le bon fonctionnement hydraulique, il avait des débordements au niveau des regards, les surcharges des conduites, ces dysfonctionnements due au premier lieu le réseau est mal dimensionné pour le deuxième lieu l'augmentation de la rugosité par les dépôts. L'étude de cas demande un curage préventif de réseau avant atteindre la situation critique (inondation de la zone).

➤ **FANDI.H et BENAZZA.F.Z, 2017** : Mémoire de fin d'étude pour l'obtention du diplôme en master en Hydro-informatique. - université Abou Baker intitulé « Simulation d'un réseau d'eau pluviale à l'aide de logiciel SWMM (STORM WATER MANAGEMENT MODEL) » [4].

L'utilisation de logiciel SWMM dans ce mémoire pour la modélisation de réseau des eaux pluviales de la ville de Marsa Ben M'Hidi wilaya de Tlemcen, elles ont optés a des résultats suivants :

1. La puissance de logiciel SWMM 5.1.
2. Les recommandations appréciables pour le réseau d'eau pluviale étudié.
3. La simulation du réseau d'eau pluviale a un aspect techno-économique.

➤ **Mr. BOUHANT Chouaib, 2012** : Mémoire de fin d'étude pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État en Hydraulique, Ecole Nationale polytechnique sous le thème : Diagnostic du réseau d'Assainissement de La ville AHMED RACHDI-Wilaya de MILA – via SWMM [8].

Il a mis en œuvre un fichier numérique sous le logiciel SWMM5, afin de déterminer les différents points de dysfonctionnements de système hydraulique en fonction de la variation de plusieurs paramètres tel que la rugosité des parois et le coefficient de

ruissellement, dans le but d'amélioration le bon fonctionnement de réseau d'assainissement effectivement il atteint son objectif avec succès.

- **MELLE Laaziza LAMRAOUI, 2009** : Mémoire de fin d'étude pour l'obtention du diplôme en master spécialisé en management et ingénierie des services d'eau d'assainissement et déchet. « Modalisation du réseau d'assainissement unitaire cas de ville de BOUJAAD MAROC » [9].

Elle a obtenu dans cette étude en générale les résultats suivantes : la simulation à l'aide de logiciel SWMM donne une différence entre les calculs classiques et la simulation environ trois fois de différence de ceux calculés soit sur l'estimation de débit à évacuer, ou les diamètres des conduites projetés. Les méthodes classiques sont sensibles aux paramètres de l'écoulement sous terrain l'imperméabilité de sol, par contre la modélisation par le logiciel SWMM est capable avec une grande précision de déterminer le volume stocké et le volume ruisselé dans n'importe quelle moment de l'averse.

Chapitre II :

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

II.1. Caractéristique de la zone d'étude :

II.1.1. Situation géographique :

La zone d'étude « SOUAFLIA » dépend administrativement de la wilaya de MOSTAGANEM, daïra de BOUGUIRAT, elle s'étend sur une superficie de 77.90 km², sur laquelle sont implantées une douzaine de douars dont on cite les noms :

- Au Nord :-d.Sidi Ahmed-d.Keraichia-
- A l'ouest :-d.Brarcha-
- A l'est : -d.Sidi Adda hadj- d.Mehaidia- d.Krarcha-
- Au sud : -d.Sisifa- d. Fouatmia- d. Aoualia- d. Biod- d. Ouled .Cherif-[10].

II.1.1.1. Situation nationale de la zone d'étude :

SOUAFLIA se situe à la wilaya de MOSTAGANEM. Cette wilaya est une ville maritime située au Nord-Ouest d'ALGER à 360 km [10].

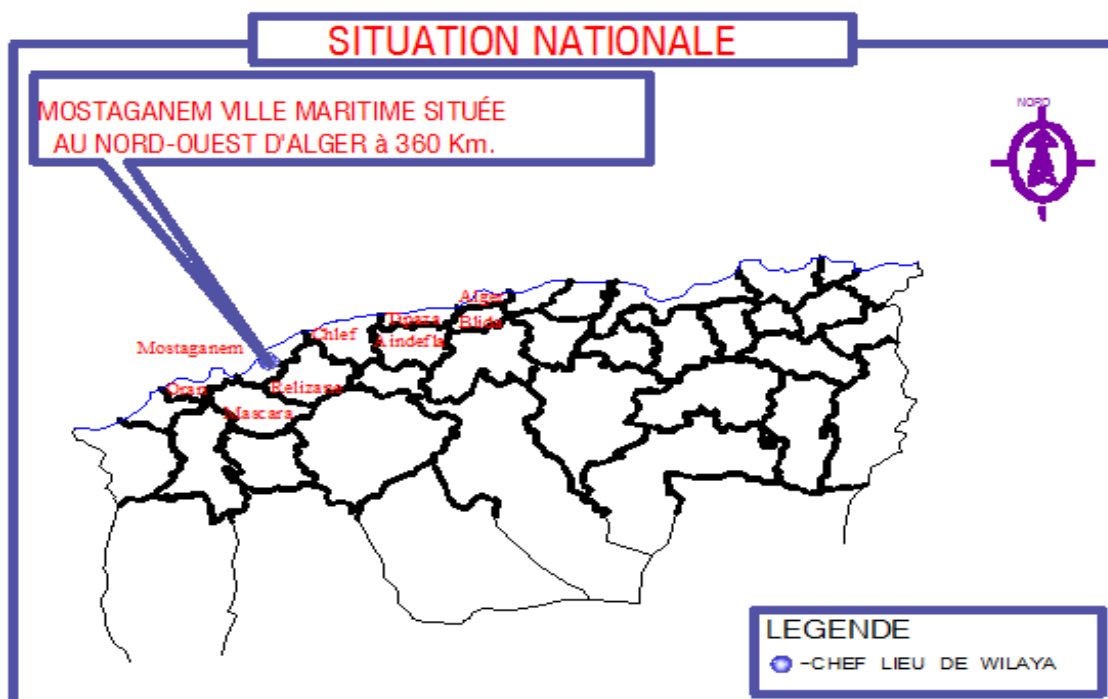


Figure II.1: Situation Nationale de la wilaya de MOSTAGANEM [10].

II.1.1.2. Situation régionale de la zone d'étude :

La localité de SOUAFLIA est issue du découpage administratif de 1984 d'une moyenne superficie.

Elle se localise au Sud-ouest de wilaya de MOSTAGANEM et fait partie de la daïra de BOUGUIRAT [10].

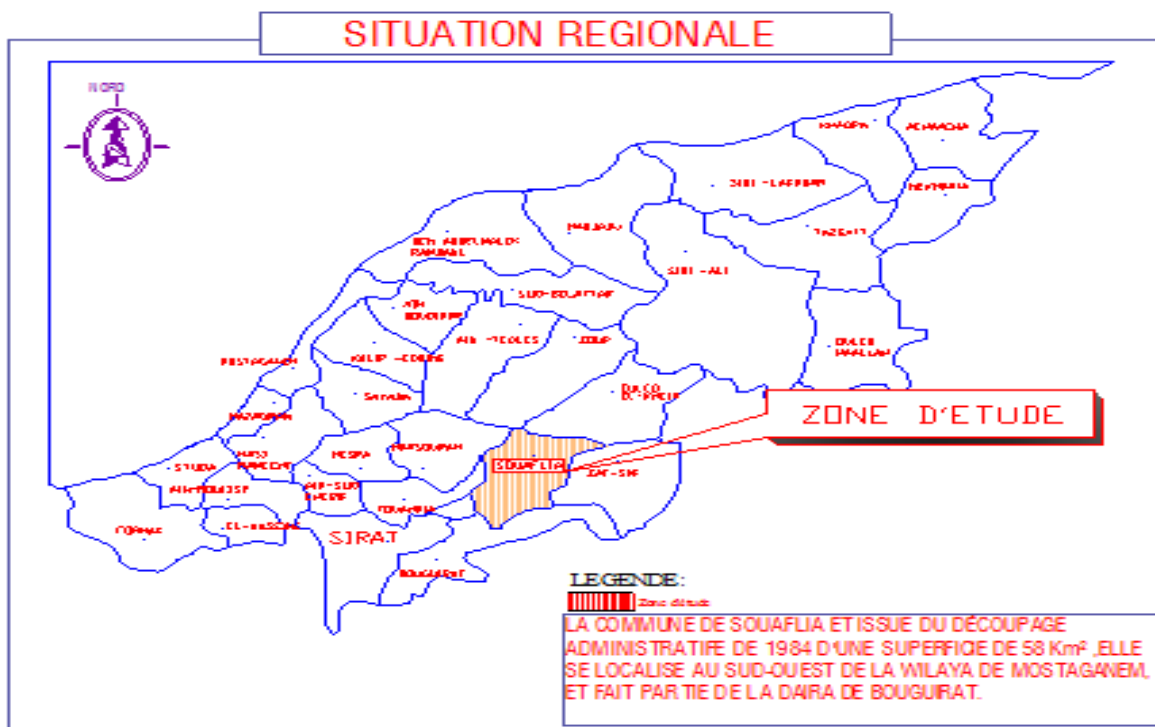


Figure II.2: Situation régionale de la ville de SOUAFLIA [10].

II.2. Limite géographique de la zone d'étude :

Elle est limitée par :

- Au Nord : la commune de Oued el kheir et Sour.
- A l'ouest : La commune de Mansourah- Touahria.
- A l'est : La commune de Safsaf.
- Au sud : La commune de Bouguirat **[10]**.

La zone d'étude est située à l'Est de Touahria et au Nord de Bouguirat. On y accède en empruntant la route nationale N90A, et le chemin de wilaya W4 ou W6 [10].

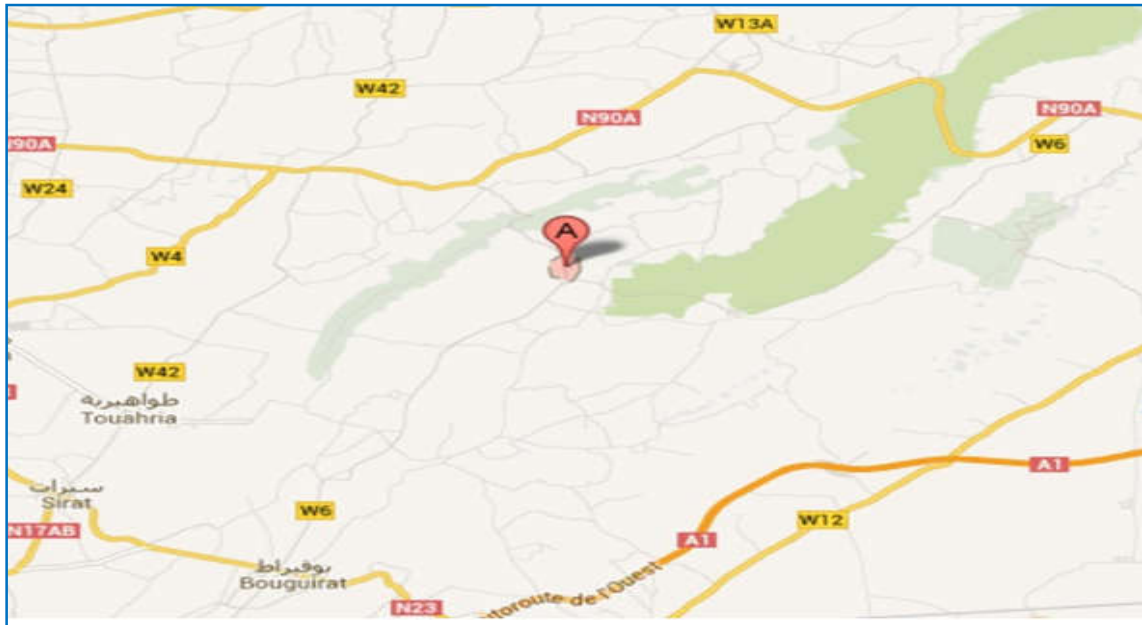


Figure II.3 : Localisation de la zone d'étude [10].

II.3. Topographie de la zone d'étude :

Le site de la zone d'étude est caractérisé par un relief moyennement plat, avec une faible pente Nord-Est et Nord-Ouest de l'ordre de moins de 10% [10].



Figure II.4 : Présentation de la topographie par Google earth [10].

II.4. Géologie et l'hydrogéologie de la zone d'étude :

II.4.1. Géologie de la zone d'étude :

L'ensemble des reconnaissances visuelles et tactiles montre que les sols rencontrés en surface sont sédimentaires et assez homogènes et d'une épaisseur variable. Ils sont constitués en grande majorité des calcaires marneux, qui présentent des caractéristiques mécaniques non-préjudiciables. D'après le P.O.S (2017), fait partie des anticlinaux, où on rencontre les formations du Miocène supérieur (Marnes bleues, sables, grès et marnes) surmontées par les grès marins du Pliocène [10].

II.4.2. Hydrogéologie de la zone d'étude :

Les sols perméables sont souvent le siège de réserves d'eau non négligeables alimentant en eau la région pour l'irrigation agricole et pour l'utilisation domestique par puits.

Les réserves d'eau jouent un rôle important dans la genèse des croûtes calcaires du sommet de la formation par le phénomène de battance entre périodes humides et périodes sèches [10].

II.5. Climatologie et pluviométrie de la zone d'étude :

Le climat qui règne sur la région de SOUAFLIA est du type sub-littoral ; les étés sont chauds et secs, ils s'étendent de Juin à Septembre; les hivers froids et secs.

Nous disons qu'à l'échelle régionale les amplitudes thermiques sont assez importantes (de l'ordre d'une trentaine de degrés C°:38°C en été et 07°C en hiver.)

Les précipitations sont faibles (300 mm par an) et mal réparties (surtout les orages de fin d'été qui sont violents).

Les vents sont la caractéristique d'une atmosphère peu agitée, ce qui accentue la chaleur en période estivale [10].

II.6. Sismicité :

C'est un paramètre que l'on prend en considération dans le monde car de nombreux tremblements de terres se sont produits ces dernières années. Des règlements de plus en plus rigoureux sont établis et appliqués afin de minimiser les dégâts aussi bien humains que matériels. Aussi en est-il du Règlement Parasismique Algérien revu et complété en

2003, après le séisme de Boumerdès qui a secoué tout le Centre du Pays. Récemment un autre de 5.7 sur l'échelle de Richter a secoué toute l'Oranie.

Il ne faut perdre de vue que la région en particuliers et tout le Nord de l'Algérie se trouve sur une plaque qui fait partie du plissement hercynien. Elle s'étale du sud marocain aux Alpes, en Europe.

Même de nos jours, l'activité tectonique y est intense. La région que nous étudions est classée d'après Les Règles Parasismiques Algériennes (R. P. A. 99 version 2003) dans la zone de sismicité moyenne (Zone II).; l'activité sismique y est présente. Aussi des études très poussées en laboratoire (cisaillement, élasticité du sol, limites d'Atterberg...) doivent être réalisées avant l'entame de toute construction (logements ou équipements) [10].

II.7. Synthèse géotechnique de la zone d'étude :

En croisant les différentes cartes, relief, pentes, géologiques, nous sommes arrivés à déterminer les différentes zones, aptes à l'urbanisation que nous avons classées ainsi

II.7.1. Zone favorable à l'urbanisation :

Composée de calcaires, de grès du Calabrien et de l'Astien ainsi que des marnes du Miocène terminal ; elle couvre la partie septentrionale de la commune [10].

II.7.2. Zone moyennement favorable à l'urbanisation :

Composée d'alluvions, de sable crouté du quaternaire (pliocène marin) elle couvre la presque totalité du territoire de l'étude [10].

II.7.3. Zone défavorable à l'urbanisation :

C'est une zone qui recouvre les parties montagneuse du nord de la commune, les parties dunaires et les bad-lands (terres marécageuses) et qui se situe dans le centre de la commune ainsi que près des berges d'oued. Est située en grande majorité dans la plaine et en montagne [10].

II.8. Relief :

La zone de Souaflia est enclavée dans une dépression limitée par deux collines orientées Nord-Est/Sud –Ouest. L'altitude varie de 150m à 250m. Au sud du territoire d'étude,

L'altitude varie de 300 m à 350 m. Les rares élévations sont situées au Nord (Djebel Biod qui culmine à 310 m et Djebel Ezzaïmia dont l'altitude atteint 400 m) [10].

II.9. Pentes du terrain :

Ce paramètre est important dans l'aptitude des sols à être urbanisés. Dans notre zone d'étude, c'est un facteur important pour la conception d'un réseau d'assainissement [10].

On donne les classes suivantes concernant ce facteur :

- 0% à 8% : 4830 ha (71.50% de la surface totale) : Nous les rencontrons au Nord et au centre de la commune.
- 8% à 15% 1360 ha (20,20 % de la surface totale. Elles se trouvent surtout au sud et au nord de la forêt.
- 15% à 25% 460 ha (7% de la surface totale). Elles sont éparses sur les deux élévations au centre et au Nord du périmètre d'étude.

>25% : 104 ha (1.50% de la surface totale environ). Elles sont représentées par de petites poches sur les reliefs [10].

II.10. Typologie de l'habitat :

L'habitat existant dans les limites du périmètre du site de projet est de type mixte (individuel et collectif) [10].



Figure II.5 : Maisons individuels [10].



Figure II.6: Maisons Collectifs [10].

II.11. Equipements :

Le site d'intervention est doté d'équipement existant (le C.E.M, le centre culturel, l'unité de carreaux terre cuite et le stade, Mosquée, siège de l'assemblée populaire de la commune, salle de soin, ...) et autre en cours de la réalisation (lycée)[10].



Figure II.7 : Mosquée situer dans le site de projet [10]

II.12. la nature juridique :

La majorité des terrains dans le périmètre de la zone étude (SOUAFLIA) est de type privé [10].

II.13. Situation hydraulique :

II.13.1. Alimentation en eau potable :

L'agglomération de SOUAFLIA, est alimentée à partir de réservoir de capacité de 400 m³ situé à l'Est de chef-lieu est alimenté par un :

- Forage SOUAFLIA centre d'un débit de Q=5 l/s.
- Et le système MAO (Mostaganem Arzew-Oran) /Dessalement.

Le réseau de distribution est de type maillés et ramifiés composé de différents diamètres en matière P.E.H.D (Poly Éthylène de Haut Densité) entre (Ø40 ; Ø160), il est en bon état [10].

II.13.2. Assainissement :

L'agglomération de la zone d'étude (SOUAFLIA) ne dispose pas d'un réseau d'assainissement, elle dispose des fosses septiques, mais il existe une partie concevoir un réseau d'assainissement existant a des dizaines des mètres avec des diamètres compris entre Ø 300, Ø 800 et Ø 1000 [10].

CHAPITRE III :

EVALUATION DES DEBITS ET DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

III.1. Généralité sur l'assainissement :

L'eau est un élément essentiel pour tous les êtres vivant sur terre, mais peut devenir nuisible (nocif) et dangereux après son utilisation.

L'assainissement est donc une technique qui permet la protection contre ce danger public et naturel [11].

III.1.1. Nature des eaux à collecter :

- **Les eaux usées** : sont d'origine domestique (eaux de toilette, lessive, cuisine etc.).
- **Les eaux pluviales** : sont des eaux de lavage des voies publiques, ainsi les eaux de pluie ayant servies à certains usages industriels.
- **Les eaux des vannes** : (urine et matière fécales) qui renferment des matières fermentescibles en proportion telle qu'elles doivent être évacuées sans délai et rejetées dans le milieu naturel [11].

III.2. Systèmes d'évacuation :

En assainissement il existe trois types de systèmes d'évacuation, les plus utilisés sont :

- **Système unitaire** : il consiste à évacuer l'ensemble des eaux usées et pluviales dans une seule canalisation [11].
- **Système séparatif** : consiste à évacuer les eaux usées dans une canalisation et les eaux pluviales dans une autre [11].
- **Système pseudo séparatif** : c'est un système séparatif particulier dans lequel il est admis que le réseau d'évacuation des eaux usées peut recevoir certaines eaux pluviales (toitures, cours) en provenance des propriétés riveraines. Le réseau

CHAPITRE III : Evaluation des débits et dimensionnement du réseau d'assainissement

d'eaux pluviales reçoit seulement les eaux qui ruissellent sur les chaussées et trottoirs .Alors il a même caractéristique que le système séparatif [11].

III.2.1. Avantages et inconvénients des systèmes d'évacuation :

Le tableau III.1 suivant montre les avantages et les inconvénients des systèmes d'évacuation :

Tableau III.1 : les avantages et les inconvénients des systèmes d'évacuation [11].

Les systèmes :	Avantages	inconvénients
Unitaire	-Seule canalisation -Moins cher -Pas d'erreur de branchement	-Autocurage n'est pas assuré. -Traitement des eaux usées est très difficile.
Séparatif	-Autocurage est assuré. -Facilité de traitement des eaux usées. -Rejet possible des eaux de ruissellement dans divers exutoires.	-Erreur de branchement. -Réseau coûteux.

III.3. Choix du système d'évacuation :

Le choix du système d'évacuation se fait selon les critères suivants :

- Le type du système s'il existe ;
- Moyens d'investissements disponibles ;
- La manière de traitement des eaux usées ; [11]

Remarque :

Pour notre cas d'étude, le système choisi est le système unitaire.

III.4.Tracé du réseau :

Pour le dimensionnement d'un réseau d'assainissement il faut tracer selon la carte topographie de la zone d'étude.

Dans la zone de SOUAFLIA ; objet de notre étude, cette carte nous facilite le tracer du réseau et son découpage en deux (02) grand bassin versant (Zone A et Zone B) ; en tenant compte des critères suivants :

CHAPITRE III : *Evaluation des débits et dimensionnement du réseau d'assainissement*

- La ligne de partage des eaux.
- La nature des sols;
- Les courbes de niveau;
- Les routes et voiries existantes;
- Les pentes et les contres pentes.

Remarque :

Le tracé du réseau d'assainissement et le découpage de la zone d'étude sont illustrés dans la figure III.1 suivante, elles sont les fonds utilisés pour l'estimation de débit des eaux usées et les eaux pluviales.

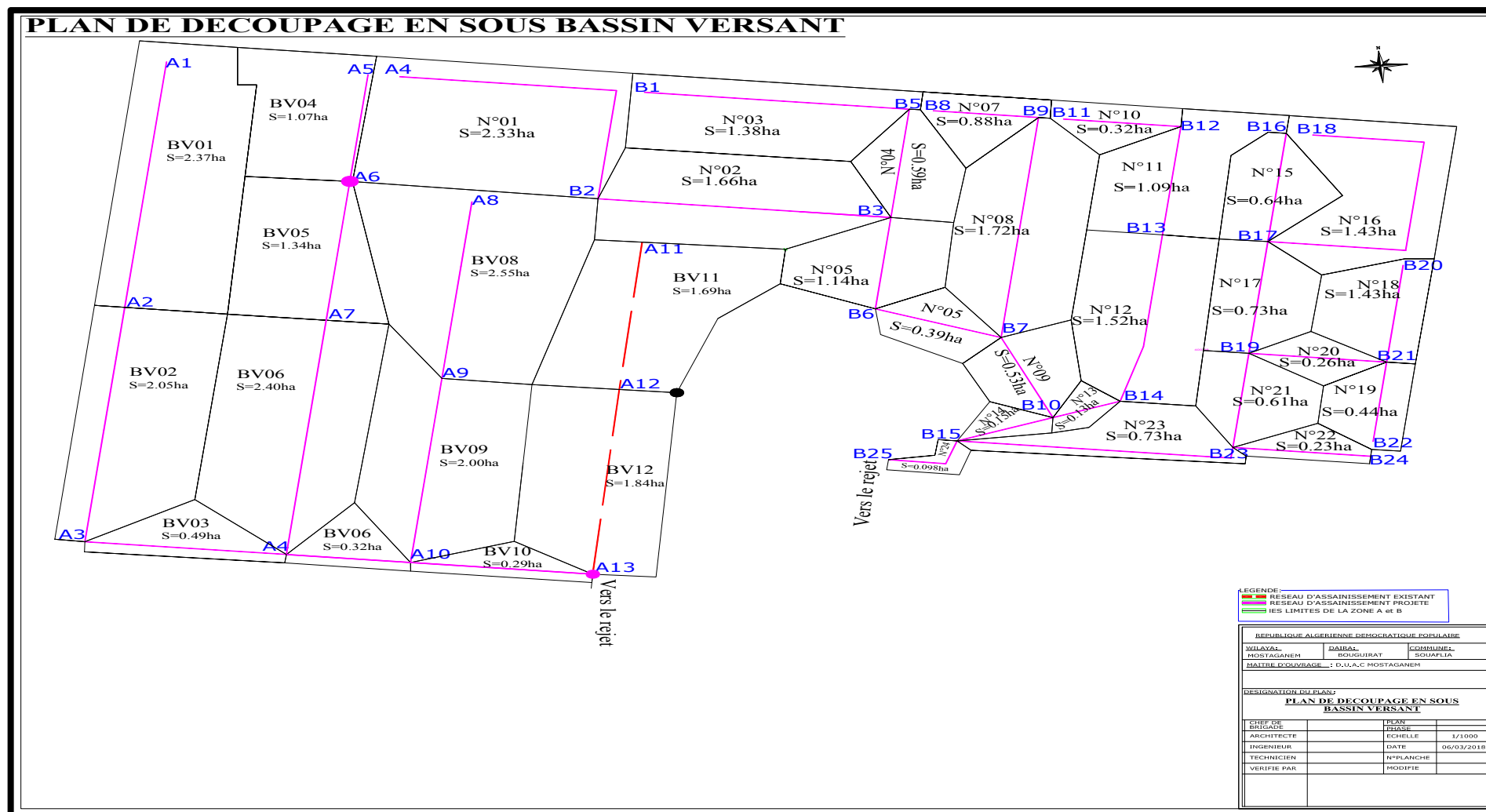


Figure III.1 : plan de découpage en sous-bassins versants de la zone d'étude (Souafli)

III.5. Eaux usées :

C'est l'ensemble des eaux usées domestiques et les eaux des équipements publics:

➤ **Eaux usées d'origine domestique :**

Les eaux usées d'origine domestique sont les eaux de consommation après usage, on les désigne souvent par l'expression de retour à l'égout. Ces eaux sont de provenance différente :

- Eaux vannes.
- Eaux de ménage, de bains et de douches.
- Eaux des cours.

Ces eaux sont d'une extrême pollution et la fréquence de leur rejet suit le mode de vie des habitants [12].

➤ **Calcul de la population :**

Avant d'évaluer les débits des eaux usées domestiques, il faut estimer le nombre de population à l'horizon future par la formule de TABARASSAN (in [13]) :

$$P_f = P_a \cdot (1 + T_x)^N \dots\dots\dots(III.1)$$

Ou :

P_f : Population future (habitants)

P_a : la population actuelle pour notre cas 2015 ;

T_x : Le taux d'accroissement en % pour notre cas d'étude, il est égal à 1,84 % ;

N : nombre d'année (la différence entre année actuelle et année de l'horizon) .

➤ **les eaux usées des équipements :**

Les équipements de différents services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs et différents autres services d'utilité publique. L'estimation se fait à base du nombre de personnes qui fréquentent le lieu et sur la dotation requise pour chaque activité,

Le débit des eaux usées des équipements est évalué par la formule (in [13]) suivante :

$$Q_{eu (équi)} = D \cdot K_r \cdot Nbre \dots\dots\dots(III.2)$$

Q_{eu (équi)} : Débit moyen rejeté quotidiennement des équipements en (m³/j) ;

CHAPITRE III : Evaluation des débits et dimensionnement du réseau d'assainissement

D : dotation AEP journalière par habitant (150 l/j/hab.) ; pour notre cas d'étude ;

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

Nbre : Nombre d'habitant (capacité) par hab;[13]

Après on calcule le débit d'eaux usées domestique par la formule (in [13]) :

$$Q_{eud} = Kr \cdot \frac{Pf \cdot D}{1000} \dots\dots\dots(III.3)$$

Avec :

Q_{eud} : rejet domestiques journalier (m³/j) ;

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

D : dotation AEP (alimentation en eau potable) journalière par habitant (150 l/j/habitants)

A la fin on estime le débit d'eau usée par la formule suivante (in [13]) :

$$Q_{eu} = Q_{eu(équi)} + Q_{eud} \dots\dots\dots(III.4)$$

Q_{eu} : débits d'eaux usées en (m³/j) ;

Q_{eu (équi)} :Débit moyen rejeté quotidiennement des équipements en (m³/j) [13].

➤ Débit de pointe des eaux usées:

Avant d'estimer les débits de pointe il est nécessaire de calculer les paramètres suivants :

1. Débit spécifique (Q_{sp}) en (l/s.ml):

$$Q_{sp} = \frac{Q_{eu}}{LT} \dots\dots\dots(III.5)$$

LT : la longueur totale de réseau (m)

2. Débit moyen en route(Q_{mr}) en (l/s) :

$$Q_{mr} = Q_{sp} \cdot L Tr \dots\dots\dots(III.6)$$

L Tr : la longueur du tronçon (m) [13].

CHAPITRE III : Evaluation des débits et dimensionnement du réseau d'assainissement

3. Débit moyen entrant et débit moyen sortant (Q_{me}) et (Q_{ms}) en (l/s) :

Q_{me} : c'est le débit entrant dans le tronçon [13].

$$Q_{ms} = Q_{me} + Q_{mr} \dots\dots\dots (III.7)$$

4. Le coefficient de pointe des débits :

K: coefficient de pointe de débits entrant et sortant (**Ke** et **Ks**) ;est définie par la formule suivante (in [13]) :

$$K_e = 15 + \frac{25}{\sqrt{Q_{me}}}; K_s = 15 + \frac{25}{\sqrt{Q_{ms}}} \dots\dots\dots (III.8)$$

5. Débit de pointe entrant et sortant (Q_e et Q_s) respectivement définie comme suit (in [13]) :

$$Q_e = K_e \cdot Q_{me} \text{ et } Q_s = K_s \cdot Q_{ms} \dots\dots\dots(III.9)$$

Alors le débit de pointe des eaux usées est défini comme suit (in [13]) :

$$Q_{peu} = \frac{Q_e + Q_s}{2} \dots\dots\dots (III.10)$$

Q_{peu} : Débit de pointe des eaux usées en (m³/s).

III.6. Eaux pluviales :

L'estimation des débits des eaux pluviales se fait par l'une des méthodes classiques « Méthode rationnelle » ou par « la méthode superficielle ».

III.6.1. Méthode superficielle :

Cette méthode proposée par **Caquot**, est une variante de la méthode rationnelle[14], donnée par la relation suivante :

$$Q(f) = K \frac{1}{v} \cdot I \frac{v}{v} \cdot C_r \frac{w}{v} \dots\dots\dots (III.11)$$

$Q(f)$: débit pluvial en (m³ / s)

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

C_r : coefficient de ruissellement

CHAPITRE III : Evaluation des débits et dimensionnement du réseau d'assainissement

K : coefficient d'expression,

U : coefficient d'expression : $1 + 0.287 \cdot b \text{ (f)}$

V : coefficient d'expression : $- 0.41 \cdot b \text{ (f)}$

W : coefficient d'expression : $0.95 + 0.507 \cdot b \text{ (f)}$ [14]

Remarque :

$Q_{(f)}$ donné par l'expression précédente correspond à une valeur brute, celle – ci doit tenir compte d'un coefficient m d'où :

$$Q \text{ (f) corrigé} = m \cdot Q \text{ (f) brute} \dots\dots\dots \text{(III.12)}$$

Avec :

m = coefficient (correcteur) d'influence [14].

➤ **Hypothèse de la méthode superficielle :**

La méthode est fondée sur trois hypothèses qui sont :

- Le débit de pointe ne peut être observé à l'exutoire que si l'averse a une durée au moins égale au temps de concentration.
- Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne de l'averse au cours du temps de concentration.
- Le débit de pointe de la même période de retour que l'intensité qui le provoque [14].

➤ **Validité de la méthode superficielle :**

Elle est valable pour les limites d'application suivantes :

- Une superficie totale $< 200 \text{ ha}$
- La pente doit être comprise entre $(0.2 < I < 5) \%$
- Le coefficient de ruissellement $(0.2 < Cr < 1)$
- Le coefficient d'allongement $(M > 0.8)$ [14].

III.6.2. Méthode rationnelle :

La méthode rationnelle consiste à estimer les débits résultants du ruissellement d'une averse constante le débit résultant du ruissellement sur un secteur de superficie « A » ayant un coefficient de ruissellement « C » s'exprime par la formule ci-dessous (in [15]) :

$$Q = K \cdot Cr \cdot i \cdot A \dots\dots\dots \text{(III.13)}$$

CHAPITRE III : Evaluation des débits et dimensionnement du réseau d'assainissement

Q : débit d'eau ruisselée (m³/s)

K : coefficient correcteur tenant compte de la répartition spatiale de la pluie, sa détermination est fonction de l'allongement du bassin ($K = 0.167$) ;

C_r : coefficient de ruissellement ;

i : intensité moyenne des précipitations (mm/heure) ;

A : surface de l'aire d'influence (ha) [15].

Cette méthode, malgré sa précision, est loin de donner les bonnes estimations pour des bassins de grandes surfaces [15].

➤ Temps de concentration :

C'est une caractéristique du bassin, définie comme étant le temps mis par la pluie tombée au point le plus éloigné en durée de l'écoulement, pour atteindre l'entrée du collecteur qui doit évacuer l'apport de la surface considérée. Ce dernier est exprimé par la formule de **KIRPISH** (in [15]);

$$t_c = 0.0195 \cdot L_{hyd}^{0.77} \cdot I_{bv}^{-0.85} \dots\dots\dots (III.14)$$

t_c : le temps de concentration (min) ;

L : longueur hydraulique (maximale) parcourue par l'eau sur la surface (m) ;

I_{bv} : pente moyenne du bassin versant (m/m).

Et on a : **t_c = t₁ + t_{aval} (III.15)**

Avec :

t₁ : le temps mis par l'eau ruisselant des toits et les différentes aires pour atteindre la bouche d'égout la plus proche

$$t_1 = \frac{L_{tr}}{60V_r} \dots\dots\dots (III.16)$$

Et :

L_{tr} : la longueur du tronçon en (m) ;

V_r : la vitesse réelle d'écoulement en (m/s) [15].

Alors :

$$t_{aval} = t_c + t_1 \dots\dots\dots (III.17)$$

➤ **Calcul de la pente moyenne du bassin versant :**

La pente moyenne d'un sous bassin est calculée comme étant le rapport entre la différence des cotes amont et aval sur la longueur de ce parcours (longueur hydraulique)[4] :

$$I_{bv} = \frac{Dh}{L_{hyd}} = \frac{CTN_{av} - CTN_{am}}{L_{hyd}} \dots\dots\dots (III.18)$$

I_{bv}: pente moyenne du bassin versant

CTN av: la cote de terrain naturel aval (m) ;

CTN am: la cote de terrain naturel amont (m) ;

L hyd: la longueur hydraulique (bassin versant) (m)[4].

➤ **Averse du projet:**

L'averse utiliser dans nos calculs est relative à une courbe IDF (intensité durée fréquence) pour une période de retour de 10ans ajusté à une loi de Mantana et applicable en Algérie cité par Marc Satin et Béchir Selmi dans leurs ouvrage "Guide technique de l'assainissement [16].

Dont l'intensité est définie par l'équation suivante :

$$i = 4 \cdot tc^{-0,5} \dots\dots\dots (III.19)$$

Avec:

i : intensité moyenne maximale en (mm/heure)

tc : temps de concentration en min. [17]

➤ **Coefficient de ruissellement :**

Le concept de coefficient de ruissellement consiste à supposer qu'à l'échelle d'un élément de bassin versant voir la totalité, la pluie nette peut s'exprimer sous la forme d'une fraction C de la pluie brute ; il s'agit d'un coefficient calculé et tabulé qui exprime les pertes au ruissellement en fonction du type d'occupation du sol sans la pente de ruissellement [18].

$$C = \frac{\sum C_k \cdot A_k}{A} \dots\dots (III.20)$$

CHAPITRE III : Evaluation des débits et dimensionnement du réseau d'assainissement

Les tableaux III.2, III.3, et III.4 sont respectivement montre la variation du coefficient de ruissellement en fonction : du type de surface, densité de population, et catégorie d'urbanisation ;

Tableau III.2 : Coefficient de ruissellement selon le type de surface [17]

Nature de la surface	Coefficient de ruissellement
Pavage, chaussées revêtues, pistes ciment	0.70<C<0.95
Toitures et terrasses	0.75<C<0.95
Sols imperméables avec végétation :	
I (pentes) <2%	0.13<C<0.18
I (pente) #2 à 7%	0.18<C<0.25
I (pente) > 7%	0.25<C<0.35
Sols perméables avec végétation :	
I (pentes) <2%	0.05<C<0.10
I (pente) # 2 à 7%	0.10<C<0.15
I (pente) > 7%	0.15<C<0.20

Tableau III.3 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population [18]:

Densité de la population (habitants / ha)	Cr
20	0.20
30 – 80	0.20 – 0.25
60 – 150	0.25 – 0.30
150 – 200	0.30 – 0.45
200 – 300	0.45 – 0.60
300 – 400	0.60 – 0.80
400 et plus	0.80 – 0.90

Tableau III.4: Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation [18]

Catégorie d'urbanisation	C_r
Habitations très denses	0.90
Habitations denses	0.60 – 0.70
Habitations moins denses	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Square – garde – prairie	0.05– 0.20

➤ **Limite de la méthode rationnelle :**

Elle présente néanmoins des inconvénients et des limites majeurs :

- L'estimation du temps de concentration est souvent laborieuse ;
- Elle ne tient pas compte de la distribution spatiale des pluies (variation de l'intensité) ;
- Elle ne tient pas compte de l'effet de stockage de l'eau dans le bassin versant

[19].

➤ **Validité de la méthode rationnelle :**

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées (< 10 ha) le résultat est encore plus fiable du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, ainsi elle est applicable pour des zones où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes. Par contre, elle n'est pas susceptible d'être utilisée que pour les zones étendues, car les calculs deviendraient fastidieux [20].

III.6.3. Choix de la méthode :

En tenant compte des caractéristiques de notre agglomération de la surface du point de vue du sous bassin inférieur à (10 ha), et coefficient de ruissellement, est vue à la comparaison des deux méthodes, on opte à choisir la méthode rationnelle.

III.7. Evaluation des débits d'eaux usées et d'eaux pluviales :

III.7.1. Estimation des débits d'eaux usées :

A l'aide de découpage des aires de l'agglomération de la zone d'étude de SOUAFLIA de la figure III.1.

Nous avons choisi un horizon de 15 ans pour estimer le rejet d'eaux usées pour la population projetée de 2030.

III.7.2. Calcul de la population de la zone d'étude SOUAFLIA :

Estimation du nombre d'habitant se fait à partir de la formule de TABARASSANE (formule III.1)

$$P_{2030} = P_{2015}(1 + 148\%)^{15}$$

$$P_{2030} = 20471 \left(1 + \frac{148}{100}\right)^{15} = 26910 \text{ habitants}$$

La population totale de SOUAFLIA est de : **26910 habitants**

➤ La population de chaque Zone :

Ou : 38,28 ha → 26910 habitants (SOUAFLIA) :

• Population de la zone A :

38,28 ha → 26910 habitants

18,40 ha → population de la zone (A) = ?

$$P_{Zone A} = \left(\frac{18,40 \cdot 26910}{38,28}\right)^{15} = 12929 \text{ habitants}$$

La population de la zone A est de : **12929 habitants**

• Population de la zone B :

38,28 ha → 26910 habitants

19,89 ha → population de la zone (B) = ?

$$P_{Zone B} = \left(\frac{19,89 \cdot 26910}{38,28}\right)^{15} = 13981 \text{ habitants}$$

La population de la zone B est de : **13981 habitants**

CHAPITRE III : Evaluation des débits et dimensionnement du réseau d'assainissement

III.7.3. Evaluation des débits des eaux usées des équipements :

Pour l'évaluation des débits d'eaux usées des équipements sont obtenus à partir de la

$$\text{formule III.2 : } Q_{\text{eu}} (\text{équi}) = D \cdot K_r \cdot \text{Nbre}$$

Tableau III.5 donne la dotation des équipements (école, CEM, Lycée, Mosquée)

Tableau III.5 : dotation des équipements (école, CEM, lycée, Mosquée) [13]

Equipements	Dotation (l/j/...)
Ecole primaire	20 l/j/élève
CEM	
Lycée	
Mosquée	80 l/j/consommateurs

Le tableau III.5 comporte quelques dotation qui nous aide pour les calculs du tableau III.6 ci-après :

CHAPITRE III : Evaluation des débits et dimensionnement du réseau d'assainissement

Le tableau III.6 montre l'estimation des débits des équipements

Tableau III.6 : Estimation des débits des équipements

Zones	Equipements	A (ha)	Nombre de consommateurs	D (l/j/...)	AEP	ASS	Q _{euéqui} (m³/j)
					Q (m³/j)	Q _{eu} (m³/j)	
A	Stade communal	1,23	Débit de 0,2 l/s [10]		17,28	13,82	127,5
	Equipement d'investissement	0,2	Débit de 0,1 l/s [10]		8,64	6,912	
	Equipements	0,33			8,64	6,912	
	Ecole primaire	0,29	2144	20 l/j/élève	42,88	34.30	
	Equipement	0,19	Débit de 0,1 l/s [10]		8,64	6,912	
	Maison cantonnière	0,07			8,64	6,91	
	Complexe sportif (partie) avec la zone d'extension	0,65	Débit de 0,3 l/s [10]		25,92	20,74	
	C.E.M existant	0,61	1505	20 l/j/élève	30,09	24,07	
	Locaux commerciaux	0,06	Débit de 0,1 l/s [10]		8,64	6,91	
B	Lycée	1,55	1036	20 l/j/élève	20,72	16,58	159,47
	Gendarmerie	0,41	Débit de 0,1 l/s [10]		8,64	6,912	
	Equipement	0,35			8,64	6,912	
	Station de service	0,41	Débit de 0,2l/s [10]		17,28	13,82	
	Equipement	0,11	Débit de 0,1 l/s [10]		8,64	6,912	
	Marché couvert	0,11			8,64	6,912	
	Antenne PTT	0,19			8,64	6,912	
	Equipement sanitaire	0,23			8,64	6,912	
	Mosquée	0,24	349	80l/j/consom	28	22,31	
	école primaire	0,33	2144	20 l/j/élève	zone43	34,3	
	C.E.M projeté	0,61	1504	20 l/j/élève	30,08	24,06	
	Equipement	0,33	Débit de 0,1 l/s [10]		8,64	6,912	

D'après le tableau III.6 ci-dessous le débit d'eau usée des équipements de la zone A inférieur au débit d'eau usée des équipements de la zone B ;

➤ **Exemples de calcul des débits des équipements :**

✓ **Ecole primaire :**

Les deux (02) écoles primaires d'après le P.O.S sont des différentes surfaces avec un taux d'occupation par classes égal à : (35 élèves par classe [10]) :

Ecole 1 de la zone A avec une surface de **0,29 ha**

CHAPITRE III : Evaluation des débits et dimensionnement du réseau d'assainissement

Ecole 2 de la zone B avec une surface de **0,33 ha**

1. Calcul le nombre totale des élèves :

En 2015 nombre total de la population est de 20471 habitants avec 3261 de populations scolarisées [10].

20471 habitants en 2015 [10] $\longrightarrow$ **3261 populations scolarisées**

26910 habitants en 2030 (calculé) $\longrightarrow$ Population scolarisée = ?

$$P_{scolarisée\ 2030} = \left(\frac{26910 \cdot 3261}{20471} \right) = \mathbf{4287\ élèves}$$

Population scolarisée dans le cycle primaire est de : **4287 élèves**

Pour faciliter les calculs on a considère que les deux écoles primaires ont même nombre des élèves alors :

$$P_{scolari\ sée\ école\ 1\ ou\ 2} = \left(\frac{4287}{2} \right) \approx \mathbf{2144\ élèves}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Nombre d'élève de l'école 1 de la zone A est de : } \mathbf{2144\ élèves} \\ \text{Nombre d'élève de l'école 2 de la zone B est de : } \mathbf{2144\ élèves} \end{array} \right.$$

2. Consommation en eau potable :

Dotation = 20 l/j/élèves [13]

$$Q_{moyen\ journalier} = \frac{2144 \cdot 20}{1000} = \mathbf{42,88\ m^3/j}$$

Consommation en eau potable pour une école primaire est de **42,88 m³/j**

3. Débit d'eau usée de l'école primaire :

$$Q_{eu\ d'équipement} = 0,8 \cdot 42,88 = \mathbf{34,30\ m^3/j\ Le}$$

rejet d'eau usée d'une école est de : **34,30 m³/j**

✓ Mosquée :

Une mosquée d' une surface de 0,24 ha située dans la zone B :

1. Calcul le nombre de consommateurs :

CHAPITRE III : Evaluation des débits et dimensionnement du réseau d'assainissement

(500 consommateurs avec une surface de 0,34 ha [13])

Alors : 500 consommateurs $\longrightarrow$ 0,34 ha [13]

Nombre de consommateurs $\longrightarrow$ 0,24 ha

$$\text{Nombre de consommateurs} = \left(\frac{0,24 \cdot 500}{0,34} \right) = 349 \text{ consommateurs}$$

Le nombre de consommateurs pour la mosquée est de : 349 consommateurs

2. Consommation en eau potable :

La dotation = 80 l/j/élèves [13]

Consommation en eau potable pour une école primaire est de 28 m³/j

$$Q_{\text{moyen journalier}} = \frac{34980}{1000} = 28 \text{ m}^3/\text{j}$$

3. Débit d'eau usée de la mosquée :

$$Q_{\text{eau d'équipement}} = 0,8 \cdot 27,88 = 22,31$$

m³/j Le rejet d'eau usée de la mosquée est de : 22,31 m³/j

III.7.4. Evaluation des débits des eaux usées domestiques :

Pour évaluer le débit des eaux usées domestiques, nous avons calculé par la formule :

$$Q_{\text{eud}} = K_r \cdot \frac{P_f \cdot D}{1000} \text{ (in III.3)}.$$

➤ Débit des eaux domestiques de la zone A :

$$Q_{\text{eud Zone A}} = 0,8 \cdot \frac{12929 \cdot 150}{1000} = 155148 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le débit d'eau usée de la zone A est de 1551,48 m³/j

➤ Débit d'eaux domestique de la zone B :

$$Q_{\text{eud Zone B}} = 0,8 \cdot \frac{13981 \cdot 150}{1000} = 167772 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le débit des eaux usées de la zone B est de 1677,72 m³/j

Le tableau suivant III.7 résume l'estimation des débits moyens journaliers des eaux usées pour les deux zones (A et B) :

CHAPITRE III : Evaluation des débits et dimensionnement du réseau d'assainissement

Tableau III.7 : Estimation des débits moyens journaliers des eaux usées domestiques pour les deux zones (A et B)

SOUFLIA	Surface : A (ha)	Population (habitant.)	Dotation (l/j/habitant.)	Qeud (m ³ /j)
Zone A	18,40	12929	150	1551,48
Zone B	19,89	13981	150	1677,72

Pour l'estimation du rejet des eaux usées nous avons utilisé la formule III.4, et les résultats sont résumés dans le tableau III.8.

Tableau III.8: Rejets des eaux usées pour l'horizon 2030

	Qeu (équi) (m ³ /j)	Qeud (m ³ /j)	Q eu (m ³ /j)	Q eu (l/s)
Zone A	127,6	1551,48	1679,08	19,43
Zone B	159,4	1677,72	1837,12	21,26

III.7.5. Débit de pointe de chaque zone :

Zone A: La longueur totale du réseau 1 (LT1) = **2129 m**

Zone B : La longueur totale du réseau 2 (LT2) = **3047 m**

Calcul du débit spécifique par la formule $Q_{sp} = \frac{Q_{eu}}{LT}$ (III.5).

➤ Zone A :

$$Q_{spZoneA} = \frac{Q_{euZoneA}}{LT1} = \frac{19,43}{2129} = 0,00911 \text{ l/s.ml}$$

Le débit spécifique de la zone A est de : **0,0091 l/s.ml**

➤ Zone B :

$$Q_{spZoneB} = \frac{Q_{euZoneB}}{LT2} = \frac{21,26}{3047} = 0,0069781 \text{ l/s.ml}$$

Le débit spécifique de la zone B est de : **0,006978 l/s.ml ≈ 0,007 l/s.ml**

III.7.6. Calculs des débits des eaux usées pour chaque tronçon :

Suivant la formule : $Q_{peu} = \frac{Q_e + Q_s}{2}$ (III.10) l'estimation de débits des eaux usées pour chaque tronçon :

CHAPITRE III : *Evaluation des débits et dimensionnement du réseau d'assainissement*

Mais, il faut calculer les paramètres suivant :

- ✓ Débit moyen en route par la formule $Q_{mr} = Q_{sp} \cdot L \cdot Tr$ (III.6).
- ✓ Débit moyen en sortant Par la formule : $Q_{ms} = Q_{me} + Q_{mr}$ (III.7).
- ✓ Les coefficients de pointe des débits entrants et sortants estimés par la formule :

$$K_e = 15 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{me}}}; \quad K_s = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{ms}}} \quad (III.8).$$

- ✓ Débit de pointe entrant et sortant (Q_e et Q_s) estimé par la formule

$$Q_e = K_e Q_{me}; \quad Q_s = K_s Q_{ms} \quad (III.9).$$

Les deux tableaux III.9 et III.10 résument la répartition des eaux usées sur les tronçons de la zone A et B respectivement ;

CHAPITRE III : Evaluation des débits et dimensionnement du réseau d'assainissement

Tableau III.9 : Calculs des débits eaux usées et son répartition sur les tronçons de la zone (A).

N°SBV	Tronçon	A (ha)	L tr (m)	Q _{sp} (l/s/ml)	Débits (l/s)			Ke	Qe	Q _{peu}	
					Q _{mr}	Q _{me}	Q _{ms}	Ks	Qs	(l/s)	(m ³ /s)
1	A1A2	2.37	265	0,0091	2,42	0	2,42	0	0	3,758	0,004
								3,11	7,52		
2	A2A3	2.05	253	0,0091	2,31	2,42	4,73	3,11	7,52	10,023	0,01
								2,65	12,53		
3	A3A4	0.49	132	0,0091	1,2	4,73	5,93	2,65	12,53	13,759	0,014
								2,53	14,99		
4	A5A6	1.07	115	0,0091	1,05	0	1,05	0	0	2,068	0,002
								3,94	4,14		
5	A6A7	1.34	150	0,0091	1,37	1,05	2,42	3,94	4,14	5,826	0,006
								3,11	7,52		
6	A7A4	2.40	253	0,0091	2,31	2,42	4,73	3,11	7,52	10,023	0,01
								2,65	12,53		
7	A4A10	0.32	83	0,0091	0,76	10,66	11,42	2,27	24,16	24,866	0,025
								2,24	25,58		
8	A8A9	2.55	202	0,0091	1,84	0	1,84	0	0	3,08	0,003
								3,34	6,16		
9	A9A10	2.00	198	0,0091	1,81	1,84	3,65	3,34	6,16	8,207	0,008
								2,81	10,25		
10	A11A12	0.29	159	0,0091	1,45	0	1,45	0	0	2,594	0,003
								3,58	5,19		
11	A12A13	1.69	199	0,0091	1,82	1,45	3,27	3,58	5,19	7,305	0,007
								2,88	9,42		
12	A10A13	1.84	120	0,0091	1,10	12,51	13,6	2,21	27,6	28,61	0,029
								2,18	29,62		

CHAPITRE III : Evaluation des débits et dimensionnement du réseau d'assainissement

Tableau III.10 : Calculs des débits eaux usées et son répartition sur les tronçons de la zone (B).

N°SBV	Tronçon	A (ha)	L tr (m)	Q _{sp} (l/s/ml)	Débits (l/s)			Ke	Qpe	Qp _{eu}	
					Q _{mr}	Q _{me}	Q _{ms}	Ks	Qps	(l/s)	(m3/s)
1	B1B2	2,33	260	0,007	1,81	0	1,81	0	0	3,044	0,003
								3,36	6,09		
2	B2B3	1,66	193	0,007	1,35	1,81	3,16	3,36	6,09	7,638	0,0076
								2,91	9,19		
3	B4B5	1,39	175	0,007	1,22	0	1,22	0	0	2,297	0,0023
								3,76	4,59		
4	B5B3	0,59	117	0,007	0,82	1,22	2,04	3,76	4,59	5,61	0,0056
								3,25	6,63		
5	B3B6	1,15	98	0,007	0,68	5,2	5,88	2,6	13,5	14,193	0,0142
								2,53	14,89		
6	B6B7	0,39	83	0,007	0,58	5,88	6,46	2,53	14,89	15,468	0,0155
								2,48	16,05		
7	B8B9	0,88	70	0,007	0,49	0	0,49	0	0	1,24	0,0012
								5,08	2,48		
8	B9B7	1,72	237	0,007	1,65	0,49	2,14	5,08	2,48	4,676	0,0047
								3,21	6,87		
9	B7B10	0,53	86	0,007	0,6	8,6	9,2	2,35	20,24	20,815	0,0208
								2,32	21,39		
10	B11B12	0,33	78	0,007	0,54	0	0,54	0	0	1,33	0,0013
								4,89	2,66		
11	B12B13	1,1	117	0,007	0,82	0,54	1,36	0	0	2,479	0,0025
								3,64	4,96		
12	B13B14	1,53	179	0,007	1,25	1,36	2,61	0	0	3,977	0,004
								3,05	7,95		
13	B14B10	0,14	44	0,007	0,31	2,61	2,92	3,05	7,95	8,299	0,0083
								2,96	8,65		
14	B10-B15	0,16	63	0,007	0,44	12,12	12,56	2,22	26,89	27,294	0,0273
								2,21	27,7		
15	B16B17	0,65	117	0,007	0,82	0	0,82	0	0	1,742	0,0017
								4,27	3,48		

CHAPITRE III : Evaluation des débits et dimensionnement du réseau d'assainissement

Suite du tableau III.10

N°SBV	Tronçon	A (ha)	L tr (m)	Q _{sp}	Débits (l/s)			Ke	Q _{pe}	Q _{peu}	
				(l/s/ml)	Q _{mr}	Q _{me}	Q _{ms}	Ks	Q _{ps}	(l/s)	(m ³ /s)
16	B18B17	1,43	282	0,007	1,97	0	1,97	0	0	3,229	0,0032
								3,28	6,46		
17	B17B19	0,73	120	0,007	0,84	2,78	3,62	3	8,35	9,269	0,0093
								2,81	10,19		
18	B20B21	0,78	104	0,007	0,73	0	0,73	0	0	1,609	0,0016
								4,43	3,22		
19	B22B21	0,44	86	0,007	0,6	0	0,6	0	0	1,418	0,0014
								4,73	2,84		
20	B21B19	0,26	91	0,007	0,64	1,33	1,96	3,67	4,87	5,655	0,0057
								3,29	6,44		
21	B19B23	0,62	101	0,007	0,7	5,58	6,29	2,56	14,28	14,99	0,015
								2,5	15,7		
22	B24B23	0,23	91	0,007	0,64	0	0,64	0	0	1,472	0,0015
								4,64	2,94		
23	B23B15	0,74	192	0,007	1,34	6,92	8,26	2,45	16,96	18,27	0,0183
								2,37	19,58		
24	B15B25	0,11	63	0,007	0,44	20,82	21,26	2,05	42,64	43,032	0,043
								2,04	43,42		

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

Suivant le découpage de l'aire de l'agglomération en sous bassin de la figure III.1, nous déterminons la pente moyenne de chaque sous bassin, en utilisant un coefficient de ruissellement invariable ($C_r = 0.70$) pour notre cas d'étude selon le type de sol tableau III.2 cité en [10]. Les eaux de ruissellement sont obtenues par l'application de la méthode rationnelle de la formule (III.13).

III.8.1. Caractéristique des bassins versants pour les deux zones (A et B) :

➤ Zone A :

Le bassin versant de zone A a été découpé en douze (12) sous bassins représentés dans la figure III.2 suivante :

CHAPITRE III : Evaluation des débits et dimensionnement du réseau d'assainissement

Nous avons considéré les deux tronçons comme existants ; A11A12 et A12A13 comme ils ont indiqué dans la figure III.2 présentés par la couleur rouge sachant que leurs diamètres sont (Ø300 et Ø400 [10]) respectivement ; (seulement pour la comparaison entre l'ancien et nouveau dimensionnement à l'horizon 2030 ; c'est-à-dire : est ce que les diamètres de ces conduites changeront ou non ?).

Le tableau III.11 représente les caractéristiques des sous bassins versants de la zone A : (Surface A à partir du fichier AutoCad) ; longueur hydraulique (**L hyd** à partir du fichier AutoCad) ; coefficient de ruissellement (**Cr** =0,70) ; avec le temps de concentration **tc** (Formule III.14), la pente **I_{bv}** (Formule III.18).

Tableau III.11 : Caractéristiques des sous bassin versant de la zone (A)

N°BV	A (ha)	Cr	C T N (m)		Dh	L hyd (m)	I _{bv} (m/ml)	tc (min)
			amont	aval				
1	2,37	0,7	411,82	408,92	2,90	287,00	0,010	8,93
2	2,05	0,7	409,63	401,51	8,12	255,00	0,032	5,24
3	0,49	0,7	401,18	397,83	3,35	134,00	0,025	3,51
4	1,07	0,7	410,50	407,09	3,41	145,00	0,024	3,81
5	1,34	0,7	409,61	404,74	4,87	155,00	0,031	3,59
6	2,40	0,7	407,39	397,83	9,56	267,00	0,036	5,19
7	0,32	0,7	397,07	397,05	0,02	83,00	0,0002	14,48
8	2,55	0,7	407,03	401,43	5,60	257,00	0,022	6,10
9	2,00	0,7	403,65	397,05	6,60	82,00	0,080	1,53
10	0,29	0,7	397,03	396,19	0,84	120,00	0,007	5,26
11	1,69	0,7	402,45	400,20	2,25	240,00	0,009	8,01
12	1,84	0,7	399,60	396,19	3,41	204,00	0,017	5,66

➤ Zone B :

Le bassin versant de la zone B, il a été découpé en vingt quatre (24) sous bassins représentés dans la figure III.3 suivante :

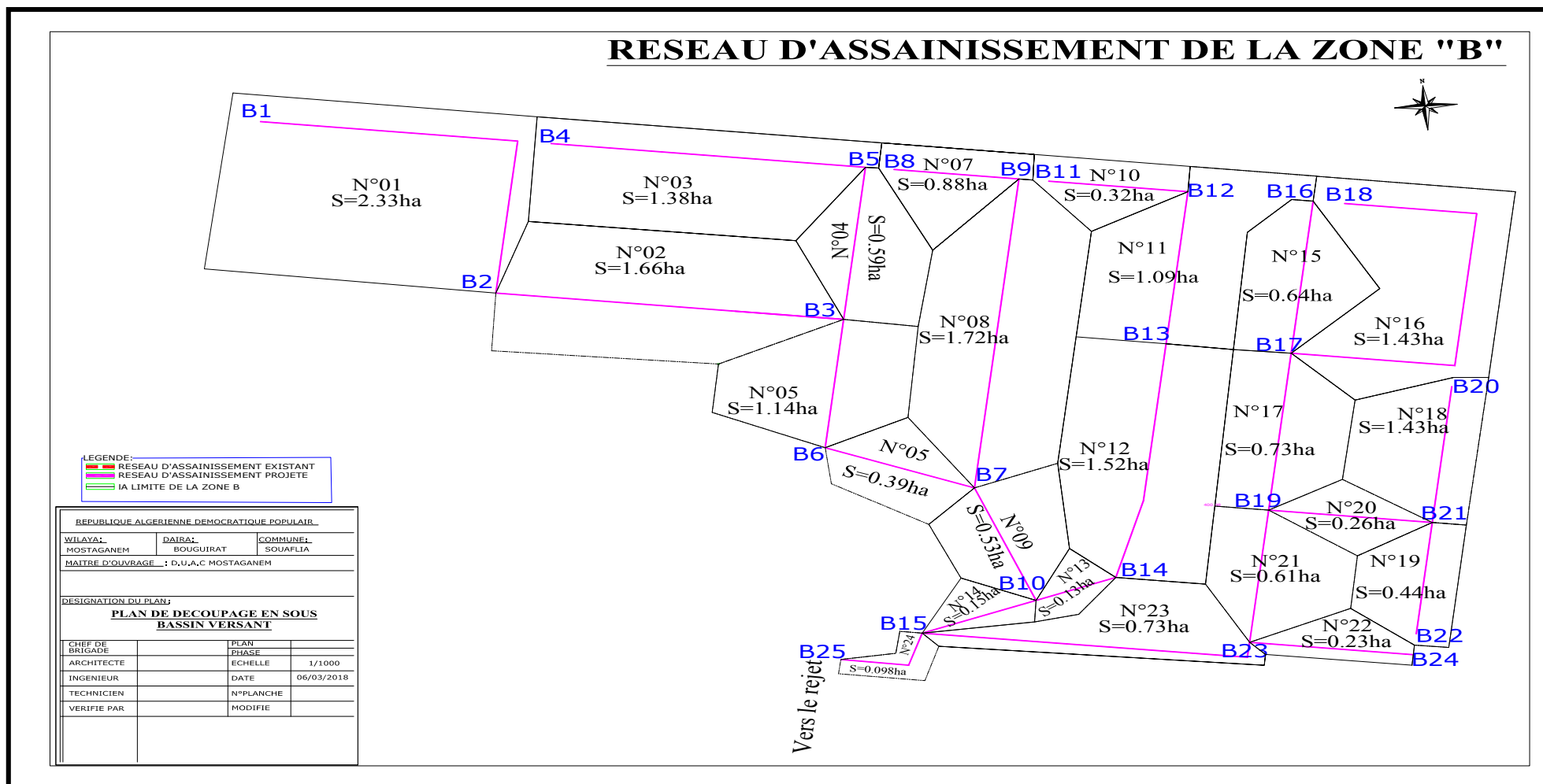


Figure III.3 : Réseau d'assainissement de la zone B

CHAPITRE III : Evaluation des débits et dimensionnement du réseau d'assainissement

Tableau III.12 : Caractéristiques des sous bassins versants de la zone B

N°BV	A (ha)	Cr	C T N (m)		Dh	L hyd (m)	I _{bassin versant} (m/ml)	tc (min)
			amont	aval				
1	2,33	0,70	410,13	403,75	6,38	154,00	0,041	3,21
2	1,66	0,70	403,75	403,28	0,47	196,00	0,002	11,58
3	1,39	0,70	405,55	404,34	1,21	188,00	0,006	7,67
4	0,59	0,70	404,34	403,28	1,06	116,00	0,009	4,62
5	1,15	0,70	403,28	402,41	0,87	93,00	0,009	3,86
6	0,39	0,70	402,41	402,30	0,11	83,00	0,0013	7,51
7	0,88	0,70	404,44	402,92	1,52	76,00	0,020	2,47
8	1,72	0,70	402,92	402,30	0,62	237,00	0,003	12,97
9	0,53	0,70	402,30	399,50	2,80	105,00	0,027	2,83
10	0,33	0,70	403,26	402,23	1,03	85,00	0,012	3,26
11	1,10	0,70	402,23	402,10	0,13	136,00	0,001	12,46
12	1,53	0,70	402,10	400,50	1,60	185,00	0,009	6,76
13	0,14	0,70	400,50	399,50	1,00	44,00	0,023	1,54
14	0,16	0,70	399,50	398,81	0,69	63,00	0,011	2,69
15	0,65	0,70	403,64	402,37	1,27	118,00	0,011	4,40
16	1,43	0,70	403,80	402,37	1,43	136,00	0,011	4,95
17	0,73	0,70	402,37	400,20	2,17	123,00	0,018	3,75
18	0,78	0,70	402,28	400,67	1,61	111,00	0,015	3,74
19	0,44	0,70	403,16	400,67	2,49	96,00	0,026	2,67
20	0,26	0,70	400,61	400,20	0,41	91,00	0,005	5,03
21	0,62	0,70	400,20	399,43	0,77	105,00	0,007	4,66
22	0,23	0,70	402,31	399,43	2,88	92,00	0,031	2,41
23	0,74	0,70	399,43	398,81	0,62	191,00	0,003	10,11
24	0,11	0,70	398,81	396,90	1,91	55,00	0,035	1,56

III.8.2. Evaluation des débits pluviales et dimensionnement de réseau (A et B) :

Pour le dimensionnement du réseau d'assainissement proposé de SOUAFLIA, nous nous sommes basés sur les côtes de projets des voiries.

Les résultats des débits pluviaux et le dimensionnement des réseaux d'assainissement pour les deux zones (A et B) représentés dans les tableaux III.13 et III.14 respectivement

Avec :

I_{tr} : pente moyenne du tronçon (m/ml);

C_P amont : cote de projet amont (m) ;

C_P aval : cote de projet aval (m) ;

L_{tr} : Longueur du tronçon (m) ;

Q_{pluv} : débit pluvial (m³/s) ;

i : intensité déterminée par la loi de Mantona en (mm/h) ;

r_q : rapport des débits ;

r_v : coefficient des vitesses ;

r_h : coefficient de la hauteur ;

CHAPITRE III : Evaluation des débits et dimensionnement du réseau d'assainissement

Tableau III.13: Débits pluviales et dimensionnement de réseau (zone A)

Tronçons	A (ha)		C P (m)		L tr (m)	i (mm/h)	I tr (m/ml)	Qp _{eu} (m3/s)	Qpluv (m3/s)	Qu+Qpluv (m3/s)	Ø calculé (m)	Ønormal (m)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	Les rapports			V r (m/s)	H (cm)	t1 (min)	taval (min)
	partielle	Cumulé	(m)	av											rq	rv	rh				
A1A2	2,37	2,37	410,55	408,92	265,00	1.34	0,006	0,004	0,371	0,374	0,55	0,60	0,482	1,70	0,78	1,11	0,66	1,89	36,03	2,34	11,27
A2A3	2,05	4,42	408,92	401,51	253,00	1.19	0,029	0,010	0,616	0,626	0,49	0,60	1,046	3,70	0,60	1,05	0,55	3,88	27,22	1,09	6,33
A3A4	0,49	4,91	401,51	397,83	133,00	1.19	0,028	0,014	0,684	0,698	0,52	0,60	1,021	3,61	0,68	1,08	0,59	3,90	30,69	0,57	4,07
A5A6	1,07	1,07	409,96	407,09	115,00	2.05	0,025	0,002	0,256	0,258	0,36	0,40	0,329	2,62	0,78	1,11	0,66	2,91	24,09	0,66	4,47
A6A7	1,34	2,40	407,09	404,74	150,00	1.89	0,016	0,006	0,531	0,537	0,52	0,60	0,769	2,72	0,70	1,08	0,60	2,94	31,48	0,85	4,44
A7A4	2,40	4,80	404,74	397,83	261,00	1.76	0,026	0,010	0,986	0,996	0,60	0,60	0,999	3,53	1,00	1,12	0,80	3,96	47,94	1,10	6,29
A4A10	0,32	10,04	397,83	397,05	83,00	1.05	0,009	0,025	1,233	1,258	0,79	0,80	1,282	2,55	0,98	1,15	0,79	2,93	62,76	0,47	14,95
A8A9	2,55	2,55	405,33	401,43	190,00	1.62	0,021	0,003	0,482	0,485	0,48	0,50	0,541	2,76	0,90	1,12	0,73	3,09	35,04	1,03	7,13
A9A10	2,00	4,55	401,43	397,05	198,00	1.50	0,022	0,008	0,796	0,804	0,57	0,60	0,913	3,23	0,88	1,11	0,72	3,59	41,19	0,92	2,45
A10A13	0,29	14,87	397,05	396,19	120,00	1.03	0,007	0,029	1,799	1,827	0,96	1,00	2,030	2,58	0,90	1,12	0,73	2,89	70,18	0,69	5,95
A11A12	1,69	1,69	403,10	400,20	237,00	1.40	0,012	0,003	0,279	0,282	0,43	0,45	0,315	1,98	0,89	1,11	0,72	2,20	31,07	1,79	9,80
A12A13	1,84	3,53	400,20	396,19	199,00	1.28	0,020	0,007	0,527	0,534	0,50	0,50	0,536	2,73	1,00	1,13	0,80	3,08	39,95	1,08	6,73
Rejet1	18,40		396,19	396,02	15,00	1.03	0,011	0,036	2,225	2,261	0,96	1,00	2,553	3,25	0,89	1,11	0,72	3,61	68,80		

CHAPITRE III : Evaluation des débits et dimensionnement du réseau d'assainissement

Pour le dimensionnement de réseau de la zone B, nous avons été contraints de corriger les pentes de certains tronçons ; en augmentant certaines pentes afin de respecter la pente minimale recommandée pour le réseau unitaire (0,3 % [21]) d'une part, et adoucir certaines pour avoir des vitesses d'écoulement adéquates sans augmentation exagérée des diamètres des conduites d'autre part ; dans ce dernier cas et dans le souci de respecter la profondeur de recouvrement des conduites l'usage de regards de chute sera à prévoir pour ces tronçons.

Le tableau suivant III.14 présente les tronçons avec leurs pentes initiales et les pentes corrigées:

Tableau III.14: tronçons avec leurs pentes initiales et les pentes corrigées

Tronçons	C P (m)		Dh	L tr (m)	I tr initiale (m/ml)	I tr corrigée (m/ml)
	amont	aval				
B2B3	403,75	403,30	0,47	193,00	0,002	0,003
B6B7	402,41	402,30	0,11	83,00	0,001	0,003
B7B10	402,30	399,50	2,80	86,00	0,033	0,005
B12B13	402,10	402,02	0,08	117,00	0,001	0,009
B10B15	399,50	399,43	0,07	63,00	0,001	0,008
B18B17	402,80	402,37	0,43	282,00	0,002	0,009
B15B25	398,81	398,79	0,02	63,00	0,0003	0,005

Le tableau III.15 présente les débits pluviaux et le dimensionnement de réseau de la zone B :

CHAPITRE III : Evaluation des débits et dimensionnement du réseau d'assainissement

Tableau III.15: Débits pluviales et dimensionnement de réseau (zone B)

Tronçons	A(ha)		C P (m)		i (mm/h)	L tr (m)	I tr (m/ml)	Qp _{eu} (m3/s)	Qpluv (m3/s)	Qp _{eu} +Qpluv (m3/s)	Ø calculé (m)	Ø normal (m)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	Les rapports			V r (m/s)	H (m)	t1 (min)	taval (min)
	partielle	Cumulé	amont	aval											rq	rv	rh				
B1B2	2,33	2,33	409,2	403,8	2.23	260	0,021	0,003	0,609	0,612	0,52	0,6	0,889	3,14	0,69	1,08	0,61	3,4	0,32	1,28	4,49
B2B3*	1,66	4	403,75	403,3	1.18	193	0,003	0,0076	0,549	0,5566	0,72	0,8	0,724	1,44	0,77	1,12	0,71	1,61	0,51	1,99	13,58
B4B5	1,39	1,39	406,4	404,3	1.44	175	0,012	0,0023	0,234	0,2364	0,41	0,45	0,309	1,95	0,76	1,11	0,64	2,16	0,26	1,35	9,02
B5B3	0,59	1,98	404,34	403,3	1.33	117	0,009	0,0056	0,308	0,314	0,48	0,5	0,359	1,83	0,87	1,12	0,71	2,05	0,34	0,95	5,57
B3B6	1,15	7,12	403,28	402,4	1.09	98	0,009	0,0142	0,904	0,9181	0,71	0,8	1,246	2,48	0,74	1,12	0,73	2,78	0,52	0,59	4,45
B6B7*	0,39	7,52	402,41	402,3	1.46	83	0,003	0,0155	1,282	1,2978	1	1	1,313	1,67	0,99	1,12	0,73	1,87	0,73	0,74	8,25
B8B9	0,88	0,88	404,1	402,9	2.55	70	0,017	0,0012	0,263	0,2646	0,4	0,4	0,27	2,15	0,98	1,12	0,77	2,41	0,31	0,48	2,95
B9B7	1,72	2,61	402,92	402,3	1.11	237	0,003	0,0047	0,339	0,3434	0,62	0,7	0,474	1,23	0,72	1,11	0,65	1,37	0,4	2,89	15,86
B7B10*	0,53	10,66	402,3	399,5	1.00	86	0,005	0,0208	1,252	1,2724	0,92	1	1,608	2,05	0,79	1,11	0,71	2,27	0,65	0,63	3,46
B11B12	0,33	0,33	402,6	402,1	2.21	78	0,006	0,0013	0,084	0,0855	0,31	0,35	0,117	1,21	0,73	1,12	0,66	1,36	0,21	0,96	4,22
B12B13*	1,1	1,42	402,1	402,02	1.13	117	0,009	0,0025	0,189	0,191	0,39	0,4	0,198	1,57	0,97	1,11	0,72	1,75	0,28	1,12	13,57
B13B14	1,53	2,95	402,02	400,5	1.06	179	0,008	0,004	0,368	0,3716	0,51	0,6	0,566	2	0,66	1,08	0,58	2,16	0,3	1,38	8,14
B14B10	0,14	3,09	400,5	399,5	1.40	44	0,023	0,0083	0,506	0,5146	0,48	0,6	0,926	3,27	0,56	1,02	0,52	3,34	0,25	0,22	1,76
B10B15*	0,16	13,91	399,5	399,43	2.15	63	0,008	0,0273	3,493	3,5208	1,2	1,2	3,487	3,08	1,01	1,13	0,82	3,48	0,99	0,3	2,99
B16B17	0,65	0,65	403,29	402,37	1.91	117	0,008	0,0017	0,144	0,1457	0,37	0,4	0,185	1,47	0,79	1,11	0,68	1,63	0,25	1,2	5,59

CHAPITRE III : Evaluation des débits et dimensionnement du réseau d'assainissement

Suite du tableau III.15

Tronçons	A(ha)		C P (m)		i (mm/h)	L tr (m)	I tr (m/ml)	Qp _{eu} (m3/s)	Qpluv (m3/s)	Qp _{eu} +Qpluv (m3/s)	Ø calculé (m)	Ø normal (m)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	Les rapports			V r (m/s)	H (m)	t1 (min)	taval (min)
	partielle	Cumulé	amont	aval											rq	rv	rh				
B18B17*	1,43	1,43	402,8	402,37	1.80	282	0,003	0,0032	0,301	0,3046	0,47	0,5	0,358	1,82	0,85	1,13	0,69	2,06	0,32	2,28	7,23
B17B19	0,73	2,81	402,37	400,2	1.37	120	0,018	0,0093	0,449	0,4579	0,48	0,6	0,826	2,92	0,55	1,01	0,51	2,95	0,25	0,68	4,43
B20B21	0,78	0,78	402,3	400,67	2.07	104	0,016	0,0016	0,19	0,1913	0,36	0,4	0,261	2,07	0,73	1,12	0,66	2,32	0,24	0,75	4,48
B22B21	0,44	0,44	402,1	400,67	2.45	86	0,017	0,0014	0,126	0,1275	0,3	0,3	0,125	1,76	1,02	1,11	0,82	1,96	0,25	0,73	3,41
B21B19	0,26	1,49	400,67	400,2	1.78	91	0,005	0,0057	0,31	0,3158	0,53	0,6	0,441	1,56	0,72	1,11	0,65	1,73	0,34	0,88	5,91
B19B23	0,62	4,91	400,2	399,43	1.65	101	0,008	0,015	0,945	0,9602	0,75	0,8	1,155	2,3	0,83	1,11	0,67	2,55	0,5	0,66	5,32
B24B23	0,23	0,23	402,15	399,43	2.58	91	0,03	0,0015	0,069	0,0709	0,22	0,3	0,167	2,37	0,42	0,98	0,46	2,32	0,1	0,65	3,06
B23B15	0,74	5,88	399,43	398,81	1.26	192	0,003	0,0183	0,865	0,8836	0,85	0,9	1,029	1,62	0,86	1,11	0,68	1,8	0,58	1,78	11,89
B15B25*	0,11	19,9	398,81	398,79	1.16	63	0,005	0,043	2,698	2,7413	1,2	1,2	2,757	2,44	0,99	1,12	0,79	2,73	0,95	0,38	1,94
Rejet2	19,9		396,9	396,84	1.00	15	0,004	0,043	2,335	2,3782	1,18	1,2	2,466	2,18	0,96	1,09	0,76	2,38	0,9		

* Tronçons avec pente corrigée

III.8.3.Vérification des conditions d'autocurage :

L'autocurage est la faculté du réseau d'assainissement de se nettoyer tout seul sous l'action des écoulements.

La possibilité d'autocurage est réalisée pour des vitesses supérieurs ou égales à 0.6 m/s, pour le (1/10) du débit à pleine section. Le rapport des vitesses de ce cas-là est de :

$$r_v = 0.55 \text{ [11]}.$$

Les tableaux III.16 et III.17 présentent la vérification des conditions d'autocurage.

Tableau III.16 : Vérification d'auto curage de la zone A

Tronçon	Ø norm(m)	r_q	r_v	r_h	V_{ps} (m/s)	V_c (m/s)	H (cm)
A1A2	0,60	0,10	0,55	0,17	1,70	0,94	10,20
A2A3	0,60	0,10	0,55	0,17	3,70	2,03	10,20
A3A4	0,60	0,10	0,55	0,17	3,61	1,99	10,20
A5A6	0,40	0,10	0,55	0,17	2,62	1,44	6,80
A6A7	0,60	0,10	0,55	0,17	2,72	1,50	10,20
A7A4	0,60	0,10	0,55	0,17	3,53	1,94	10,20
A4A10	0,80	0,10	0,55	0,17	2,55	1,40	13,60
A8A9	0,50	0,10	0,55	0,17	2,76	1,52	8,50
A9A10	0,60	0,10	0,55	0,17	3,23	1,78	10,20
A10A13	1,00	0,10	0,55	0,17	2,58	1,42	17,00
A11A12	0,45	0,10	0,55	0,17	1,98	1,09	7,65
A12A13	0,50	0,10	0,55	0,17	2,73	1,50	8,50

Nous remarquons que la condition d'autocurage est vérifiée (**V_c > 0,6 m/s**) pour tous les tronçons

CHAPITRE III : Evaluation des débits et dimensionnement du réseau d'assainissement

Tableau III.17 : Vérification d'autocurage de la zone (B)

Tronçons	Ø norm(m)	r q	r v	r h	Vps (m/s)	Vc	H (cm)
B1B2	0,60	0,10	0,55	0,17	3,14	1,73	10,20
B2B3	0,80	0,10	0,55	0,17	1,44	0,79	13,60
B4B5	0,45	0,10	0,55	0,17	1,95	1,07	7,65
B5B3	0,50	0,10	0,55	0,17	1,83	1,01	8,50
B3B6	0,80	0,10	0,55	0,17	2,48	1,36	13,60
B6B7	1,00	0,10	0,55	0,17	1,67	0,92	17,00
B8B9	0,40	0,10	0,55	0,17	2,15	1,18	6,80
B9B7	0,70	0,10	0,55	0,17	1,23	0,68	11,90
B7B10	1,00	0,10	0,55	0,17	2,05	1,13	17,00
B11B12	0,35	0,10	0,55	0,17	1,21	0,67	5,95
B12B13	0,50	0,10	0,55	0,17	1,05	0,58	8,50
B13B14	0,60	0,10	0,55	0,17	2,00	1,10	10,20
B14B10	0,60	0,10	0,55	0,17	3,27	1,80	10,20
B10B15	1,20	0,10	0,55	0,17	3,08	1,70	20,40
B16B17	0,40	0,10	0,55	0,17	1,47	0,81	6,80
B18B17	0,60	0,10	0,55	0,17	1,19	0,65	10,20
B17B19	0,60	0,10	0,55	0,17	2,92	1,61	10,20
B20B21	0,40	0,10	0,55	0,17	2,07	1,14	6,80
B22B21	0,30	0,10	0,55	0,17	1,76	0,97	5,10
B21B19	0,60	0,10	0,55	0,17	1,56	0,86	10,20
B19B23	0,80	0,10	0,55	0,17	2,30	1,26	13,60
B24B23	0,30	0,10	0,55	0,17	2,37	1,30	5,10
B23B15	0,90	0,10	0,55	0,17	1,62	0,89	15,30
B15B25	1,20	0,10	0,55	0,17	2,44	1,34	20,40

Nous remarquons que la condition d'autocurage est vérifiée (**Vc > 0,6 m/s**) pour tous les tronçons.

III.8.4. Quelques exemples de calculs de débit pluvial et de dimensionnement de réseau :

Les résultats des débits des eaux pluviales ont été déterminés pour chaque tronçon, le dimensionnement et le calcul hydraulique du réseau ont été faits de la façon des exemples suivants :

III.8.4.1. Réseau de la zone A :

1. Conduite A1A2 :

- Détermination du débit d'eau pluviale :

Nous avons :

$$C_r = 0,7;$$

t_c : temps de concentration on calcul à partir de la formule de KIRPISH définie par la formule :

$$t_c = 0,0195 \cdot 287^{0,77} \cdot 0,010^{-0,385} = 8,93 \text{ minute (III.1 4)}.$$

L'intensité calculée par la formule de Mantana :

$$i = 4 \cdot 8,93^{-0,5} = 1,34 \text{ mm /heure (III.19)}$$

$A = 2,37 \text{ ha}$ (Surface du sous bassin versant) Le débit d'eau pluviale définie par la formule:

$$Q_{\text{pluv}} = 0,167 \cdot 0,7 \cdot 1,34 \cdot 2,37 = 0,37 \text{ m}^3/\text{s (III.13)}.$$

- La somme entre le débit d'eau usée et le débit d'eau pluviale :

Q_{eu} : débit d'eau usée ;

$$Q_{\text{p eu}} = 0,004 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = Q_{\text{pluv}} + Q_{\text{p eu}} = 0,37 + 0,004 = 0,374 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Détermination du diamètre de la conduite :

$$\emptyset = \left[\frac{nQ}{K \sqrt{(1+t100)}} \right]^{\frac{3}{8}} \dots\dots\dots \text{(III.21)}$$

$$\emptyset = \left[\frac{0,013 \cdot 0,37}{0,03117 \cdot \sqrt{0,006}} \right]^{\frac{3}{8}} = 0,55 \text{ m}$$

100) Donc le diamètre normalisé est : **0,6 m**

- Détermination du débit à pleine section :

$$Q_{ps} = \frac{K}{n} \cdot \emptyset^{\frac{8}{3}} \cdot \sqrt{(Itr 100)} \dots\dots\dots (III.22)$$

$$Q_{ps} = \frac{0,03117}{0,013} \cdot 0,60^{\frac{8}{3}} \cdot \sqrt{0,006 \cdot 100} = 0,482 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Détermination de la vitesse à pleine section :

$$V_{ps} = \frac{4 \cdot Q_{ps}}{\pi \cdot \emptyset^2} \dots\dots\dots (III.23)$$

$$V_{ps} = \frac{4 \cdot 0,482}{3,14 \cdot 0,6^2} = 1,70 \text{ m/s}$$

- Détermination des rapports (r_q ; r_v ; r_h) :

$$\checkmark \quad r_q = \frac{Q}{Q_{ps}} \dots\dots\dots (III.24)$$

$$r_q = \frac{Q}{Q_{ps}} = \frac{0,374}{0,482} = 0,78$$

A partir de la figure III.4 :

$$\checkmark \quad r_v = 1,11$$

$$\checkmark \quad r_h = 0,66$$

- Détermination de la vitesse réelle :

$$V_r = r_v \cdot V_{ps} \dots\dots\dots (III.25)$$

$$V_r = 1,11 \cdot 1,70 = 1,89 \text{ m/s}$$

- Détermination de la hauteur de remplissage:

$$H = \emptyset \text{ calculé} \cdot r_h \dots\dots\dots (III.26) \quad H = (0,55 \cdot 100) \cdot 0,66 = 36,30 \text{ cm}$$

- Condition d'autocurage :

$$\text{La hauteur de remplissage : } H = \emptyset \text{ normalisé} \cdot r_h \dots\dots\dots (III.27)$$

Pour $\frac{Q_{ps}}{10}$ on obtient :

$$\left\{ \begin{array}{l} r_h = 0,17 \\ r_v = 0,55 \end{array} \right.$$

$$H = 0,60 \cdot 0,17 \cdot 100 = 10,20 \text{ cm}$$

$$V \left(\frac{Q_{ps}}{10} \right) = Vc = r \cdot v \cdot Vps = 0,55 \cdot 1,70 = 0,94 \text{ m/s} > 0,6 \text{ m/s (Alors la condition d'autocurage est vérifiée)}$$

2. Conduite A11A12 : (conduite existante)

- Détermination du débit d'eau pluviale :

On a :

$$Cr = 0,7 ;$$

tc : temps de concentration on calcul à partir de la formule de KIRPISH définie par la formule

$$\text{III.14 : } tc = 0,0195 \cdot 240^{0,77} \cdot 0,009^{-0,385} = 8,01 \text{ minute s}$$

L'intensité calculée par la formule III.19 de Mantana :

$$i = 4 \cdot 8,01^{-0,5} = 1,40 \text{ mm /heure}$$

$$A = 1,69 \text{ ha}$$

Le débit d'eau pluviale définie par la formule III.13 :

$$Q_{pluv} = 0,167 \cdot 0,7 \cdot 1,40 \cdot 1,69 = 0,279 \text{ m}^3/\text{s}$$

- La somme entre le débit d'eau usée et le débit pluvial :

Q_{peu} : débit d'eau usée ;

$$Q_{peu} = 0,003 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = Q_{pluv} + Q_{peu} = 0,003 + 0,279 = 0,282 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Détermination du diamètre de la conduite :

$$\text{On utilisant la formule III.21 } (\varnothing = \left[\frac{nQ}{K \sqrt{(1+t \cdot 100)}} \right]^{\frac{3}{8}})$$

$$\varnothing = \left[\frac{0,013 \cdot 0,282}{0,03117 \cdot \sqrt{(0,012 \cdot 100)}} \right]^{\frac{3}{8}} = 0,43 \text{ m}$$

Donc le diamètre normalisé est : **0,45 m**

- Détermination du débit à pleine section :

CHAPITRE III : Evaluation des débits et dimensionnement du réseau d'assainissement

Par la formule: $Q_{ps} = \frac{0,03117}{0,013} \cdot 0,45^{\frac{8}{3}} \cdot \sqrt{0,012 \cdot 100} = 0,315 \text{ m}^3/\text{s}$ ((III.22).

- Détermination de la vitesse à pleine section :

On utilisant la formule $V_{ps} = \frac{4 \cdot Q_{ps}}{\pi \cdot \emptyset^2}$ (III.23).

$$V_{ps} = \frac{4 \cdot 0,315}{3,14 \cdot 0,45^2} = 1,98 \text{ m/s}$$

- Détermination des rapports (r_q ; r_v ; r_h) :

✓ Nous appliquons la formule III.24 ($r_q = \frac{Q}{Q_{ps}} = \frac{0,282}{0,315} = 0,89$

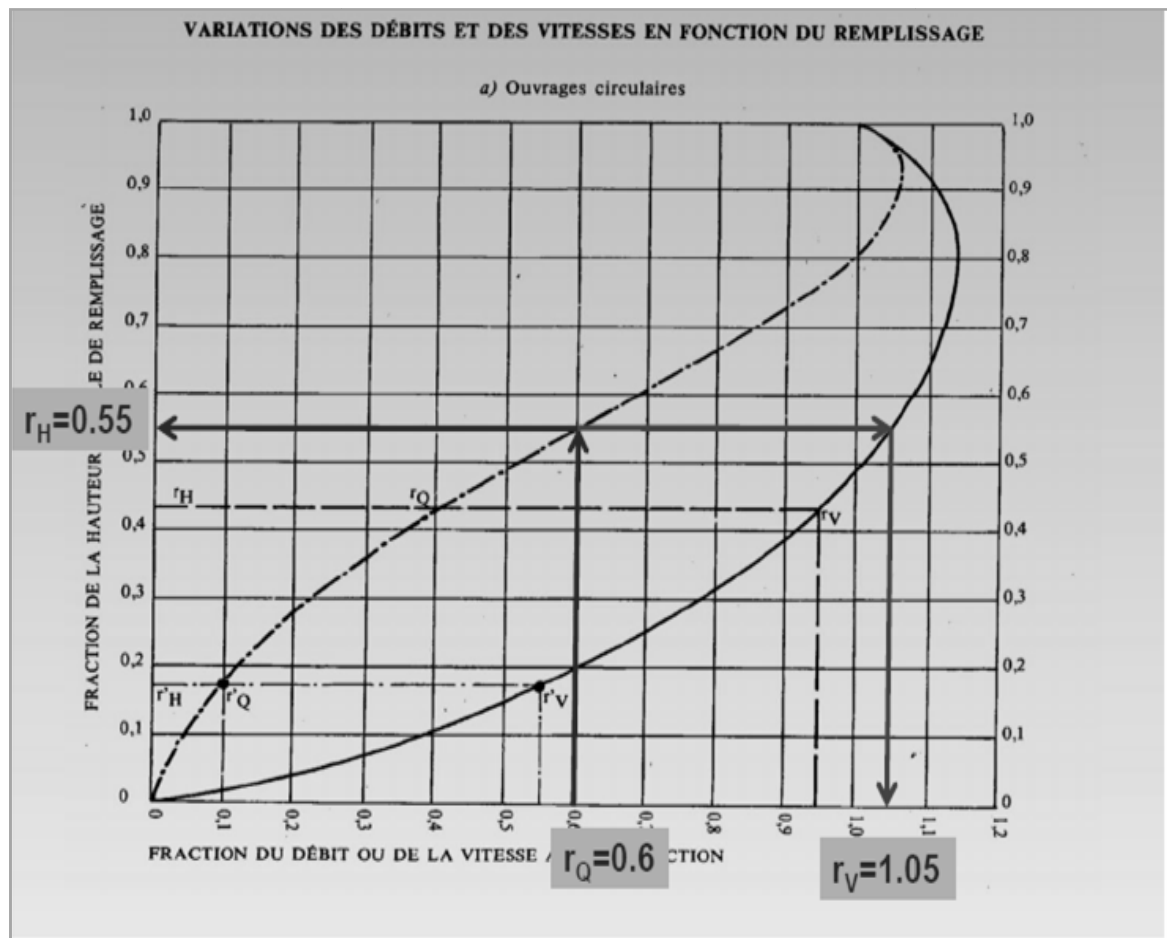


Figure III.4: Variation des débits et des vitesses en fonction de remplissage [21]

A partir de l'abaque de la figure III.4 :

On obtient :

✓ $r_v = 1,11$

✓ $r_h = 0,72$

CHAPITRE III : Evaluation des débits et dimensionnement du réseau d'assainissement

- ✓ Détermination de la vitesse réelle :

Par la formule III.25 : $V_r = 1,11 \cdot 1,98 = 2,20 \text{ m/s}$

- Détermination de la hauteur de remplissage:

Par la formule III.26 :

$$H = (0,43 \cdot 100) \cdot 0,72 = 31,07 \text{ cm}$$

- Condition d'autocurage :

La hauteur de remplissage : $H = \varnothing_{\text{normalisé}} \cdot r_h \dots\dots\dots(\text{III.27})$

Pour $\frac{Q_{Ps}}{10}$ on obtient :

$$\left\{ \begin{array}{l} r_h = 0,17 \\ r_v = 0,55 \end{array} \right.$$

$$H = 0,45 \cdot 0,17 \cdot 100 = 7,65 \text{ cm}$$

$V\left(\frac{Q_{Ps}}{10}\right) = V_c = 0,55 \cdot 1,98 = 1,09 \text{ m/s} > 0,6 \text{ m/s}$ (Alors la condition d'autocurage est vérifiée)

Nous remarquons que le diamètre de la conduite (A11A12) existantes change de Ø 300 à Ø 450 d'après nos calculs.

3. Conduite A12A13 : (conduite existante)

- Détermination du débit d'eau pluviale :

L'assemblage des deux sous bassin versant (11 et 12) nous donne : $C_r = 0.7$;

$$t_{c \text{ max}} = (t_{\text{aval } 11}, t_{c \text{ 12}})$$

Avec : t_{aval} trouvé par la formule III.17 ($t_{\text{aval}} = t_c + t_1$) :

Et par la formule III.16 ($t_1 = \frac{L \cdot t_r}{60 V_r}$), nous trouvons :

$$t_{c \text{ max}} = (9,80 \text{ minute} ; 5,66 \text{ minute})$$

$$t_{c \text{ max}} = 9,80 \text{ minute}$$

L'intensité calculée par la formule III.19 de Mantana :

$$i = 4 \cdot 9,80^{-0.5} = 1,40 \text{ mm/heure}$$

A = 3,53 ha (Surface cumulé) ;

Le débit d'eau pluviale définie par la formule III.13 :

$$Q_{\text{pluv}} = 0,167 \cdot 0,7 \cdot 1,28 \cdot 3,53 = 0,527 \text{ m}^3/\text{s}$$

- La somme entre le débit d'eau usée et le débit d'eau pluviale :

Q_{eu} : débit d'eau usée ;

$$Q_{\text{p eu}} = 0,007 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = Q_{\text{pluv}} + Q_{\text{p eu}} = 0,007 + 0,527 = 0,534 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Détermination du diamètre de la conduite :

On utilisant la formule III.21 : $(\emptyset = [\frac{nQ}{K \cdot \sqrt{(Itr \cdot 100)}}]^{\frac{3}{8}})$

$$\emptyset = [\frac{0,013 \cdot 0,534}{0,03117 \cdot \sqrt{(0,020 \cdot 100)}}]^{\frac{3}{8}} = 0,50 \text{ m}$$

Donc le diamètre normalisé est : **0,5 m**

- Détermination du débit à pleine section :

Par la formule III.22 ($Q_{\text{ps}} = \frac{K}{n} \cdot \emptyset^{\frac{8}{3}} \cdot \sqrt{(Itr \cdot 100)}$)

$$Q_{\text{ps}} = \frac{0,03117}{0,013} \cdot 0,50^{\frac{8}{3}} \cdot \sqrt{0,020 \cdot 100} = 0,536 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Détermination de la vitesse à pleine section :

Nous avons utilisé la formule III.23 ($V_{\text{ps}} = \frac{4 \cdot Q_{\text{ps}}}{\pi \cdot \emptyset^2}$)

$$V_{\text{ps}} = \frac{4 \cdot 0,536}{3,14 \cdot 0,50^2} = 2,73 \text{ m/s}$$

- Détermination des rapports (r_q ; r_v ; r_h) :

✓ On applique la formule III.24 :

$$r_q = \frac{Q}{Q_{\text{ps}}} = \frac{0,534}{0,536} \approx 1$$

A partir de l'abaque de l'annexe III.1 :

On obtient :

$$r_v = 1,13$$

$$\checkmark \quad r h = 0,80$$

- Détermination de la vitesse réelle :

Par la formule III.25 : $V_r = 1,13 \cdot 2,73 = 3,08 \text{ m/s}$

- Condition d'autocurage :

La hauteur de remplissage : $H = \emptyset \text{ normalisé } 0,17 \dots \dots \dots \text{III.27}$

Pour $\frac{Q_{Ps}}{10}$ on obtient :

$$\begin{cases} r h = 0,17 \\ r v = 0,55 \end{cases}$$

$$H = 0,50 \cdot 0,17 \cdot 100 = 8,50 \text{ cm}$$

$V\left(\frac{Q_{Ps}}{10}\right) = V_c = 0,55 \cdot 2,73 = 1,50 \text{ m/s} > 0,6 \text{ m/s}$ (Alors la condition d'autocurage est vérifiée)

- Nous remarquons que le diamètre de la conduite (A12A13) existantes change de Ø 400 à Ø 500 d'après nos calculs.

III.8.4.2. Réseau de la zone B :

Pour ce réseau nous avons suivi même mode de calcul que le réseau de la zone A c'est pour ça on présente un seul exemple ou on a modifié la pente :

On prend la conduite B2B3 :

- Calcul de la pente :

$$I_{tr} = \frac{Dh}{L} = \frac{C P \text{ amont} - C P \text{ aval}}{\text{longueur de la conduite}} \dots \dots \dots \text{(III.28)}$$

C P amont = 403,75 m

C P aval = 403,30 m

longueur du tronçon = 193 m

$$I_{tr} = \frac{403,75 - 403,30}{193} = 0,002 \text{ m/m}$$

CHAPITRE III : Evaluation des débits et dimensionnement du réseau d'assainissement

Remarque :

Au lieu de 0,002 m/m on prend 0,003 m/m c'est la pente minimale d'après [21]

- Détermination du débit d'eau pluviale :

$$C_r = 0,7 ;$$

Nous avons fait l'assemblage des sous bassin (1 et 2) : $t_{c \text{ max}} = (t_{\text{aval 1}} ; t_{c 2})$

$$t_{c \text{ max}} = (4,49 \text{ minute} ; t_{c 2})$$

$t_{c 2}$ est trouvé selon la formule III.14 :

$$t_c = 0,0195 \cdot 196^{0,77} \cdot 0,002^{-0,385} = 11,58 \text{ minute}$$

$$t_{c \text{ max}} = (4,49 \text{ minute} ; 11,58 \text{ minute})$$

$$t_{c \text{ max}} = 11,58 \text{ minute}$$

L'intensité calculée par la formule III.19 de Mantana :

$$i = 4 \cdot 11,58^{-0,5} = 1,18 \text{ mm /heure}$$

Le débit d'eau pluviale définie par la formule: $Q = K \cdot C_r \cdot i \cdot A$ (III13) .

$A = 4 \text{ ha}$ (Surface cumulé)

$$Q_{\text{pluv}} = 0,167 \cdot 0,7 \cdot 1,18 \cdot 4 = 0,55 \text{ m}^3/\text{s}$$

- La somme entre le débit d'eau usée et le débit d'eau pluviale :

Q_{peu} : débit d'eau usée ;

$$Q_{\text{peu}} = 0,0076 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = Q_{\text{pluv}} + Q_{\text{peu}} = 0,0076 + 0,549 = 0,5566 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Détermination du diamètre de la conduite :

$$\text{Nous avons utilisé la formule III.21 } (\varnothing = [\frac{nQ}{K \sqrt{(1tr100)}}]^{\frac{3}{8}})$$

$$\emptyset = \left[\frac{0,013 \cdot 0,56}{0,03117 \cdot \sqrt{(0,003 \cdot 100)}} \right]^{\frac{3}{8}} = 0,72 \text{ m}$$

Donc le diamètre normalisé est : **0,80 m**

- Détermination du débit à pleine section :

Par la formule III.22 ($Q_{ps} = \frac{K}{n} \cdot \emptyset^{\frac{8}{3}} \cdot \sqrt{(Itr \cdot 100)}$)

$$Q_{ps} = \frac{0,0311}{0,013} \cdot 0,8^{\frac{8}{3}} \cdot \sqrt{0,003 \cdot 100} = 0,724 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Détermination de la vitesse à pleine section :

Nous avons utilisé la formule III.23 ($V_{ps} = \frac{4 \cdot Q_{ps}}{\pi \cdot \emptyset^2}$)

$$V_{ps} = \frac{4 \cdot 0,724}{\pi \cdot 0,80^2} = 1,44 \text{ m/s}$$

- Détermination des rapports (r_q ; r_v ; r_h) :

✓ On applique la formule :

$$r_q = \frac{Q}{Q_{ps}} = \frac{0,549}{0,724} = 0,77 \text{ (III.24).}$$

A partir de l'abaque de la figure III.4 :

Nous avons obtenu:

$$\checkmark \quad r_v = 1,12$$

$$\checkmark \quad r_h = 0,71$$

- ✓ Détermination de la vitesse réelle :

Par la formule III.25 ($V_r = r_v \cdot V_{ps}$) $V_r = 1,12 \cdot 1,44 = 1,61 \text{ m/s}$

- Détermination de la hauteur de remplissage:

Par la formule III.26 ($H = \emptyset_{\text{calculé}} \cdot r_h$)

$$H = (0,72 \cdot 100) \cdot 0,71 = 51,12 \text{ cm}$$

- Condition d'autocurage :

La hauteur de remplissage : $H = \emptyset_{\text{normalisé}} \cdot 0,17 \dots \dots \dots \text{III.27}$

Pour $\frac{Q_{ps}}{10}$ nous avons obtenu :

$$\begin{cases} r h = 0,17 \\ r v = 0,55 \end{cases}$$

$$H = 0,80 \cdot 0,17 \cdot 100 = 13,60 \text{ cm}$$

$$V\left(\frac{Q_{Ps}}{10}\right) = Vc = 0,55 \cdot 1,44 = 0,79 \text{ m/s} > 0,6 \text{ m/s (Alors la condition d'autocurage est vérifiée)}$$

III.9. Résultats et interprétations :

✓ Réseau de la zone A :

Le réseau proposé pour la zone A atteint une longueur totale de 2129 m, qui a été subdiviser en tronçons de longueur maximale 265.00 m (inférieurs à 300) m. Les conduites proposé sont en béton de forme circulaires dont les diamètres variant entre 400 mm et 1000 mm. Les vitesses d'écoulement dans les différents tronçons sont conforment aux conditions hydrauliques ($>0,5$ m/s) avec des vitesses maximale de 3.96 m/s ($< 4 \text{ m/s}$ [22]). Les pentes motrices adoptées pour les différents tronçons du réseau sont comprises entre 0,006 m/ml et 0,029 m/ml.

D'après les résultats obtenus Les deux conduites existantes A11A12 et A12A13 sont changées des diamètres 450 mm et 500 mm respectivement ; qui seront ainsi adaptées au développement démographique à l'horizon 2030. Le réseau sera connecté au rejet1 un collecteur de 15,00 m de longueur, de 1000 mm de diamètre avec une pente de 0,011 m/ml.

✓ Réseau de la zone B :

Le réseau proposé pour la zone B atteint une longueur totale de 3047 m, qui a été subdiviser en tronçons de longueur maximale 282 m (inférieurs à 300) m. Les conduites proposé sont en béton de forme circulaires dont les diamètres variant entre 300 mm à 1200 mm. Les vitesses d'écoulement dans les différents tronçons sont conforment aux conditions hydrauliques ($>0,5$ m/s) avec des vitesses maximale de 3,48 m/s ($< 4 \text{ m/s}$ [22]).

CHAPITRE III : *Evaluation des débits et dimensionnement du réseau d'assainissement*

Les pentes motrices adoptées pour les différents tronçons du réseau sont comprises entre 0,001 m/m et 0,023 m/m. Nous avons obligé de modifier les pentes dans les tronçons B2B3 ; B6B7 ; B7B10 ; B12B13 ; B10B15 ; B18B17 ; B15B25 qu'ils ont des pentes faible de 0,001 m/ml inférieur de la pente motrice (0,003 m/m [21]), pour satisfaire les conditions hydrauliques.

Remarque :

Il est à signaler que le réseau doit être équipé sur tous ses tronçons avec des regards espacé de 70m, ainsi, les des et d'ibitux réseaux de la localité de SOUAFLIA doit être revus en introduisant des regards intermédiaires pour tous les tronçons dépassant les 70m, ceci doit être matérialisé sur les plans de réalisation finaux et les profils en long des divers tronçons.

Chapitre IV :**SIMULATION SUR LE LOGICIEL SWMM**

Dans le chapitre un réseau d'assainissement pour la localité de SOUAFLIA été proposé et dimensionné à l'aide de la méthode rationnelle, dans le présent chapitre le réseau proposé pour ladite localité sera introduit et simulé sur le logiciel SWMM et terme une comparaison entre les deux résultats de dimensionnements

IV.1. Conditions d'application de logiciel SWMM :

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

- La couverture minimale 0,80 m au-dessus de la conduite en gardant les cotes de projet ;
- La profondeur maximale du regard est de 4 mètres 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;
- Changeant les diamètres au fur et à mesure, jusqu'à ce que les vitesses et les pentes soient réglées (satisfaire les conditions hydrauliques).

IV.2. Acquisition des données :

La simulation sur SWMM concernera le réseau d'assainissement de la localité de SOUAFLIA qui occupe une superficie totale d'environ 38,30 ha. Ce réseau est schématisé sur la figure III.1 dans le chapitre précédent à été introduit dans le logiciel SWMM ; elle est composée de :

- **Zone A :**
 - 12 sous-bassins versant (subcatchments)
 - 13 nœuds (Junctions)
 - 13 conduites (conduits)
 - 1 exutoire (Outfall) nommée par (OUT1)
- **Zone B :**
 - 24 sous-bassins versant (subcatchments)
 - 25 nœuds (Junctions)

- 25 conduites (conduits)
- 1 exutoire (Outfall) nommée par (OUT 2).

N.B : la zone d'étude est influencée par une seule pluviométrie qui est caractérisée par une courbe IDF d'une période de retour de 10ans (Rain gage).

IV.2.1. Données pluviométriques(Rain gage) :

Dans cette étape nous allons introduire :

- Les données pluviométriques influençant la zone d'étude sous forme d'averse (mm) issue de la courbe IDF :
- L'intensité de pluie (Time séries) de notre zone d'étude

Dans ce cas d'étude, la simulation de fonctionnement du réseau pour une pluie de projet (averse) présentée par la courbe IDF dans la figure (IV.1)ci-après :

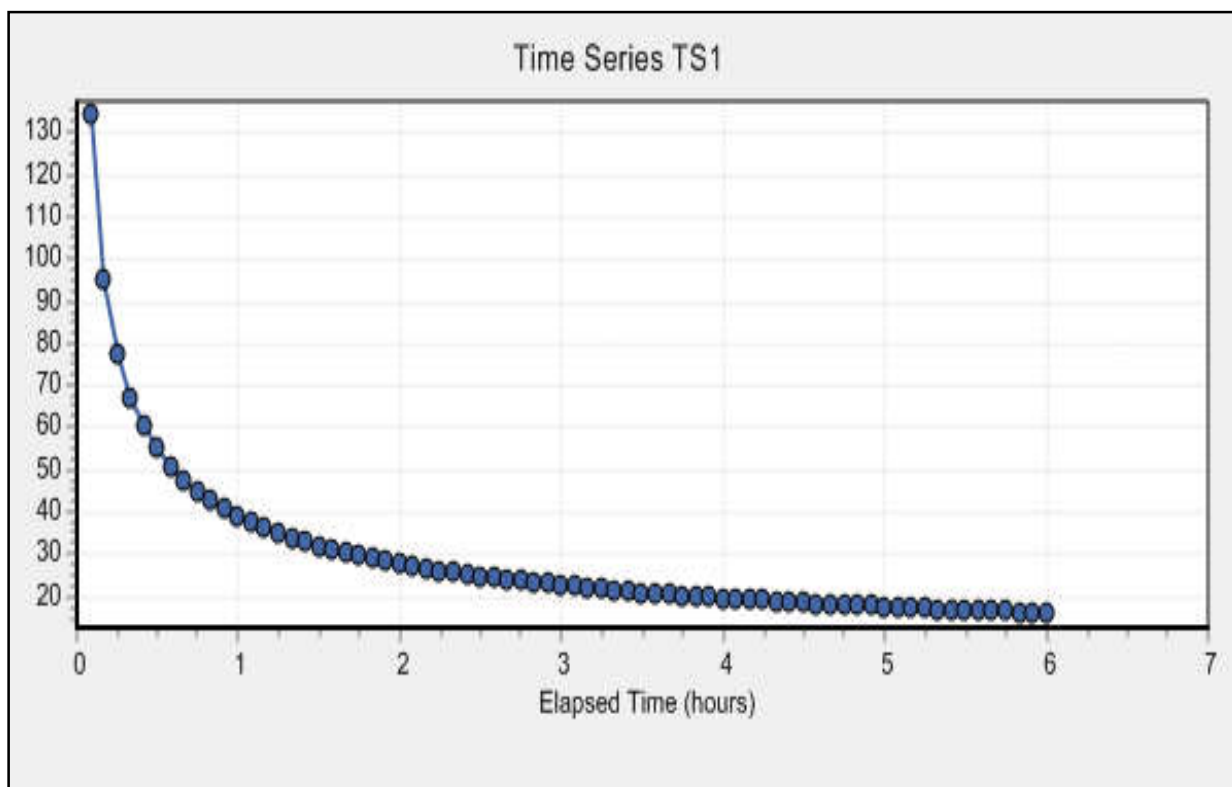


Figure IV.1 : Courbe IDF (Intensité Durée Fréquence)

Cette courbe est a été ajusté au modèle de Mentana $i = a \cdot t^{-b}$ (mm/heure) ; (avec $a = 4$ et $b = -0,5$ applicable à l'Algérie du nord [23] avec un pas de temps : $t = 5$ (min) pendant 6 heures, généralement on utilise cette durée comme une marge

de sécurité ; le tableau IV.1 présente les données de l'averse du projet qui ont servis au tracé de la courbe IDF de la figure IV.1

Avec : t : pas de temps (min)

Tableau IV.1 : données de l'averse du projet

t (heure)	i (mm//heure)	t (heure)	i (mm//heure)
00 :05	134.16	03 :05	22.06
00 :10	94.87	03 :10	21.76
00 :15	77.46	03 :15	21.48
00 :20	67.08	03 :20	21.21
00 :25	60.00	03 :25	20.95
00 :30	54.77	03 :30	20.70
00 :35	50.71	03 :35	20.46
00 :40	47.43	03 :40	20.23
00 :45	44.72	03 :45	20.00
00 :50	42.43	03 :50	19.78
00 :55	40.45	03 :55	19.57
01 :00	38.73	04 :00	19.36
01 :05	37.21	04 :05	19.17
01 :10	35.86	04 :10	18.97
01 :15	34.64	04 :15	18.79
01 :20	33.54	04 :20	18.61
01 :25	32.54	04 :25	18.43
01 :30	31.63	04 :30	18.26
01 :35	30.78	04 :35	18.09
01 :40	30.00	04 :40	17.93
01 :45	29.28	04 :45	17.77
01 :50	28.60	04 :50	17.62
01 :55	27.98	04 :55	17.47
02 :00	27.39	05 :00	17.32
02 :05	26.83	05 :05	17.18
02 :10	26.31	05 :10	17.04
02 :15	25.82	05 :15	16.90

Suite du tableau IV.1

t (heure)	i (mm/heure)	t (heure)	i (mm/heure)
02:20	25.35	05:20	16.77
02:25	24.91	05:25	16.64
02:30	24.49	05:30	16.51
02:35	24.10	05:35	16.39
02:40	23.72	05:40	16.27
02:45	23.35	05:45	16.15
02:50	23.01	05:50	16.04
02:55	22.68	05:55	15.92
03:00	22.36	06:00	15.81

IV.2.2. Sous-bassin versant (Subcatchments):

Le bassin versant regroupe l'ensemble des paramètres : morphologiques ; hydrologiques et hydrogéologiques

Notre zone d'étude « SOUAFLIA » est subdivisée en 2 grands bassins (Zone A et Zone B) chacun est décomposé en sous bassins dont les caractéristiques sont différentes.

1. **Le nœud receveur (Outlet) :** le nœud qui recevra les précipitations et les eaux usées issues du sous-bassin correspondant.
2. **La surface du bassin (Area) :** représente la superficie du bassin versant drainée, elle est exprimée en hectare (ha).
3. **La largeur du bassin (Width) :** C'est la largeur équivalente, obtenue par la formule IV.1 :

$$\text{largeur du bassin (width)} = \frac{\text{Surface du bassin}}{\text{Logueur hydraulique}} \dots \dots \dots \text{(IV.1) [7]}$$

4. **La pente (Slope) :** C'est la pente moyenne du sous-bassin versant (subcatchments) exprimé en pourcentage %.
5. **Pourcentage de surface imperméable (% Imperv) :** Exprimé en pourcentage, pour notre cas d'étude c'est 30%, parce que nous avons utilisé un coefficient de ruissèlement équivalent à 70%.
6. **Infiltration (Infil. Model) :** le modèle d'infiltration utilisé, pour notre cas d'étude le modèle **Green Ampt** a été adopté.

IV.2.3 conduite ou tronçon (conduit):

Les données qu'il faut introduire dans ce cas sont :

1. **Longueur (Length)** : la longueur du tronçon (conduite) en mètre (m).
2. **La forme de conduite (Shape)** : la géométrie des conduites dans notre cas d'étude de forme circulaire.
3. **Le Diamètre des conduites (Max. Depth)** : le diamètre proposé en mètre (m)
4. **Rugosité des conduites (Roughness)** : pour notre cas d'étude on a opté pour des conduites en béton dont la rugosité de Manning est de **0,013**.

IV.2.4. Nœuds (Junction):

C'est la liaison entre deux tronçons, caractérisé par ;

1. **Les débits nodaux (Inflows)** : Il permet d'introduire le débit d'eau usée domestique (débit nodal Q_{peu} calculé dans le chapitre III).
2. **Le coefficient d'usage domestique (Time patterns)** : Nous avons choisi l'option de l'heure et (HOURLY) en conservant le coefficient par défaut **0.1**
3. **La cote du radier (Invert El.)**: C'est la cote du regard de jonction exprimée en mètre (m). Les altitudes utilisées dans notre calcul sont ceux obtenues à l'aide du levé topographique basées sur les côtes des projets de voirie de la zone d'étude (SOUAFLIA)

$$\text{Cote du radier (invertEL)} = C P - (0,8 + \emptyset \text{ normalisé}) \dots \dots \dots \text{(IV.2)}$$

- 0,80 m étant la profondeur minimale de recouvrement de la conduite

4. **Profondeur (Max. Depth)**: profondeur du regard dans le projet généralement obtenue par la formule suivante:

$$\text{Max Depth} = 0,8 + \emptyset \text{ normalisé} \dots \dots \dots \text{(IV.3)}$$

IV.3. Simulation du réseau d'assainissement de SOUAFLIA :**IV.3.1. Zone A :****IV.3.1.1. Données d'entrée de la zone A :**

Les données que nous avons utilisé pour réaliser la simulation de la zone A sont résumés sur les tableaux ci-après :

Tableau IV.2 :caractéristiques des sous bassin versant (Zone A)

Infiltration	Sous bassin (subcatchments)	Pluviométrie (Rain Gage)	Surface Area (ha)	jonction (Outlet)	L hyd (m)	Width (Largeur du bassin)	Slope% (pente %)	imperméabilité (Impervious)
Green AMPT	BV1	Pluvio 1	2,37	J1	287,00	82,52	1,01	30%
	BV2		2,05	J2	255,00	80,53	3,18	
	BV3		0,49	J3	134,00	36,43	2,50	
	BV4		1,07	J4	145,00	73,61	2,35	
	BV5		1,34	J5	155,00	86,23	3,14	
	BV6		2,40	J6	267,00	89,80	3,58	
	BV7		0,32	J7	83,00	39,07	0,02	
	BV8		2,55	J8	257,00	99,08	2,18	
	BV9		2,00	J9	82,00	243,83	8,05	
	BV10		0,29	J10	120,00	24,15	0,70	
	BV11		1,69	J11	240,00	70,47	0,94	
	BV12		1,84	J12	204,00	90,00	1,67	

Tableau IV.3 :caractéristiques des conduites (Zone A)

tronçons (conduits)	Profondeur (Max Depth) (m)	Longueur (Length) (m)	rugosité (Roughness)
A1A2	0,60	265,00	0,013
A2A3	0,60	253,00	
A3A4	0,60	133,00	
A5A6	0,40	115,00	
A6A7	0,60	150,00	
A7A4	0,60	261,00	
A4A10	0,80	83,00	
A8A9	0,50	190,00	
A9A10	0,60	198,00	
A10A13	1,00	120,00	
A11A12	0,45	237,00	
A12A13	0,50	199,00	
OUT 1	1,00	15,00	

Tableau IV.4 : caractéristiques des jonctions (Zone A)

Nœuds (Junctions)	Débit d'eau usée (Inflows)	C.P(m)	Ønormal(m)	cote du radier (Invert.El) (m)	Profondeur (Max Depth(m))
J1	0,004	410,55	0,60	409,15	1,40
J2	0,010	408,92	0,60	407,52	1,40
J3	0,014	401,51	0,60	400,11	1,40
J4	0,025	398,33	0,80	396,23	1,60
J5	0,002	409,96	0,40	408,76	1,20
J6	0,006	407,09	0,60	405,69	1,40
J7	0,010	404,74	0,60	403,34	1,40
J8	0,003	405,33	0,50	404,03	1,30
J9	0,008	401,43	0,60	400,03	1,40
J10	0,029	397,05	1,00	395,25	1,80
J11	0,003	403,10	0,45	401,85	1,25
J12	0,007	400,20	0,50	398,90	1,30
J13	0,007	396,19	1,00	394,39	1,80
OUT1(Outfall)	0,0359	396,2	1,00	394,29	1,80

IV.3.1.2. Résultats de la première simulation de la zone A :

Le tracé proposé du réseau de la zone A a été introduit et calé dans le logiciel SWMM à partir d'un fichier Auto Cad exporté en format image, et tous les paramètres de simulation cités précédemment complété avec une première répartition des diamètre de conduite par le suite une simulation du comportement hydraulique du réseau a été effectué. La figure IV.2 illustre les résultats de la première simulation pour la ZoneA.

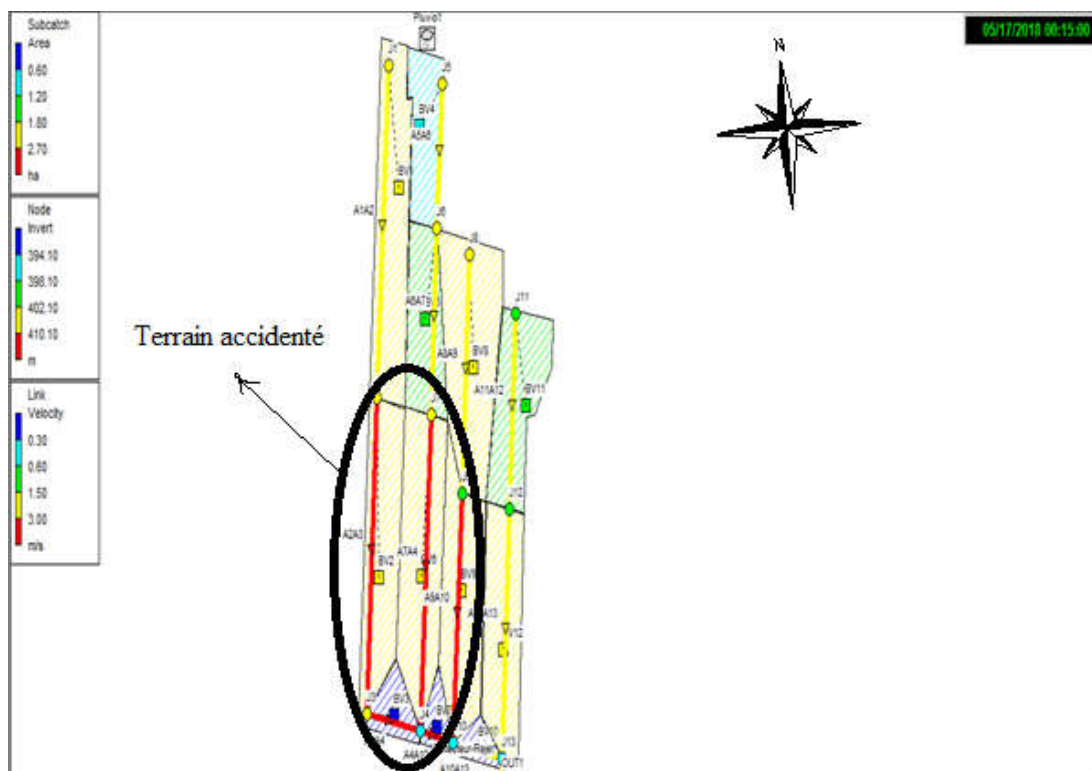


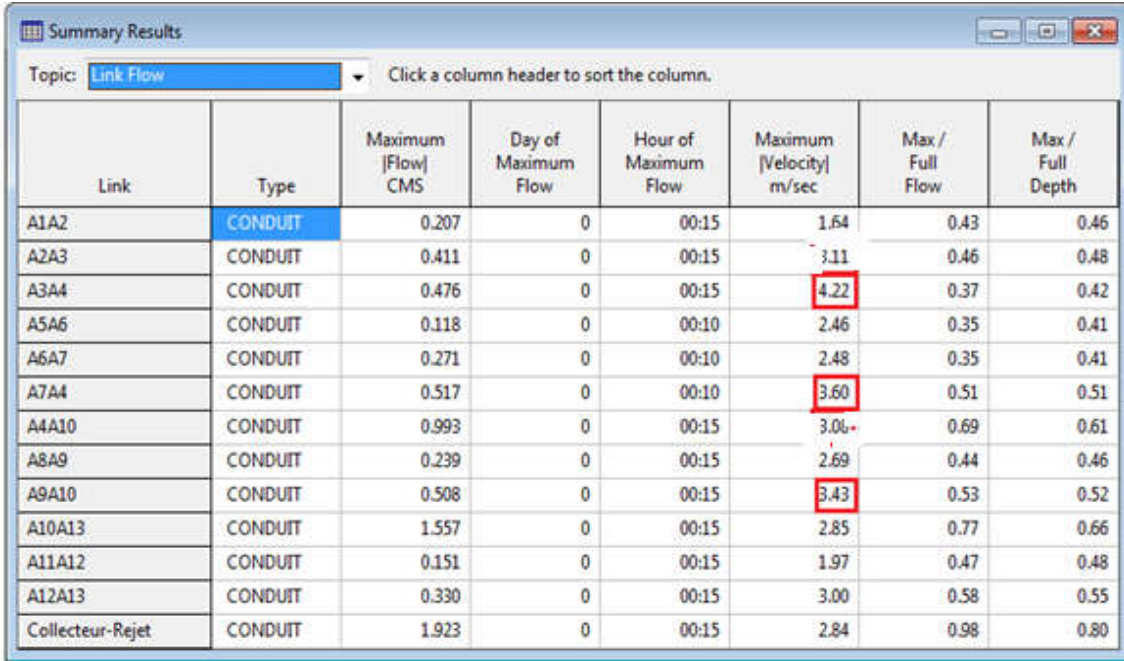
Figure IV.2 : Résultats de la première simulation (Zone A)

IV.3.1.3. Problèmes rencontrés pendant la première simulation de la zone

A :

Après cette simulation, nous avons constaté plusieurs anomalies dans notre réseau: des nœuds en débordements, des conduites en surcharges, des pentes motrice trop faibles, profondeur de recouvrement insuffisant ($<0.8\text{m}$) et des vitesses supérieures à 3 m/s (supérieur à la vitesse limite d'érosion dans la conduite). Les vitesses d'écoulement les plus importantes sont enregistrées dans les conduites (A3A4) ; (A7A4) ;(A9A10)(figure IV.3).

Pour remédier à ces problèmes diverses interventions sont nécessaires ; correction de pentes des conduites, modification de cote de radier des regards, augmentation ou diminution des diamètres des conduites. Après chaque intervention une simulation et une vérification du comportement du réseau est à vérifier.



Link	Type	Maximum [Flow] CMS	Day of Maximum Flow	Hour of Maximum Flow	Maximum [Velocity] m/sec	Max / Full Flow	Max / Full Depth
A1A2	CONDUIT	0.207	0	00:15	1.64	0.43	0.46
A2A3	CONDUIT	0.411	0	00:15	3.11	0.46	0.48
A3A4	CONDUIT	0.476	0	00:15	4.22	0.37	0.42
A5A6	CONDUIT	0.118	0	00:10	2.46	0.35	0.41
A6A7	CONDUIT	0.271	0	00:10	2.48	0.35	0.41
A7A4	CONDUIT	0.517	0	00:10	3.60	0.51	0.51
A4A10	CONDUIT	0.993	0	00:15	3.06	0.69	0.61
A8A9	CONDUIT	0.239	0	00:15	2.69	0.44	0.46
A9A10	CONDUIT	0.508	0	00:15	3.43	0.53	0.52
A10A13	CONDUIT	1.557	0	00:15	2.85	0.77	0.66
A11A12	CONDUIT	0.151	0	00:15	1.97	0.47	0.48
A12A13	CONDUIT	0.330	0	00:15	3.00	0.58	0.55
Collecteur-Rejet	CONDUIT	1.923	0	00:15	2.84	0.98	0.80

Figure IV.3 : vitesse supérieur à 3,20 m/s (Zone A)

IV.3.1.4. Ligne d'eau dans les conduites (profil en long d'eau) de la première simulation :

Le profil en long permet la visualisation réaliste et animée de l'évolution de la ligne d'eau dans les conduites avec prise en compte de l'influence aval.

Pour tracer un profil de la ligne d'eau dans la conduite on suit les étapes suivantes :

1. Sélectionner **Report>>Graph>>Profile** ou cliquer sur le bouton  de la barre d'outils standard.
2. Dans la fenêtre qui apparaît (figure IV.4), entrez J1 dans le champ "**Start Node**" pour indiquer le point de départ du profil, ou bien cliquer sur le nœud J1 sur la carte ou dans l'explorateur d'objets et cliquer sur le bouton  et pour le nœud aval OUT1 on suit la même procédure mais dans "**End Node**".
3. En cliquant sur "**Find Path**", une liste ordonnée des conduites reliant le nœud de départ au nœud d'arrivée s'affiche alors dans la rubrique "**Links in Profile**".

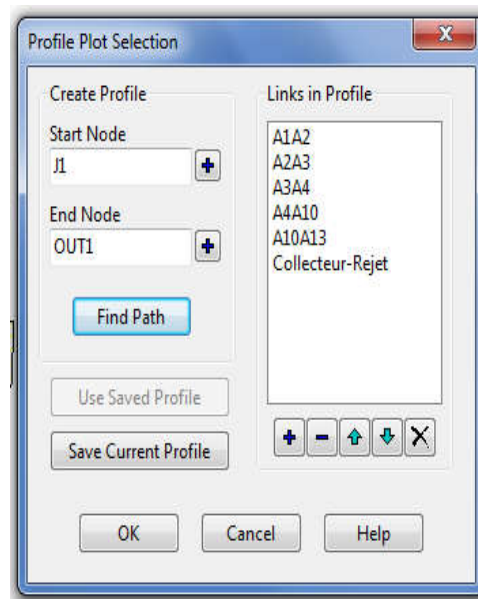


Figure IV.4 : Editeur du profil en long

Les figures (IV.5 a IV.7) représentent les tracés du profil en long des conduites (A3A4 ; A7A4 et A9A10) ; avec des pentes respectivement : 3.41% ; 2.76% et 2.64%

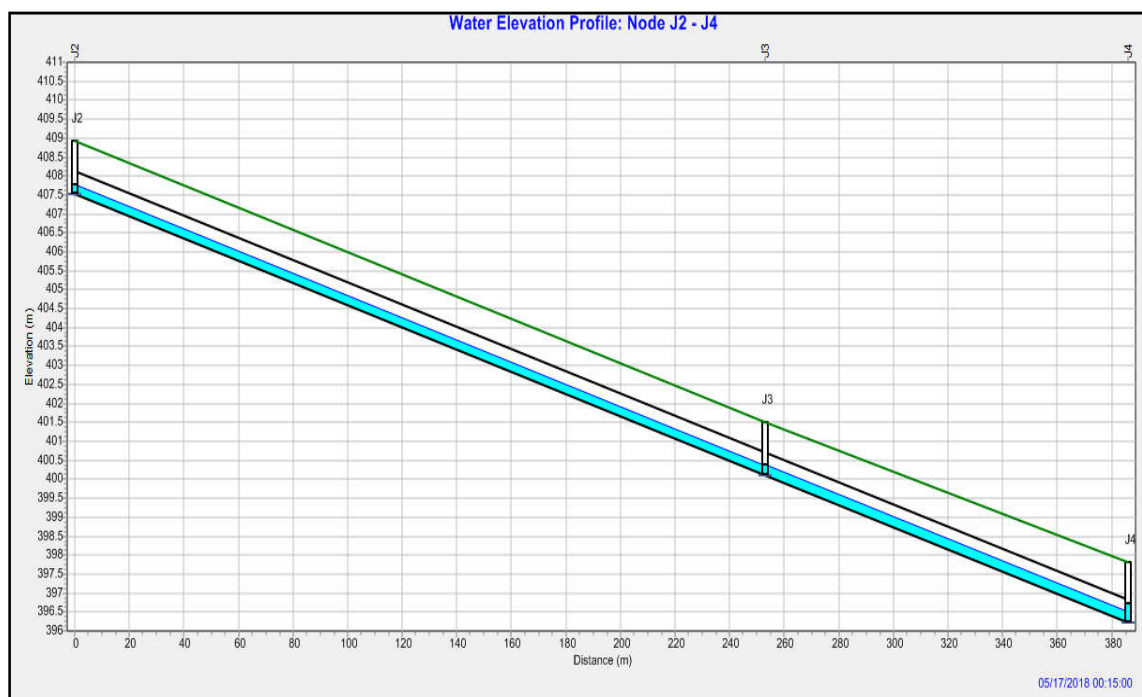


Figure IV.5 : Profil en long des conduites (A3A4)

Le tracé du profil en long des conduites (A7A4)

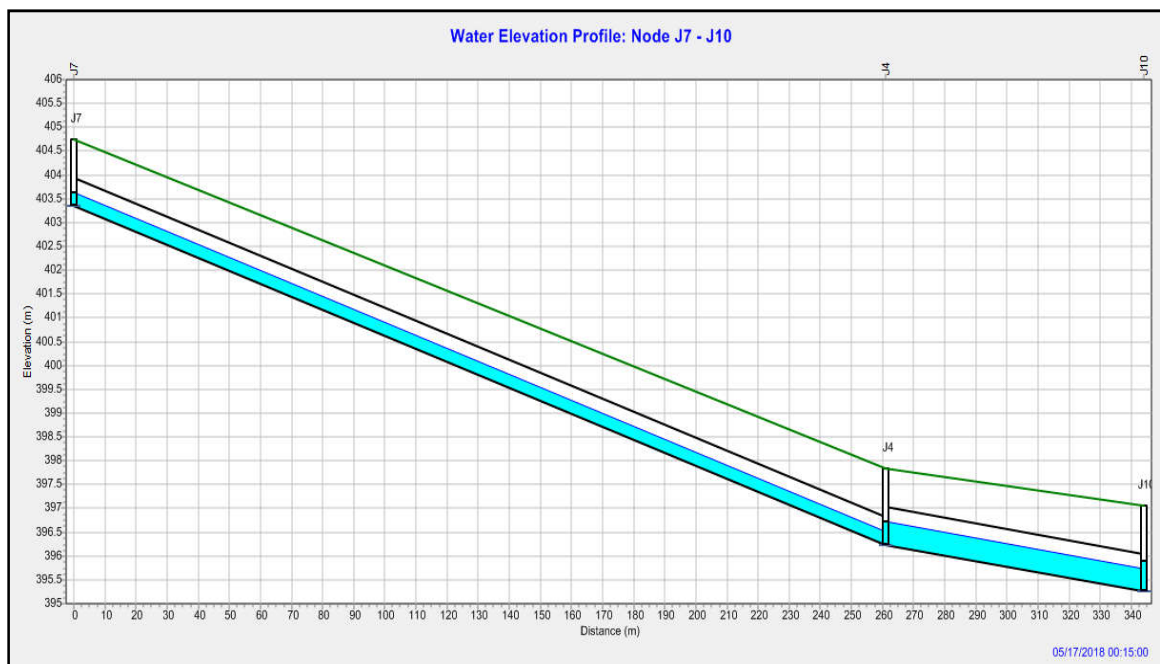


Figure IV.6 : Profil en long des conduites (A7A4)

Le tracé du profil en long des conduites (A9A10) ;

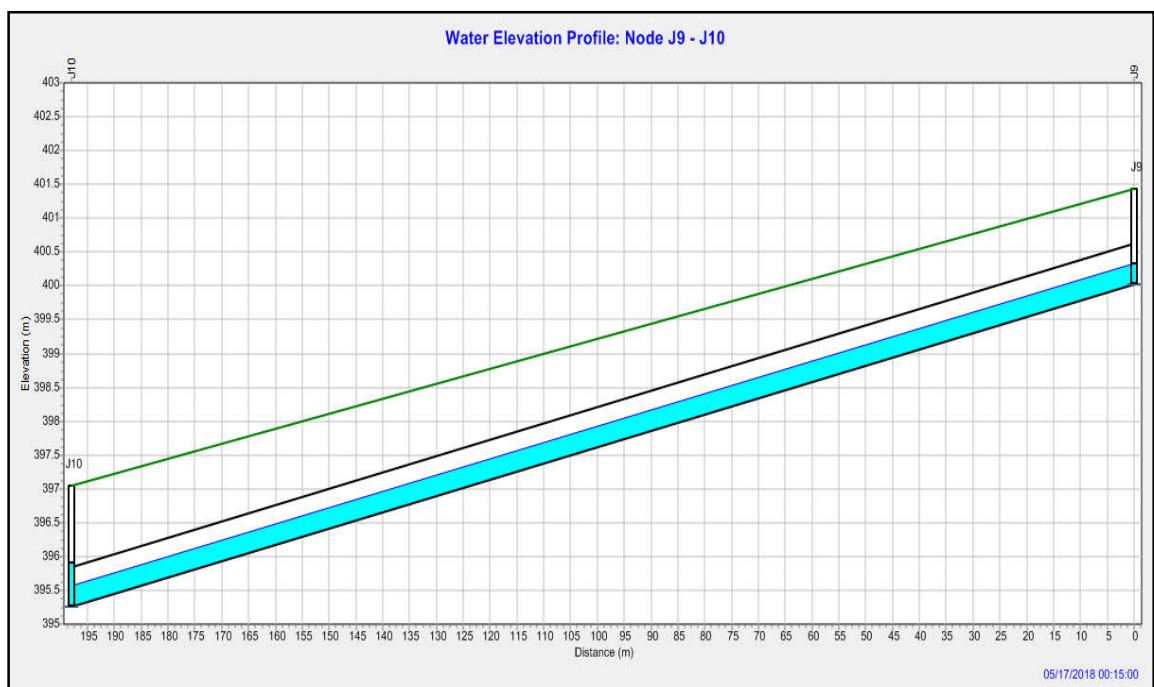
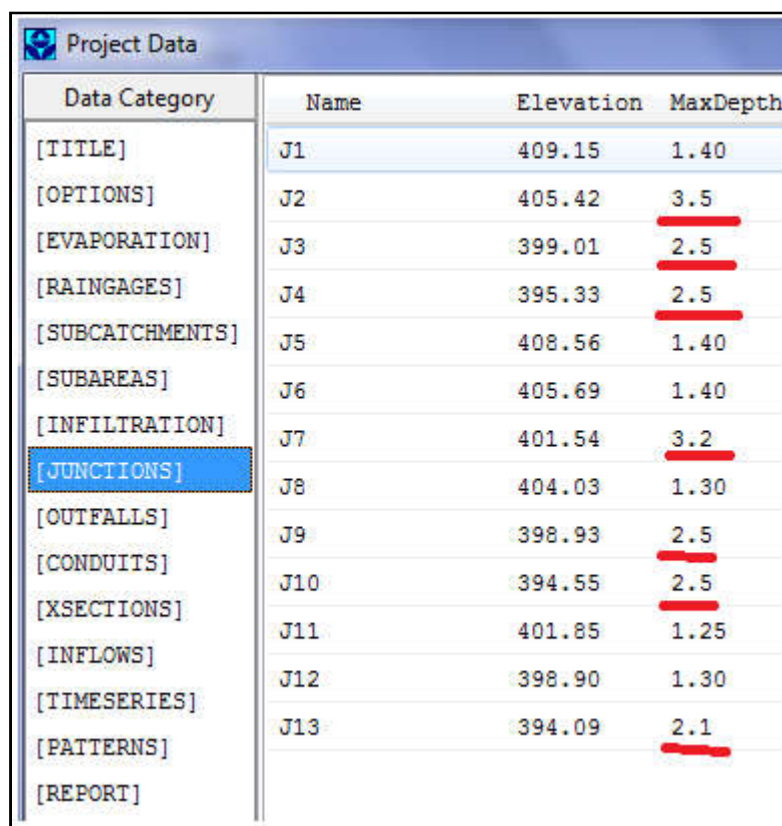


Figure IV.7 : Profil en long des conduites (A9A10)

IV.3.1.5. Résultats de la simulation finale

Pour résoudre les problèmes cités précédemment au cours de la première simulation plusieurs simulations ont été nécessaires avec interventions sur les diamètres des conduites, les pentes des conduites, cotes des radiers des regards.

Nous avons dû effectuer des changements des cotes de radier de regard et la profondeur de regard en respectant toujours le recouvrement minimum de la conduite qui est de 0,80 mètre (**Figure IV.8**). Ces changements nous obligent chaque fois à modifier l'élévation en aval des conduites (Out Offset) entrant au regard modifié (**Figure IV.9**).



Data Category	Name	Elevation	MaxDepth
[TITLE]	J1	409.15	1.40
[OPTIONS]	J2	405.42	<u>3.5</u>
[EVAPORATION]	J3	399.01	<u>2.5</u>
[RAINGAGES]	J4	395.33	<u>2.5</u>
[SUBCATCHMENTS]	J5	408.56	1.40
[SUBAREAS]	J6	405.69	1.40
[INFILTRATION]	J7	401.54	<u>3.2</u>
[JUNCTIONS]	J8	404.03	1.30
[OUTFALLS]	J9	398.93	<u>2.5</u>
[CONDUITS]	J10	394.55	<u>2.5</u>
[XSECTIONS]	J11	401.85	1.25
[INFLOWS]	J12	398.90	1.30
[TIMESERIES]	J13	394.09	<u>2.1</u>
[PATTERNS]			
[REPORT]			

Figure IV.8 : Changement des cotes de radier et la profondeur de regard (zone A)

Project Data							
Data Category	Name	From Node	To Node	Length	Roughness	InOffset	OutOffset
[TITLE]	A1A2	J1	J2	265	0.013	0	1.5
[OPTIONS]	A2A3	J2	J3	253.00	0.013	0	0.8
[EVAPORATION]	A3A4	J3	J4	133.00	0.013	0	0.8
[RAINGAGES]	A5A6	J5	J6	115.00	0.013	0	0
[SUBCATCHMENTS]	A6A7	J6	J7	150.00	0.013	0	0.7
[SUBAREAS]	A7A4	J7	J4	261.00	0.013	0	0.8
[INFILTRATION]	A4A10	J4	J10	83.00	0.013	0	0.3
[JUNCTIONS]	A8A9	J8	J9	190.00	0.013	0	1
[OUTFALLS]	A9A10	J9	J10	198.00	0.013	0	.6
[CONDUITS]	A10A13	J10	J13	120.00	0.013	0	0
[XSECTIONS]	A11A12	J11	J12	237.00	0.013	0	0
[INFLOWS]	A12A13	J12	J13	199.00	0.013	0	0
[TIMESERIES]	Collecteur-Rejet	J13	OUT1	15	0.013	0	0
[PATTERNS]							
[REPORT]							

Figure IV.9 : Elévation en aval (Out Offset) de conduites (Zone A)

Le fonctionnement de la dernière simulation nous a permis d'obtenir un réseau d'assainissement de la zone A « SOUAFLIA » fiable, et une évacuation des eaux (usées + pluviales) en toute sécurité.

Nous avons dû installer des regards de chute au niveau des nœuds : J2, J3, J4, J7, J9, J10 ; qui nous ont permis de minimiser les pentes et d'arriver à des valeurs des vitesses d'écoulement convenables pour le bon fonctionnement de ce réseau d'assainissement. La figure IV.10 illustre les résultats des vitesses obtenues par la dernière simulation.

Summary Results							
Topic: Link Flow		Click a column header to sort the column.					
Link	Type	Maximum [Flow] CMS	Day of Maximum Flow	Hour of Maximum Flow	Maximum [Velocity] m/sec	Max / Full Flow	Max / Full Depth
A1A2	CONDUIT	0.207	0	00:15	1.84	0.37	0.42
A2A3	CONDUIT	0.411	0	00:15	3.15	0.45	0.47
A3A4	CONDUIT	0.476	0	00:15	3.20	0.24	0.34
A5A6	CONDUIT	0.118	0	00:10	2.40	0.36	0.41
A6A7	CONDUIT	0.271	0	00:10	2.86	0.29	0.37
A7A4	CONDUIT	0.517	0	00:10	3.22	0.27	0.36
A4A10	CONDUIT	0.993	0	00:15	2.37	0.54	0.53
A8A9	CONDUIT	0.239	0	00:15	2.72	0.43	0.46
A9A10	CONDUIT	0.508	0	00:15	3.13	0.60	0.56
A10A13	CONDUIT	1.557	0	00:15	2.27	0.64	0.58
A11A12	CONDUIT	0.151	0	00:15	1.97	0.47	0.48
A12A13	CONDUIT	0.330	0	00:15	3.08	0.56	0.54
Collecteur-Rejet	CONDUIT	1.923	0	00:15	2.83	0.64	0.58

Figure IV.10: Résultat des vitesses favorables de la simulation finale (Zone A)

Les limites des vitesses obtenus pour la simulation finale de la zone A varient de 1,84 m/s à 3,20 m/s.

Remarque :

Vu que le terrain est très accidenté du côté Sud-ouest de la carte du réseau (zone A), il a été très difficile pour nous de respecté la vitesse limite de 3m/s, sans une augmentation excessif des diamètres des conduites, ou des profondeurs de recouvrement très faible ($<0,8\text{m}$), ou des profondeurs excessifs des regards et des chutes importantes qui risque d'accroître rapidement le prix du projet ; pour nous nous permis de dépasser la vitesse limite d'écoulement à 3,20 m/s ; d'ailleurs certains hauteurs préconisent à ce que la vitesse d'écoulement dans les conduites ne dépasse pas 4m/s.

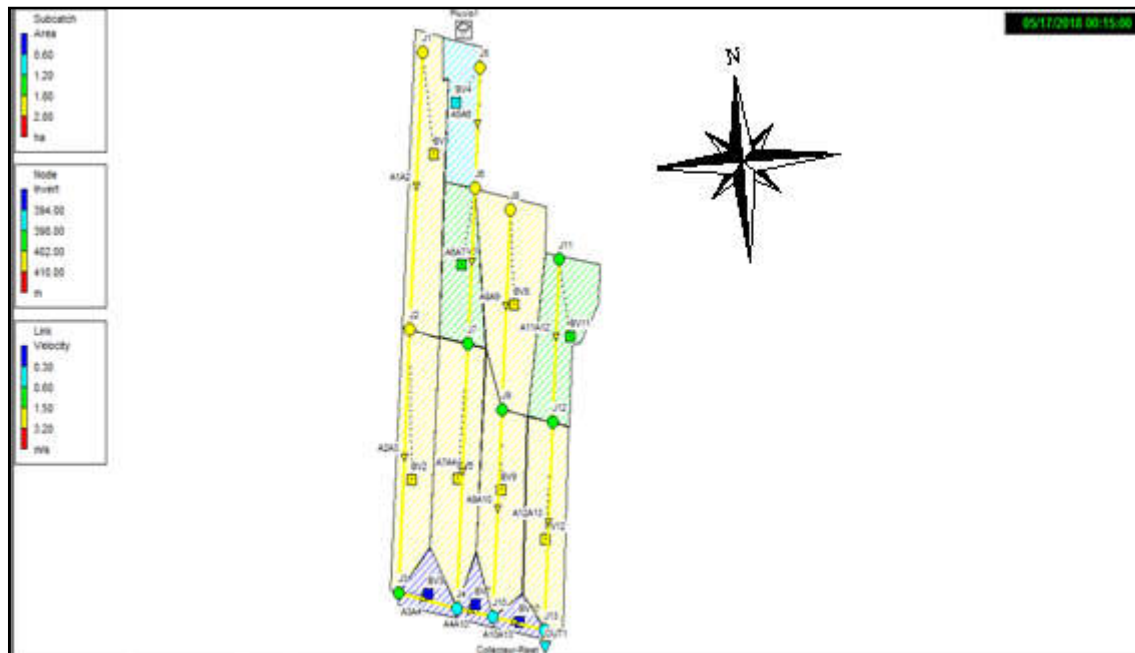


Figure IV.11: Résultat des vitesses de la simulation finale (Zone A)

A partir de cette dernière simulation nous avons réussi à obtenir des pentes des conduites entre 0,34 et 2,50 %, Nous avons choisi des seuils des barèmes de pentes définis comme suite :

$I = 0,38 \% \rightarrow$ pentemoyenne $\rightarrow$ (bleu ciel)

$I = 1 \% \text{ à } I = 2,50 \% \rightarrow$ pentesidéale $\rightarrow$ (vert)

La figure IV.12 montre les résultats des pentes de la simulation finale :

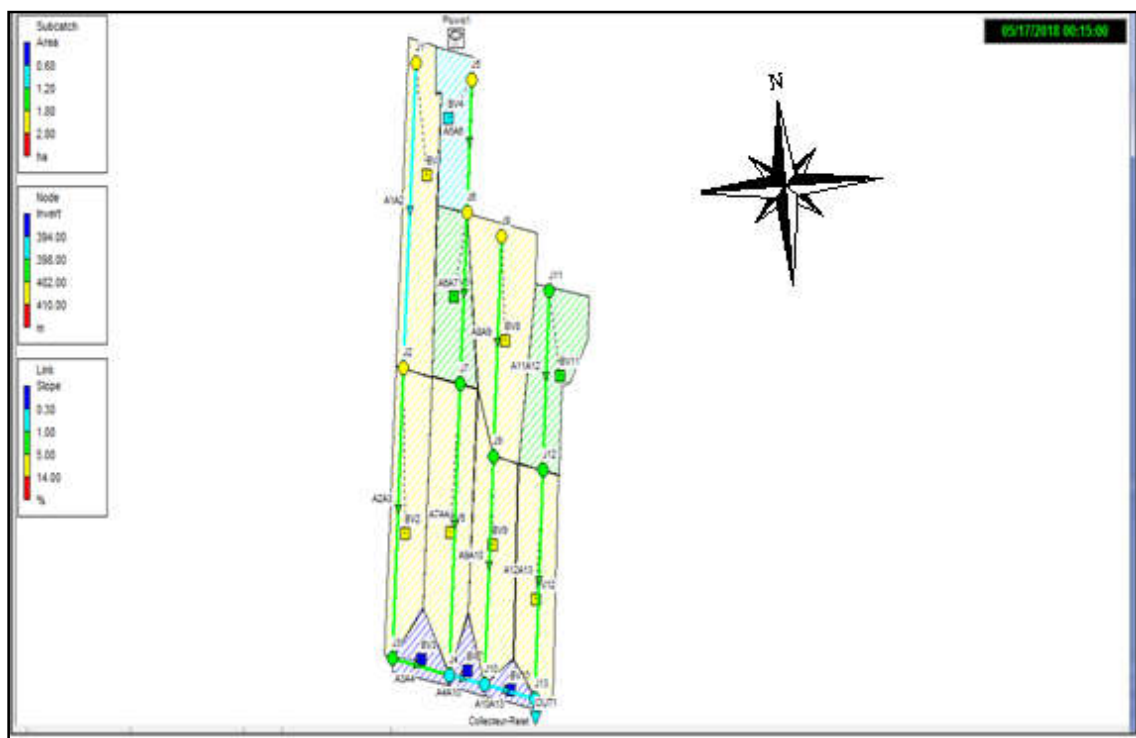


Figure IV.12: Résultat des pentes de la simulation finale (Zone A)

IV.3.1.6. Ligne d'eau après la simulation finale :

Les vitesses d'écoulement varient entre 1,84 et 3,20 m/s ce qui nous assure un déplacement de l'écoulement sans dépôt ni érosion dans les conduites, avec des pentes comprises entre (0,38 à 2,50)%.

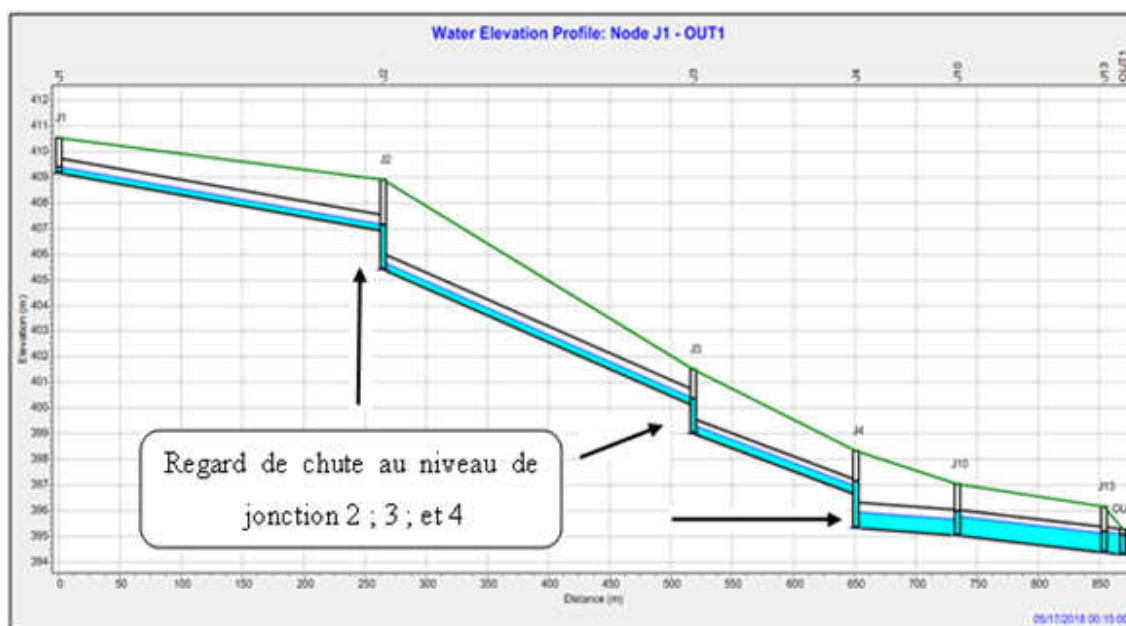


Figure IV.13: les regards de chute au niveau J2, J3, J4 (Zone A)

La figure IV.13 montre l'emplacement des regards de chute implantés sur notre réseau.

La profondeur des trois regards de chute :

Au niveau du regard J2 ; 3,50 m

Au niveau du regard J3 ; 2,50 m

Au niveau du regard J4 ; 2,50 m

Le profil en long de la figure IV.14 montre le regard de chute au niveau de J7

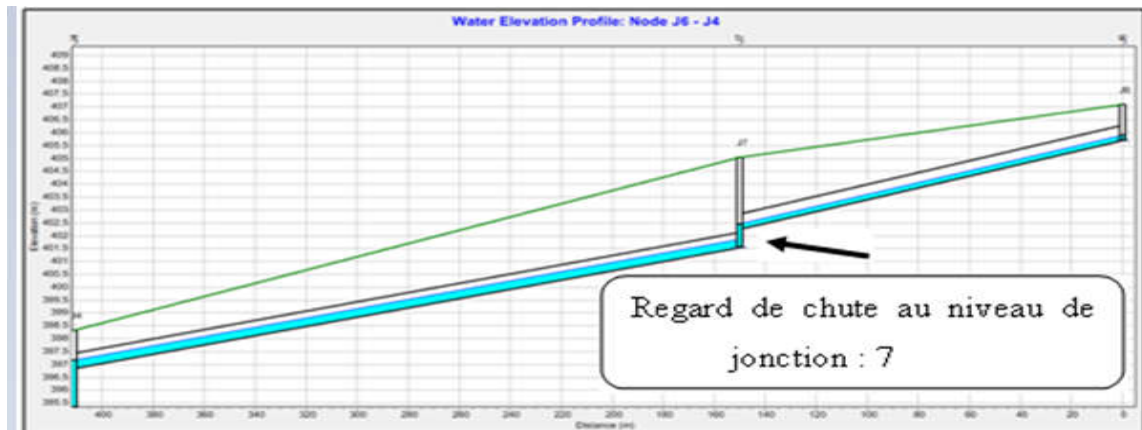


Figure IV.14: les regards de chute au niveau J7 (Zone A)

La profondeur du regard de chute :

Au niveau du regard J7 ; 3,20 m

Le profil en long de la figure IV.15 montre le regard de chute au niveau de J9 et J10

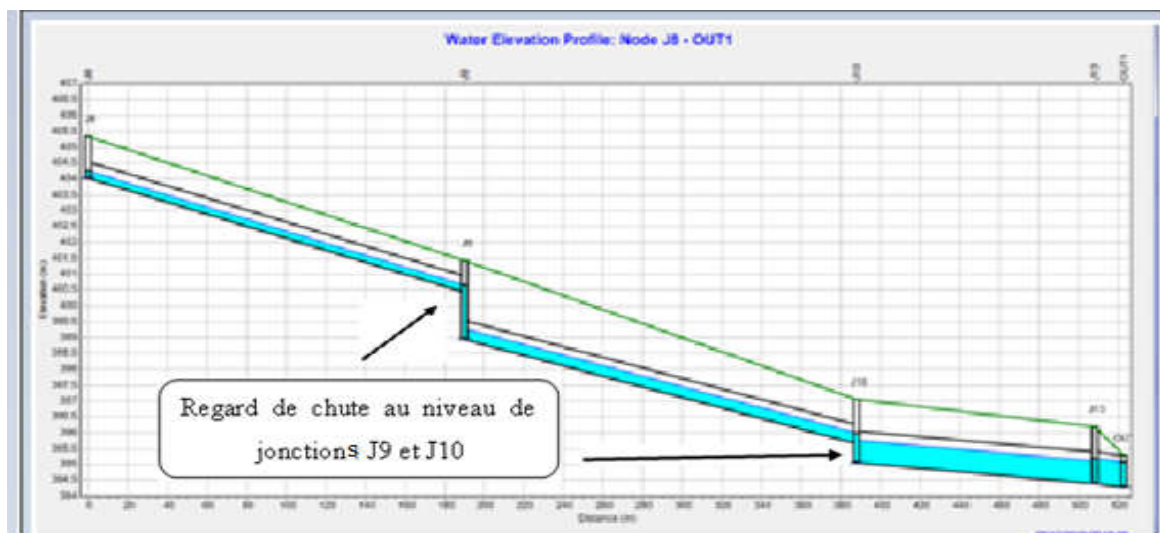


Figure IV.15: Regards de chute au niveau J9 et J10 (Zone A)

La profondeur des deux regards de chute :

Au niveau du J9 ; 2,50 m

Au niveau du J10 ; 2,00 m

IV.3.1.7. Interprétation et discussion de résultats de la zone A :

Les résultats obtenus par la modélisation de réseau d'assainissement de (la zone A) sont présentés dans les tableaux suivants :

1. Relation entre la précipitation et le ruissellement (pluie-débit) :

Tableau IV. 5 : Relation entre la précipitation et le ruissellement (pluie-débit) (ZoneA)

Sous bassin Subcatchment	précipitation (mm)	infiltration (mm)	ruissellement (mm)	Ruissellement 10 ⁶ ltr (litres)	Coefficient de ruissellement
BV1	172.75	83.96	84.53	2.00	0.489
BV2	172.75	83.37	86.73	1.78	0.502
BV3	172.75	83.03	87.78	0.43	0.508
BV4	172.75	83.09	87.60	0.94	0.507
BV5	172.75	83.05	87.73	1.18	0.508
BV6	172.75	83.36	86.76	2.08	0.502
BV7	172.75	84.73	80.94	0.26	0.469
BV8	172.75	83.52	86.21	2.20	0.499
BV9	172.75	82.54	89.01	1.78	0.515
BV10	172.75	83.37	86.72	0.25	0.502
BV11	172.75	83.82	85.08	1.44	0.493
BV12	172.75	83.45	86.47	1.59	0.501

D'après le tableau IV.5 montre que la hauteur de précipitation constante pendant 6 heures est de (172,75 mm), avec un coefficient de ruissellement simulé est d'environ de (50 %), ce qui nous explique que la moitié de volume d'eau précipité va s'infiltrer et le reste va ruisseler.

Alors ; comme un exemple de sous bassin 1 (BV1) de superficie de 2,37 ha avec une pente moyenne de 1,01 % ; qui produit un volume d'eau ruisselé de deux millions litre(2 · 10⁶ litres).

2. Résultat de : (Débit, vitesse, rapport des débits, rapport de remplissage) :**Tableau IV. 6 : Résultat des (Débit, vitesse, rapport des débits, rapport de remplissage) (Zone A)**

Conduite	Type	Débit max (m ³ /s)	Le temps de débit maximum	Vitesse max (m/s)	Rapport de débit(r q)	Rapport de remplissage(r h)
A1A2	CONDUIT	0.207	00:15	1.84	0.37	0.42
A2A3	CONDUIT	0.411	00:15	3.15	0.45	0.47
A3A4	CONDUIT	0.476	00:15	3.20	0.24	0.34
A5A6	CONDUIT	0.118	00:10	2.40	0.36	0.41
A6A7	CONDUIT	0.271	00:10	2.86	0.29	0.37
A7A4	CONDUIT	0.517	00:10	3.22	0.27	0.36
A4A10	CONDUIT	0.993	00:15	2.37	0.54	0.53
A8A9	CONDUIT	0.239	00:15	2.72	0.43	0.46
A9A10	CONDUIT	0.508	00:15	3.13	0.60	0.56
A10A13	CONDUIT	1.557	00:15	2.27	0.64	0.58
A11A12	CONDUIT	0.151	00:15	1.97	0.47	0.48
A12A13	CONDUIT	0.330	00:15	3.08	0.56	0.54
Collecteur-Rejet	CONDUIT	1.923	00:15	2.83	0.64	0.58

Dans le tableau ci-dessus (IV.6) présente les différents rapports

Le rapport de remplissage atteint le maximum ($r_h = 0,58$) dans tout le réseau d'assainissement au précisément dans la conduite (A10A13) est de Ø 1200 avec une hauteur de remplissage est de 69 % inférieur de 80 % avec une marge de sécurité de 31 % , ce qui nous explique que notre réseau d'assainissement fonctionne normalement.

3. Résultat du débit évacuer par le réseau d'assainissement (Zone A) :**Tableau IV. 7 :** Résultat du débit évacué par le réseau d'assainissement (Zone A)

Exutoire(Outfall)	Débit fréquence. %	Débit maximum (m ³ /s)	Volume total évacué (10 ⁶ litres)
OUT 1	100	1,959	19,531

Le débit total évacué par le réseau d'assainissement (système unitaire) sur une superficie de 18,40 ha est de 1,959 m³/s, avec un diamètre normalisé du collecteur finale de Ø 1200, et une vitesse d'écoulement de 2,83 m/s.

IV.3.1.8. Comparaison entre les résultats simulés à l'aide de logiciel SWMM et les résultats calculés par Excel (Zone A) :

Nous présentons une comparaison entre les résultats simulés et les résultats calculés:

1. Le tableau IV.8 présente la comparaison entre les diamètres simulés et les diamètres calculés :

Tableau IV. 8 : Comparaison entre les diamètres (Zone A)

Conduites	Øsimulé (m)	Øcalculé (m)	Longueurs (m)
A1A2	0,60	0,60	265,00
A2A3	0,60	0,60	253,00
A3A4	0,80	0,60	133,00
A5A6	0,40	0,40	115,00
A6A7	0,60	0,60	150,00
A7A4	0,80	0,60	261,00
A4A10	1,00	0,80	83,00
A8A9	0,50	0,50	190,00
A9A10	0,60	0,60	198,00
A10A13	1,20	1,00	120,00
A11A12	0,45	0,45	237,00
A12A13	0,50	0,50	199,00
Collecteur-Rejet	1,20	1,00	15,00

Le tableau ci-dessus donne une différence des diamètres simulés par rapport aux diamètres calculés dans les conduites suivantes :

(A3A4) ; (A7A4) ; (A4A10) ; (A10A13) ; (Collecteur - Rejet) pour régler les vitesses.

2. Le tableau IV.9 présente la comparaison entre le Max Depth simulé et le max Depth calculé :

Tableau IV.9 : présente la comparaison entre le Max Depth simulé et le max Depth calculé (Zone A)

Nœuds (Junctions)	C.P(m)	cote du radier simulé (Invert.El) (m)	Profondeur simulé (Max Depth(m))	cote du radier calculé (Invert.El) (m)	Profondeur calculé (Max Depth(m))
J1	410,55	409,15	1,40	409,15	1,40
J2	408,92	405,42	3,50	407,52	1,40
J3	401,51	399,01	2,50	400,11	1,40
J4	397,83	395,33	2,50	396,23	1,60
J5	409,96	408,56	1,40	408,76	1,20
J6	407,09	405,69	1,40	405,69	1,40
J7	404,74	401,54	3,20	403,34	1,40
J8	405,33	404,03	1,30	404,03	1,30
J9	401,43	398,93	2,50	400,03	1,40
J10	397,05	394,55	2,50	395,25	1,80
J11	403,10	401,85	1,25	401,85	1,25
J12	400,20	398,90	1,30	398,90	1,30
J13	396,19	394,09	2,10	394,39	1,80

D'après le tableau(IV.9) ci-dessus présente les différences entre les profondeurs simulés et calculés des regards (J2 ; J3 ; J4 ; J7 ; J9 ; J10 ; J13) pour régler les pentes et au même temps les vitesses

Remarque :

Au niveau du tronçon (A10A13) nous avons changés le diamètre de (Ø 1200 au lieu de Ø 1000) pour résoudre le problème de surcharge de la conduite.

Nous pouvons dire d'après le tableau IV.9 de comparaison que la simulation est parfaite la cote du projet est preserve avec le recouvrement de la conduite est respecté.

D'après le tableau IV.10, nous observons que les hauteurs de remplissage sont différentes à cause du changement de section de conduite dans certain tronçon, le réseau fonctionne dans des meilleures conditions.

Tableau IV.10 : Comparaison entre les rapports simulés et les rapports calculés de la (Zone A)

Conduite	vitesse simulée (m/s)	vitesse calculée (m/s)	r q(simulé)	r q (calculé)	r h (simulé)	r h (calculé)	Débits calculés (m ³ /s)	Débits simulés (m ³ /s)	h (simulé)	h (calculé)	Øsimulé (m)	Øcalculé (m)
A1A2	1.84	1,89	0.37	0,78	0.42	0,66	0,374	0.207	0,25	0,36	0,60	0,60
A2A3	3.15	3,88	0.45	0,60	0.47	0,6	0,626	0.411	0,28	0,27	0,60	0,60
A3A4	3.20	3,90	0.24	0,68	0.34	0,6	0,698	0.476	0,27	0,31	0,80	0,60
A5A6	2.40	2,91	0.36	0,78	0.41	0,7	0,258	0.118	0,16	0,24	0,40	0,40
A6A7	2.86	2,94	0.29	0,70	0.37	0,60	0,537	0.271	0,22	0,31	0,60	0,60
A7A4	3.22	3,96	0.27	1,00	0.36	0,80	0,996	0.517	0,29	0,48	0,80	0,60
A4A10	2.37	2,93	0.54	0,98	0.53	0,8	1,258	0.993	0,53	0,63	1,00	0,80
A8A9	2.72	3,09	0.43	0,90	0.46	0,7	0,485	0.239	0,23	0,35	0,50	0,50
A9A10	3.13	3,59	0.60	0,88	0.56	0,72	0,804	0.508	0,34	0,41	0,60	0,60
A10A13	2.27	2,89	0.64	0,90	0.58	0,7	1,827	1.557	0,70	0,70	1,20	1,00
A11A12	1.97	2,20	0.47	0,89	0.48	0,72	0,282	0.151	0,22	0,31	0,45	0,45
Collecteur- Rejet	3.08	3,08	0.56	1,00	0.54	0,80	0,534	0.330	0,27	0,40	0,50	0,50

IV.3.2. Zone B :

IV.3.2.1. Données d'entrées de la zone B :

Tableau IV.11 : Caractéristiques des sous bassin versant (Zone B)

Infiltration	Sous bassin	Pluvio m étrie	A (ha)	L hydr (m)	largeur équivalente (m)	pente %	Imperm éabilité
Green Ampt	BV1	Pluvio 2	2,33	154,00	151,56	4,14	30%
	BV2		1,66	196,00	84,79	0,24	
	BV3		1,39	188,00	73,76	0,64	
	BV4		0,59	116,00	51,23	0,91	
	BV5		1,15	93,00	123,22	0,94	
	BV6		0,39	83,00	47,31	0,13	
	BV7		0,88	76,00	116,43	2,00	
	BV8		1,72	237,00	72,72	0,26	
	BV9		0,53	105,00	50,89	2,67	
	BV10		0,33	85,00	38,24	1,21	
	BV11		1,10	136,00	80,73	0,10	
	BV12		1,53	185,00	82,70	0,86	
	BV13		0,14	44,00	31,04	2,27	
	BV14		0,16	63,00	25,07	1,10	
	BV15		0,65	118,00	54,71	1,08	
	BV16		1,43	136,00	105,43	1,05	
	BV17		0,73	123,00	59,36	1,76	
	BV18		0,78	111,00	70,65	1,45	
	BV19		0,44	96,00	45,91	2,59	
	BV20		0,26	91,00	28,90	0,45	
	BV21		0,62	105,00	58,68	0,73	
	BV22		0,23	92,00	25,02	3,13	
	BV23		0,74	191,00	38,68	0,32	
	BV24		0,11	55,00	19,59	3,47	

Tableau IV.12 : caractéristiques des jonctions (Zone B)

Jonction	Eau usée domestique	C.P(m)	Ønormal (m)	Cote du radier (m)	Profondeur (m)
J1	0,0030	409,2	0,60	407,80	1,40
J2	0,0076	403,75	0,80	402,15	1,60
J3	0,0142	403,28	0,80	401,68	1,60
J4	0,0023	406,4	0,45	405,15	1,25
J5	0,0056	404,34	0,50	403,04	1,30
J6	0,0155	402,41	1,00	400,61	1,80
J7	0,0208	402,30	1,00	400,50	1,80
J8	0,0012	404,1	0,40	402,90	1,20
J9	0,0047	402,92	0,70	401,42	1,50
J10	0,0273	399,50	1,20	397,50	2,00
J11	0,0013	402,60	0,35	401,45	1,15
J12	0,0025	402,10	0,40	400,90	1,20
J13	0,0040	402,02	0,60	400,62	1,40
J14	0,0083	400,50	0,60	399,10	1,40
J15	0,0430	398,81	1,20	396,81	2,00
J16	0,0017	403,29	0,40	402,09	1,20
J17	0,0093	402,37	0,60	400,97	1,40
J18	0,0032	404,06	0,50	402,76	1,30
J19	0,0150	400,20	0,80	398,60	1,60
J20	0,0016	402,30	0,40	401,10	1,20
J21	0,0057	400,67	0,60	399,27	1,40
J22	0,0014	402,10	0,30	401,00	1,10
J23	0,0183	399,43	0,90	397,73	1,70
J24	0,0015	402,15	0,30	401,05	1,10
J25	0,0430	398,79	1,20	396,79	2,00
Rejet	0,0430	396,90	1,20	394,90	2,00

Tableau IV.13 : caractéristiques des sous bassin versant (Zone B)

Désignation des conduites	Ø de la conduite (m)	Longueur de la conduite (m)	Rugosité des parois ($s/m^{1/3}$)
B1B2	0,60	260,00	0,013
B2B3	0,80	193,00	
B4B5	0,45	175,00	
B5B3	0,50	117,00	
B3B6	0,80	98,00	
B6B7	1,00	83,00	
B8B9	0,40	70,00	
B9B7	0,70	237,00	
B7B10	1,00	86,00	
B11B12	0,35	78,00	
B12B13	0,40	117,00	
B13B14	0,60	179,00	
B14B10	0,60	44,00	
B10B15	1,20	63,00	
B16B17	0,40	117,00	
B18B17	0,50	282,00	
B17B19	0,60	120,00	
B20B21	0,40	104,00	
B22B21	0,30	86,00	
B21B19	0,60	91,00	
B19B23	0,80	101,00	
B24B23	0,30	91,00	
B23B15	0,90	192,00	
B15B25	1,20	63,00	
B25Rejet	1,20	15,00	

IV.3.2.2. Résultats de la première simulation de la zone B :

Le tracé proposé du réseau de la zone B a été introduit et calé dans le logiciel SWMM à partir d'un fichier Auto Cad exporté en format image, et tous les paramètres de simulation cités précédemment complété avec une première répartition des diamètres de conduite par la suite une simulation du comportement hydraulique du réseau a été effectuée. La figure IV.16 illustre les résultats de la première simulation pour la Zone B.

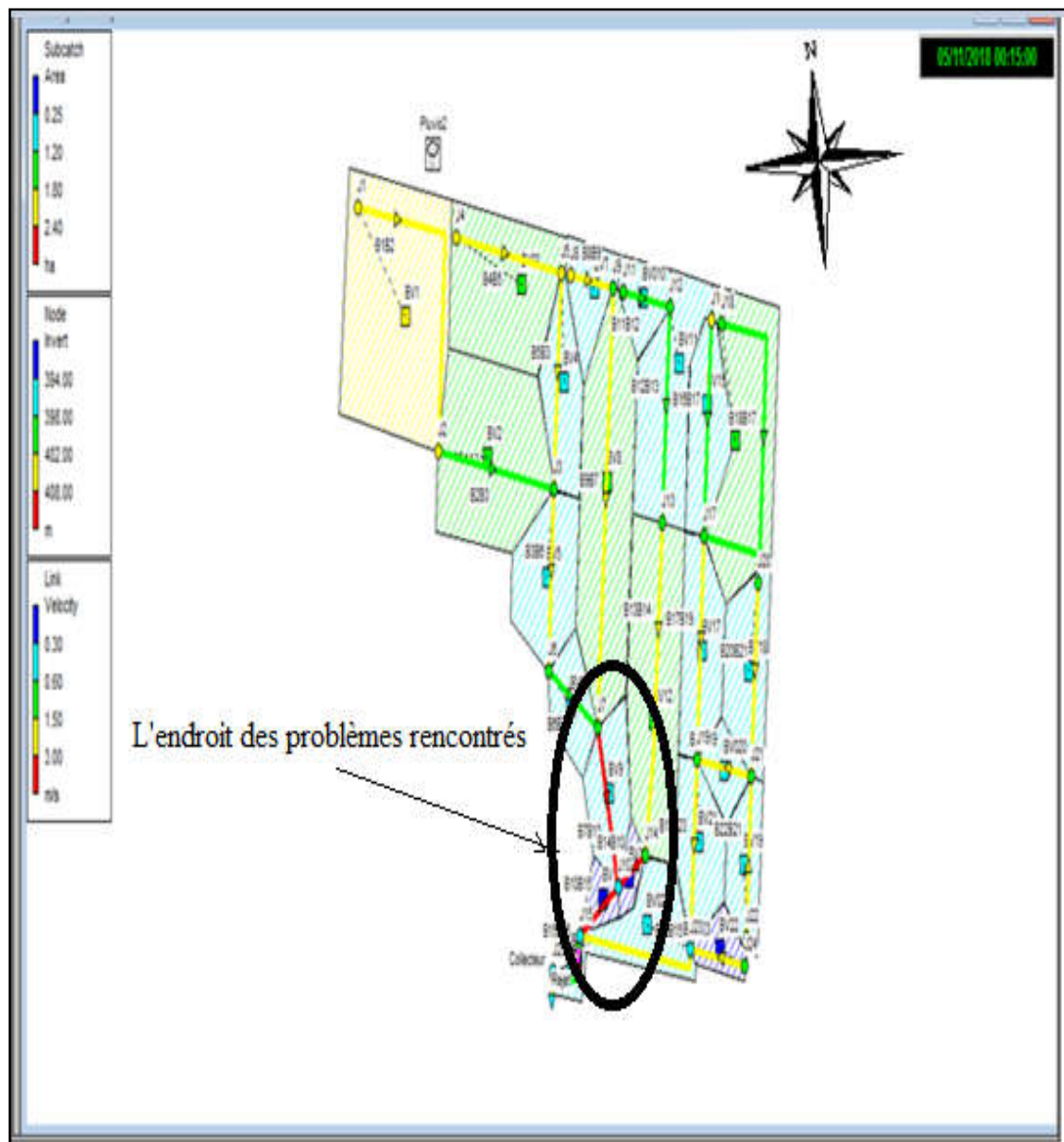


Figure IV.16 : Résultats de la première simulation (Zone B)

IV.3.2.3. les problèmes rencontrés au cours de la première simulation de la zone (B) :

Après cette simulation, nous avons constaté plusieurs anomalies dans notre réseau:

- Débordements au niveau des regards J15.
- Surcharge de la conduite B15B25.
- Pentes élevées varies $1,10\% < I < 3,64\%$
- Vitesse élevée (dépasse 3 m/s risque d'abriter la conduite), dans les conduites suivantes : B7B10 ; B14B10 ; B10B15 (figure IV.16).

Pour trouver des solutions de ces problèmes, nous avons effectué une série de simulation sur le réseau d'assainissement proposé.

Link	Type	Maximum [Flow] CMS	Day of Maximum Flow	Hour of Maximum Flow	Maximum [Velocity] m/sec	Max / Full Flow	Max / Full Depth
B2B3	CONDUIT	0.384	0	00:15	1.35	0.59	0.55
B4B5	CONDUIT	0.123	0	00:15	1.85	0.39	0.44
B5B3	CONDUIT	0.186	0	00:15	2.03	0.46	0.47
B3B6	CONDUIT	0.710	0	00:15	2.77	0.51	0.51
B6B7	CONDUIT	0.766	0	00:15	1.25	0.88	0.73
B8B9	CONDUIT	0.206	0	00:10	2.59	0.68	0.60
B9B7	CONDUIT	0.332	0	00:15	1.55	0.57	0.54
B7B10	CONDUIT	1.171	0	00:15	4.80	0.26	0.35
B11B12	CONDUIT	0.036	0	00:10	1.10	0.29	0.37
B12B13	CONDUIT	0.102	0	00:09	0.92	1.00	1.00
B13B14	CONDUIT	0.241	0	00:15	1.92	0.43	0.46
B14B10	CONDUIT	0.267	0	00:15	3.35	0.23	0.32
B10B15	CONDUIT	1.456	0	00:15	3.30	0.36	0.41
B16B17	CONDUIT	0.064	0	00:15	1.44	0.31	0.39
B18B17	CONDUIT	0.144	0	00:10	0.89	0.60	0.56
B17B19	CONDUIT	0.287	0	00:15	2.74	0.33	0.40
B20B21	CONDUIT	0.081	0	00:10	1.91	0.29	0.37
B22B21	CONDUIT	0.046	0	00:10	1.75	0.34	0.40
B21B19	CONDUIT	0.158	0	00:10	1.63	0.30	0.38
B19B23	CONDUIT	0.519	0	00:15	2.34	0.42	0.45
B24B23	CONDUIT	0.024	0	00:15	1.80	0.13	0.24
B23B15	CONDUIT	0.620	0	00:15	1.96	0.49	0.50
B15B25	CONDUIT	0.695	0	00:07	0.70	1.00	1.00

Figure IV.17 : vitesses supérieures à 3 m/s (Zone B)

IV.3.2.4. Ligne d'eau dans les conduites : (profil en long d'eau) de la première simulation (zone B) :

Le profil en long permet la visualisation réaliste et animée de l'évolution de la ligne d'eau dans les conduites avec prise en compte de l'influence aval.

La figure (IV.18) représentent les tracé du profil en long des conduites : B7B10 ;

B10B15 ; B14B10 avec ces pentes respectivement: : 3,49% ; 1,10% et 3,64%

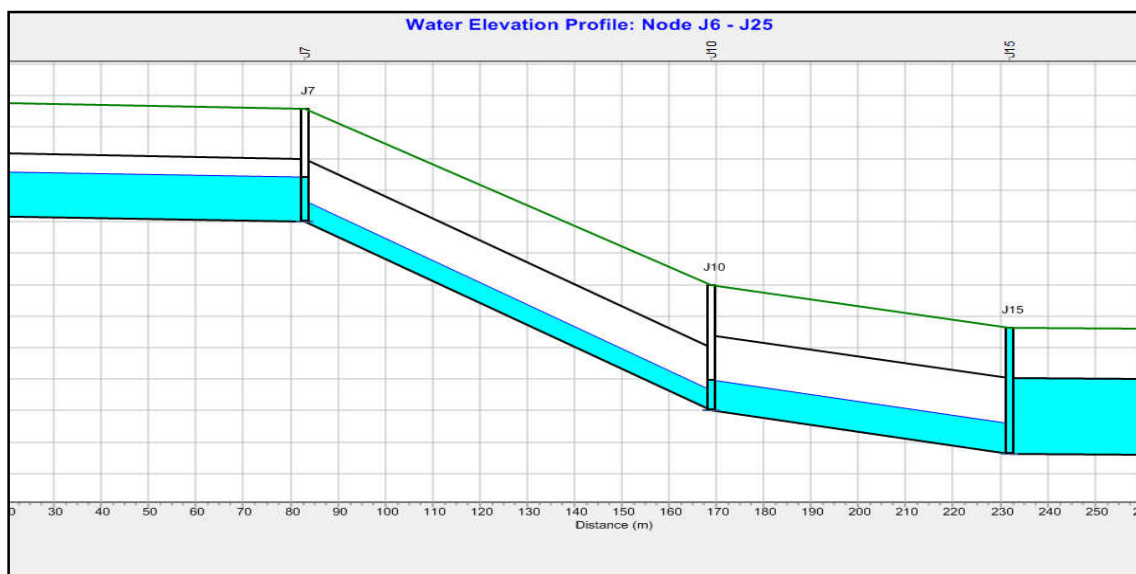


Figure IV.18 : profil en long des conduites B7B10 ; B10B15

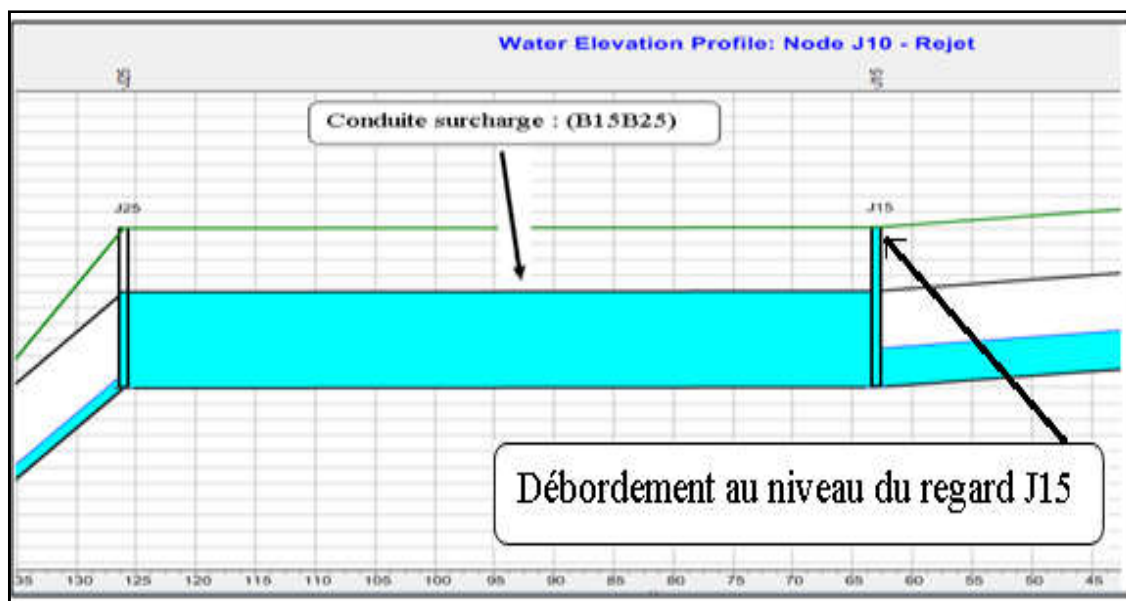


Figure IV.19 : profil en long de la conduite en surcharge (B15B25) débordement au niveau de J15.

IV.3.2.5. Résultats de la simulation finale (zone B) :

Après, une série de simulation effectuée sur le réseau proposé pour la zone B en variant des cotes de radier de regard et la profondeur de regard en respectant toujours le recouvrement minimum de la conduite qui est de 0,80 mètre (**Figure IV.20**). Ces changements nous faisons chaque fois à modifier l'élévation en aval des conduites (Out Offset) entrant au regard modifié (**Figure IV.21**).

Project Data			
Data Category	Name	Elevation	MaxDepth
[TITLE]	J1	407.80	1.40
[OPTIONS]	J2	402.15	1.60
[EVAPORATION]	J3	401.68	1.60
[RAINGAGES]	J4	405.15	1.25
[SUBCATCHMENTS]	J5	403.04	1.30
[SUBAREAS]	J6	400.61	1.80
[INFILTRATION]	J7	398.5	3.80
[JUNCTIONS]	J8	402.90	1.20
[OUTFALLS]	J9	401.42	1.50
[CONDUITS]	J10	397.00	2.50
[XSECTIONS]	J11	401.45	1.15
[INFLOWS]	J12	400.9	1.20
[TIMESERIES]	J13	400.62	1.40
[PATTERNS]	J14	399.10	1.40
[REPORT]	J15	396.81	2.00
	J16	402.09	1.20
	J17	400.97	1.40
	J18	402.76	1.30
	J19	398.60	1.60
	J20	401.10	1.20
	J21	399.27	1.40
	J22	401.00	1.10
	J23	397.73	1.70
	J24	401.05	1.10
	J25	395.8	3.00

Figure IV.20 : Changement des cotes de radier et la profondeur de regard (zone B)

Project Data							
Data Category	Name	From Node	To Node	Length	Roughness	InOffset	OutOffset
[TITLE]	B1B2	J1	J2	260.00	0.013	0	0
[OPTIONS]	B2B3	J2	J3	193.00	0.013	0	0
[EVAPORATION]	B4B5	J4	J5	175.00	0.013	0	0
[RAINGAGES]	B5B3	J5	J3	265.00	0.013	0	0
[SUBCATCHMENTS]	B3B6	J3	J6	98.00	0.013	0	0
[SUBAREAS]	B6B7	J6	J7	83.00	0.013	0	1.50
[INFILTRATION]	B8B9	J8	J9	70.00	0.013	0	0
[JUNCTIONS]	B9B7	J9	J7	237.00	0.013	0	0.50
[OUTFALLS]	B7B10	J7	J10	86.00	0.013	0	0.60
[CONDUITS]	B11B12	J11	J12	78.00	0.013	0	0
[XSECTIONS]	B12B13	J12	J13	117.00	0.013	0	0
[INFLOWS]	B13B14	J13	J14	179.00	0.013	0	0
[TIMESERIES]	B14B10	J14	J10	44.00	0.013	0	1.10
[PATTERNS]	B10B15	J10	J15	63.00	0.013	0	0
[REPORT]	B16B17	J16	J17	117.00	0.013	0	0
	B18B17	J18	J17	282.00	0.013	0	0
	B17B19	J17	J19	120.00	0.013	0	0
	B20B21	J20	J21	104.00	0.013	0	0
	B22B21	J22	J21	86.00	0.013	0	0
	B21B19	J21	J19	91.00	0.013	0	0
	B19B23	J19	J23	101.00	0.013	0	0
	B24B23	J24	J23	91.00	0.013	0	0
	B23B15	J23	J15	192.00	0.013	0	0
	B15B25	J15	J25	63.00	0.013	0	0.70
	Collecteur	J25	Rejet	65.00	0.013	0	0

Figure IV.21 : Elévation en aval (Out Offset) de conduites (Zone B)

Nous avons dû installer des regards de chute au niveau des nœuds : J7, J10, J25; qui nous ont permis de minimiser les pentes et d'arriver à des valeurs des vitesses d'écoulement convenables pour le bon fonctionnement de ce réseau d'assainissement. La figure IV.22 illustre les résultats des vitesses obtenues par la dernière simulation.

Link	Type	Maximum [Flow] CMS	Day of Maximum Flow	Hour of Maximum Flow	Maximum [Velocity] m/sec	Max / Full Flow	Max / Full Depth
B1B2	CONDUIT	0.225	0	00:10	2.66	0.25	0.34
B2B3	CONDUIT	0.370	0	00:15	1.34	0.57	0.54
B4B5	CONDUIT	0.120	0	00:15	1.84	0.38	0.43
B5B3	CONDUIT	0.180	0	00:15	2.01	0.44	0.47
B3B6	CONDUIT	0.684	0	00:15	2.74	0.50	0.50
B6B7	CONDUIT	0.738	0	00:15	2.40	0.36	0.41
B8B9	CONDUIT	0.104	0	00:10	2.18	0.34	0.40
B9B7	CONDUIT	0.237	0	00:15	2.03	0.25	0.34
B7B10	CONDUIT	1.046	0	00:15	3.00	0.43	0.46
B11B12	CONDUIT	0.035	0	00:10	1.09	0.28	0.36
B12B13	CONDUIT	0.137	0	00:15	1.03	0.74	0.64
B13B14	CONDUIT	0.273	0	00:15	1.98	0.48	0.49
B14B10	CONDUIT	0.297	0	00:15	2.91	0.32	0.39
B10B15	CONDUIT	1.387	0	00:15	2.01	0.65	0.59
B16B17	CONDUIT	0.062	0	00:15	1.42	0.30	0.38
B18B17	CONDUIT	0.140	0	00:10	1.49	0.29	0.37
B17B19	CONDUIT	0.276	0	00:10	2.71	0.32	0.39
B20B21	CONDUIT	0.079	0	00:10	1.89	0.28	0.36
B22B21	CONDUIT	0.045	0	00:10	1.73	0.33	0.39
B21B19	CONDUIT	0.154	0	00:10	1.62	0.29	0.37
B19B23	CONDUIT	0.505	0	00:10	2.32	0.59	0.55
B24B23	CONDUIT	0.023	0	00:15	1.78	0.12	0.24
B23B15	CONDUIT	0.598	0	00:15	1.95	0.48	0.49
B15B25	CONDUIT	2.086	0	00:15	2.66	0.76	0.65

Figure IV.22: Résultat des vitesses favorables de la simulation finale (Zone B)

La simulation est réussie, alors tous les incidents rencontrés sont suspendus, le réseau d'assainissement de la zone B de la localité de SOUAFLIA, fonctionne avec des paramètres hydrauliques favorables (la pente, la vitesse et le diamètre).

La figure IV.23 : schématise les vitesses de la simulation finale :

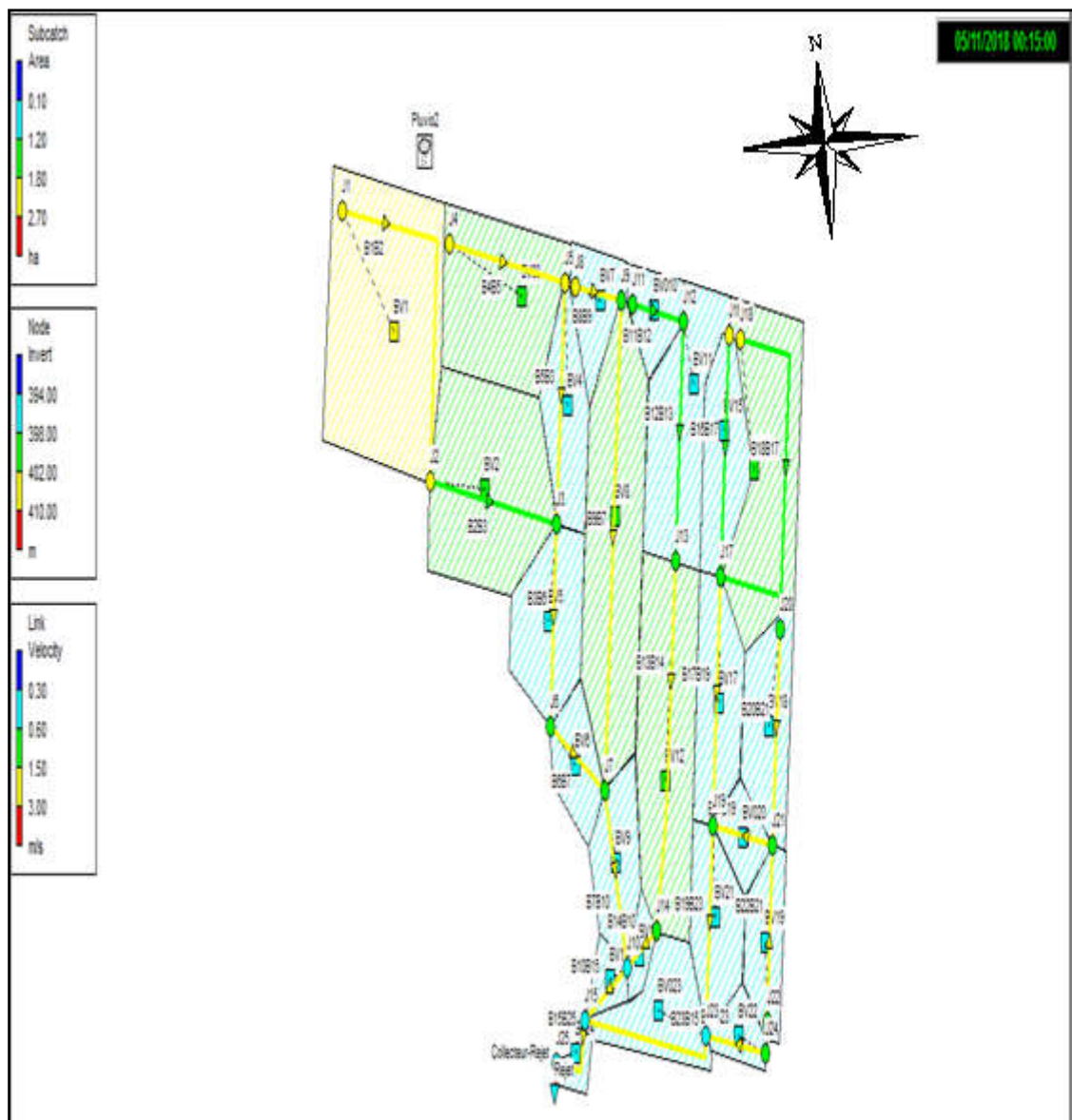


Figure IV.23: Résultat des vitesses de la simulation finale (Zone B)

Le résultat de la simulation donne des vitesses optimales varies entre 1.03 à 2,91m/s.

Figure IV.24 montre les résultats des pentes de la simulation finale :



Figure IV.24: Résultat des pentes de la simulation finale (Zone B)

IV.3.2.6. Ligne d'eau après la simulation finale (Zone B) :

Les pentes sont comprises entre (0,24 à 3,65)%, et les vitesses de l'écoulement varient entre 1,83 et 3,00 m/s, ce qui nous donne le bon fonctionnement de réseau.

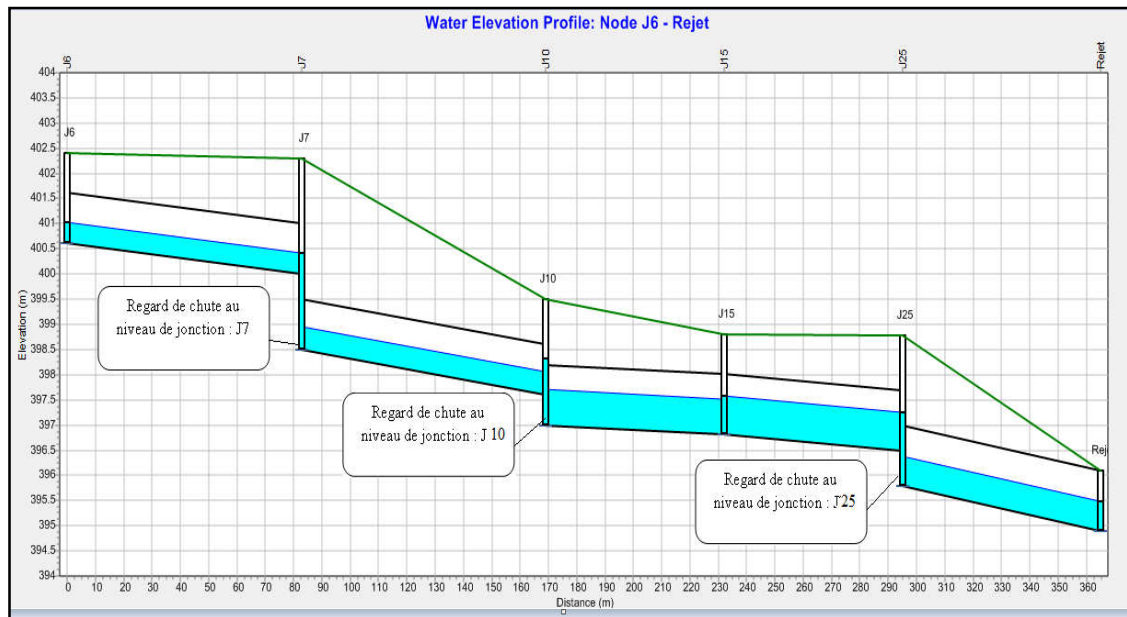


Figure IV.25: Les regards de chute au niveau de (J7 ; J10 ; J25) ; (Zone B)

La figure IV.25 montre l'emplacement des regards de chute implantés sur notre réseau (Zone B).

Les profondeurs des regards de chute (J7 ; J10 ; J25) respectivement sont :

Au niveau du regard J7 :3,80 m.

Au niveau du regard J10 :2,50 m.

Au niveau du regard J25 : 3 m.

IV.3.2.7. Interprétation et discussion des résultats de la zone B :

Les résultats obtenus par la modélisation de réseau d'assainissement de (la zone B) sont présentés dans les tableaux suivants :

1. La relation entre la précipitation et le ruissellement (pluie-débit)**Tableau IV. 14 : La relation entre la précipitation et le ruissellement (zone B)**

Sous bassin Subcatchments	précipitation (mm)	infiltra tion (mm)	ruissellemen t (mm)	Ruissellemen t 10 ⁶ ltr (litres)	Coefficient de ruissellement
BV1	172.75	83.43	86.53	2.02	0.501
BV2	172.75	84.00	84.37	1.40	0.488
BV3	172.75	84.01	84.32	1.17	0.488
BV4	172.75	83.52	86.22	0.51	0.499
BV5	172.75	83.00	87.86	1.01	0.509
BV6	172.75	83.18	87.33	0.34	0.506
BV7	172.75	82.85	88.26	0.78	0.511
BV8	172.75	84.38	82.69	1.42	0.479
BV9	172.75	83.40	86.62	0.46	0.501
BV10	172.75	83.29	86.98	0.29	0.504
BV11	172.75	83.53	86.17	0.95	0.499
BV12	172.75	83.93	84.66	1.30	0.490
BV13	172.75	82.79	88.42	0.12	0.512
BV14	172.75	83.13	87.48	0.14	0.506
BV15	172.75	83.52	86.21	0.56	0.499
BV16	172.75	83.42	86.54	1.24	0.501
BV17	172.75	83.53	86.16	0.63	0.499
BV18	172.75	83.34	86.81	0.68	0.503
BV19	172.75	83.35	86.81	0.38	0.502
BV20	172.75	83.45	86.45	0.22	0.500
BV21	172.75	83.36	86.76	0.54	0.502
BV22	172.75	83.53	86.18	0.20	0.499
BV23	172.75	84.37	82.72	0.61	0.479
BV24	172.75	82,87	88,22	0,10	0,511

D'après le tableau IV.14 montre que la hauteur de précipitation constante pendant 6 heures est de (172,75 mm), avec un coefficient de ruissellement simulé est d'environ de (50 %), ce qui nous explique que la moitié de volume d'eau précipité va s'infiltrer et le reste va ruisseler.

Alors ; comme un exemple de sous bassin 2 (BV2) de superficie de 1,66 ha avec une pente moyenne de 0,43 % ; qui produit un volume d'eau ruisselé de $(1,40 \cdot 10^6 \text{ litres})$.

1. Résultat de : (Débit, vitesse, rapport des débits, rapport de remplissage) :

Tableau IV. 15 : Résultat des (Débit, vitesse, rapport des débits, rapport de remplissage) (zone B)

Conduite	Type	Débit max (m ³ /s)	Le temps de débit maximum	Vitesse max (m/s)	Rapport de débit(r q)	Rapport de remplissage(r h)
B1B2	CONDUIT	0.225	00:10	2.66	0.25	0.34
B2B3	CONDUIT	0.370	00:15	1.34	0.57	0.54
B4B5	CONDUIT	0.120	00:15	1.84	0.38	0.43
B5B3	CONDUIT	0.180	00:15	1,47	0.67	0.60
B3B6	CONDUIT	0.684	00:15	2.74	0.50	0.50
B6B7	CONDUIT	0.738	00:15	2.40	0.36	0.41
B8B9	CONDUIT	0.104	00:10	2.18	0.34	0.40
B9B7	CONDUIT	0.237	00:15	2.03	0.25	0.34
B7B10	CONDUIT	1.046	00:15	3.00	0.43	0.46
B11B12	CONDUIT	0.035	00:10	1.09	0.28	0.36
B12B13	CONDUIT	0.137	00:15	1.03	0.74	0.64
B13B14	CONDUIT	0.273	00:15	1.98	0.48	0.49
B14B10	CONDUIT	0.297	00:15	2.91	0.32	0.39
B10B15	CONDUIT	1.387	00:15	2.01	0.65	0.59
B16B17	CONDUIT	0.062	00:15	1.42	0.30	0.38
B18B17	CONDUIT	0.140	00:10	1.49	0.29	0.37
B17B19	CONDUIT	0.276	00:10	2.71	0.32	0.39
B20B21	CONDUIT	0.079	00:10	1.89	0.28	0.36
B22B21	CONDUIT	0.045	00:10	1.73	0.33	0.39
B21B19	CONDUIT	0.154	00:10	1.62	0.29	0.37
B19B23	CONDUIT	0.505	00:10	2.32	0.59	0.55
B24B23	CONDUIT	0.023	00:15	1.78	0.12	0.24
B23B15	CONDUIT	0.598	00:15	1.95	0.48	0.49
B15B25	CONDUIT	2.040	00:15	2.66	0.76	0.65
Collecteur -Rejet	CONDUIT	2.083	00:15	3.96	0.45	0.47

Dans le tableau ci-dessus (IV.15) présente les différents rapports :

Le rapport de remplissage atteint le maximum ($r_h = 0,65$) dans tout le réseau d'assainissement au précisement dans la conduite (B15B25) est de Ø 1200 avec une hauteur de remplissage est de 78 % inférieur de 80 % avec une marge de sécurité de 22 % , ce qui nous explique que notre réseau d'assainissement fonctionne normalement.

2. Résultat du débit évacuer par le réseau d'assainissement (Zone B) :

Tableau IV. 16 : Résultat du débit évacuer par le réseau d'assainissement (Zone B)

Exutoire(Outfall)	Débit .fréquence. %	Débit maximum (m ³ /s)	Volume total évacué (10 ⁶ litres)
OUT 2	100	2,126	23,58

Le débit total évacuer par le réseau d'assainissement (système unitaire) sur une superficie de 19,90 ha est de 2,126 m³/s, avec un diamètre normalisé Ø 1200.

IV.3.2.8. Comparaison entre les résultats simulés à l'aide de logiciel SWMM et les résultats calculés par Excel (Zone B) :

Ci-dessous nous présentons une comparaison entre les résultats simulés et les résultats calculés:

1. Le tableau IV.17 présente la comparaison entre les diamètres simulés et les diamètres calculés :

Tableau IV. 17 : Comparaison entre les diamètres (Zone B)

Désignation des conduits	Ø simulé (m)	Ø calculé (m)	Longueur (m)
B1B2	0,60	0,60	260,00
B2B3	0,80	0,80	193,00
B4B5	0,45	0,45	175,00
B5B3	0,50	0,50	117,00
B3B6	0,80	0,80	98,00
B6B7	1,00	1,00	83,00
B8B9	0,40	0,40	70,00
B9B7	0,70	0,70	237,00
B7B10	1,00	1,00	86,00
B11B12	0,35	0,35	78,00
B12B13	0,50	0,40	117,00
B13B14	0,60	0,60	179,00
B14B10	0,60	0,60	44,00
B10B15	1,20	1,20	63,00
B16B17	0,40	0,40	117,00
B18B17	0,60	0,50	282,00
B17B19	0,60	0,60	120,00
B20B21	0,40	0,40	104,00
B22B21	0,30	0,30	86,00
B21B19	0,60	0,60	91,00
B19B23	0,70	0,80	101,00
B24B23	0,30	0,30	91,00
B23B15	0,90	0,90	192,00
B15B25	1,20	1,20	63,00
Collecteur-Rejet	1,20	1,20	15,00

Le tableau ci-dessus (IV.17) : donne une différence des diamètres simulés par rapport aux diamètres dans les conduites suivantes : (B12B13) ;(B18B17) à cause de la correction de la pente

2. Le tableau IV.18 : présente la comparaison entre le Max Depth simulé et le max Depth calculé :

Tableau IV.18 : Comparaison entre le (Max Depth-Cote de radier) simulé et le (Max Depth-Cote de radier) calculé on fonction de cote de projet

Nœuds (Junction)	C.P(m)	Cote du radier simulé (Invert.El) (m)	Profondeur Simulé (Max Depth(m))	Cote du radier calculé (Invert.El) (m)	Profondeur calculé (Max Depth(m))	Ø Nor mal (m)
J1	409,20	407,80	1,40	407,8	1,40	0.60
J2	403,75	402,15	1,60	402,15	1,60	0.80
J3	403,28	401,68	1,60	401,68	1,60	0.80
J4	406,40	405,15	1,25	405,15	1,25	0.45
J5	404,34	403,04	1,30	403,04	1,30	0.50
J6	402,41	400,61	1,80	400,61	1,80	1.00
J7	402,30	398,50	3,80	400,5	1,80	1.00
J8	404,10	402,90	1,20	402,9	1,20	0.40
J9	402,92	401,42	1,50	401,42	1,50	0.70
J10	399,50	397,00	2,50	397,5	2,00	1.20
J11	402,60	401,45	1,15	401,45	1,15	0.35
J12	402,10	400,90	1,20	400,9	1,20	0.50
J13	402,02	400,62	1,40	400,62	1,40	0.60
J14	400,50	399,10	1,40	399,1	1,40	0.60
J15	398,81	396,81	2,00	396,81	2,00	1.20
J16	403,29	402,09	1,20	402,09	1,20	0.40
J17	402,37	400,97	1,40	400,97	1,40	0.60
J18	404,06	402,76	1,30	402,76	1,30	0.60
J19	400,20	398,60	1,60	398,6	1,60	0.80
J20	402,30	401,10	1,20	401,1	1,20	0.40
J21	400,67	399,27	1,40	399,27	1,40	0.60
J22	402,10	401,00	1,10	401	1,10	0.30
J23	399,43	397,73	1,70	397,73	1,70	0.90
J24	402,15	401,05	1,10	401,05	1,10	0.30
J25	398,79	395,79	3,00	396,79	2,00	1.20

D'après le tableau ci-dessus (IV.18) présente les différences entre les profondeurs simulés et calculés des regards (J7 ; J10 ; J25) pour régler les pentes et au même temps les vitesses, et l'élimination de surcharge de la conduite nous avons installé un regard de chute au niveau de J25 , alors nous pouvons dire que la comparaison est parfaite la cote du projet est préservée avec le recouvrement de la conduite est respecté.

3. Le tableau IV.19 : présente la comparaison entre les rapports simulés et les rapports calculés la (Zone B):

Tableau IV.19 : comparaison entre les rapports simulés et les rapports calculés la (Zone B)

Conduites	Vitesse simulé (m/s)	Vitesse calculé (m/s)	rq (simulé)	rq (calculé)	rh simulé	rh calculé	Débits simulés (m3/s)	Débits calculé (m3/s)	h simulé (m)	h calculé (m)	Ø Simulé (m)	Ø Calculé (m)
B1B2	2.66	3,4	0.25	0,69	0.34	0,61	0.225	0,612	0,2	0,32	0,60	0,60
B2B3	1.34	1,61	0.57	0,77	0.54	0,71	0.370	0,5566	0,43	0,51	0,80	0,80
B4B5	1.84	2,16	0.38	0,76	0.43	0,64	0.120	0,2364	0,19	0,26	0,45	0,45
B5B3	2.01	2,05	0.44	0,87	0.47	0,71	0.180	0,314	0,24	0,34	0,50	0,50
B3B6	2.74	2,78	0.50	0,74	0.50	0,73	0.684	0,9181	0,4	0,52	0,80	0,80
B6B7	2.40	1,87	0.36	0,99	0.41	0,73	0.738	1,2978	0,41	0,73	1,00	1,00
B8B9	2.18	2,41	0.34	0,98	0.40	0,77	0.104	0,2646	0,16	0,31	0,40	0,40
B9B7	2.03	1,37	0.25	0,72	0.34	0,65	0.237	0,3434	0,24	0,4	0,70	0,70
B7B10	3.00	2,27	0.43	0,79	0.46	0,71	1.046	1,2724	0,46	0,65	1,00	1,00
B11B12	1.09	1,36	0.28	0,73	0.36	0,66	0.035	0,0855	0,13	0,21	0,35	0,35
B12B13	1.03	1,75	0.74	0,97	0.64	0,72	0.137	0,191	0,32	0,28	0,50	0,40
B13B14	1.98	2,16	0.48	0,67	0.49	0,58	0.273	0,3787	0,29	0,3	0,60	0,60
B14B10	2.91	3,34	0.32	0,56	0.39	0,52	0.297	0,5146	0,23	0,25	0,60	0,60
B10B15	2.01	3,48	0.65	1,01	0.59	0,82	1.387	3,5208	0,71	0,99	1,20	1,20

Suite du tableau IV.19

Conduites	Vitesse simulé (m/s)	Vitesse calculé (m/s)	rq (simulé)	rq (calculé)	rh simulé	rh calculé	Débits simulés (m3/s)	Débits calculé (m3/s)	h simulé (m)	h calculé (m)	Ø Simulé (m)	Ø Calculé (m)
B16B17	1.42	1,63	0.30	0,79	0.38	0,68	0.062	0,1457	0,15	0,25	0,4	0,4
B18B17	1.49	2,06	0.29	0,85	0.37	0,69	0.140	0,3046	0,22	0,32	0,6	0,5
B17B19	2.71	3,1	0.32	0,6	0.39	0,56	0.276	0,4979	0,23	0,28	0,6	0,6
B20B21	1.89	2,32	0.28	0,73	0.36	0,66	0.079	0,1913	0,14	0,24	0,4	0,4
B22B21	1.73	1,96	0.33	1,02	0.39	0,82	0.045	0,1275	0,12	0,25	0,3	0,3
B21B19	1.62	1,73	0.29	0,72	0.37	0,65	0.154	0,3158	0,22	0,34	0,6	0,6
B19B23	2.32	2,55	0.59	0,83	0.55	0,67	0.505	0,9602	0,39	0,5	0,7	0,8
B24B23	1.78	2,32	0.12	0,42	0.24	0,46	0.023	0,0709	0,07	0,1	0,3	0,3
B23B15	1.95	1,8	0.48	0,86	0.49	0,68	0.598	0,8836	0,44	0,58	0,9	0,9
B15B25	2.68	2,73	0.73	0,99	0.64	0,79	2.040	2,7413	0,77	0,95	1,2	1,2
Collecteur- Rejet	3.83	2,38	0.47	0,96	0.48	0,76	2.083	2,3782	0,58	0,9	1,2	1,2

D'après le tableau IV.19 montre les différents rapports de réseau d'assainissement de la zone B de la localité de SOUAFLIA

Tableau IV.20 : les conduites les plus sensibles dans le réseau d'assainissement de la zone B

conduite	Débits simulé (m3/s)	Ø Simulé (m)	h simulés %	Débits Calculé (m3/s)	Ø Calculé (m)	h calculés %
B10B15	1.387	1,20	71	3,5208	1,20	99
B15B25	2,04	1,20	77	2,7413	1,20	95

Nous observons que les hauteurs de remplissage simulés sont mieux que les calculés

h simulés sont proche de 80%, ce qui implique que le réseau fonctionne dans les meilleurs conditions.

CONCLUSION

SWMM (Storm Water Management Model version 5.1) est un logiciel de modélisation pluie-ruissellement. Il peut être utilisé pour modéliser la quantité et la qualité du ruissellement pour un événement ponctuel ou de longue durée, principalement en milieu urbain. Il a été développé par l'agence américaine EPA (Environmental Protection Agency).

La localité 'SOUAFLIA', elle se localise au Sud-ouest de wilaya de MOSTAGANEM et fait partie de la daïra de BOUGUIRAT.

Au cours de ce mémoire, nous avons dimensionné manuellement par la méthode classique « Méthode Rationnelle » et simuler à l'aide du logiciel SWMM5.1 le réseau d'assainissement du tracé proposé est de type unitaire de la localité de SOUAFLIA d'une superficie d'environ de 38 hectares. Vu la configuration topographique de la zone étudiée, elle sera doté de deux réseaux distincts chacun évacue les eaux d'une zone (Zone A et Zone B) et chacun son exutoire.

Le réseau proposé est type unitaire et aura un linéaire de 5176 m ;
Pour le réseau de la zone A, son linaire est de 2129 m le dimensionnement par la méthode rationnelle a permis d'avoir des diamètres de conduites de 0,40 à 1,00 m , des vitesses d'écoulement comprises entre 1,89 et 3,96 m/s avec des pentes motrices variantes entre 0.6 à 2.60 % ; pour des débits évacués de 0,258 à 2,261m³/s. La Simulation sur SWMM a donné des diamètres de conduites de 0,40 à 1,20m, des vitesses d'écoulement entre 1,84 à 3,22 m/s, des pentes motrices entre 0,34 à 2,50% ; pour des débits évacués de 0,118 à 1,827m³/s.

Pour le réseau de la zone B, son linaire est de 3047 m le dimensionnement par la méthode rationnelle a permis d'avoir des diamètres de conduites de 0,30 à 1,20 m , des vitesses d'écoulement comprises entre 1,36 et 3,48 m/s avec des pentes motrices variantes entre 0,3 à 2,3 % ; pour des débits évacués de 0,0709 à 2,378 m³/s. La Simulation sur SWMM a donné des diamètres de conduites de 0,30 à 1,20m, des vitesses d'écoulement entre 1,03 à 3 m/s, des pentes motrices entre 0,24 à 3,65% ; pour des débits évacués de 0,023 à 2,040 m³/s.

Les deux méthodes ont conduit à l'obtention d'un réseau fiable et autocurant avec des vitesses d'écoulement adéquates avec des pentes motrice convenable garantissant un écoulement à surface libre.

Une légère différence entre résultats des méthodes a été constatée, celle-ci est due à la différence du modèle utilisé en chaque (méthode rationnelle pour la première et le modèle d'infiltration de 'Green-Ampt' pour la seconde « SWMM »).

La simulation de notre réseau d'assainissement, fait ressortir les grands points suivants :

Notre réseau répond aux exigences futures et fonctionne normalement sans difficulté pour les deux zones étudiées, malgré le terrain accidenté de la zone A, logiciel SWMM5.1 qui nous a permis de trouver les solutions pour des situations critiques (surcharge de conduites, débordement des regards, profondeurs de recouvrement insuffisante, vitesses d'écoulement trop grandes ou trop petites...) dans un délai de temps réduit. Nous signalons que des fois, pour adoucir les pentes nous étions contraints d'implanter des regards de chute afin d'éviter le problème de la surcharge des conduites sans augmentation exagérée des diamètres des conduites.

Finalement on peut conclure que le logiciel de la simulation SWMM5.1, nous a permis d'atteindre nos objectifs et cela, en dimensionnant un réseau unitaire pour la localité de 'SOUAFLIA' et simuler son fonctionnement.

REFERENCES ET BIBLIOGRAPHIES

[1] GHEDEIR H. et HERMA H., 2017 : Modélisation d'un système d'assainissement par le modèle SWMM étude de cas de la région d'OURGLA, mémoire de Master académique en Génie de l'eau, Faculté des sciences appliquées-Université Kasdi Merbah Ouargla.

[2] LEWIS A.ROSSMAN., 2015, Environmental Scientist, Emeritus U.S.

[3] Site : <https://www.epa.gov/water-research/storm-water-management-model-swmm> (consulter le 26/02/2018).

[4] FANDI.HW et BENAZZA.FZ, 2017, Simulation d'un réseau d'eau pluviale à l'aide de logiciel SWMM (STORM WATER MANAGEMENT MODEL), mémoire de Master en Hydro-informatique, département d'hydraulique, Université Abou Bakr Belkaid, Tlemcen.

[5] Laboratoire Hydrologie et Aménagement (HYDRAM), **2008**, Modélisation de la gestion des eaux de pluie en milieu urbanisé, méthodologie de construction d'un modèle en vue d'une application avec le logiciel PCSWMM.net, Rapport de master.

[6] Site : <http://www.usherbrooke.ca/cufc/pour-votre-perfectionnement/offre-detail/203/modélisation-a-laide-du-logiciel-d'hydraulique-swmm5>. (Consulter le 26/02/2018).

[7] TELLIEZ.M., Mars 2010, EPA SWMM 5.Manuel d'initiation : Traduction et adaptation libres du tutoriel du manuel de l'utilisateur : "Storm Water Management Model – User's Manuel"

[8] BOUHANT C., 2012, Diagnostic du Réseau d'Assainissement de La ville AHMEDRACHDI, Wilaya de Mila via SWMM, Mémoire d'Ingénieur d'État en Hydraulique école nationale polytechnique d'Alger.

[9] LAMRAOUIL., 2009, Modélisation du réseau d'assainissement unitaire (cas de la ville de Boujaad, Maroc) master en management et ingénierie des services d'eau

Références et bibliographies

d'assainissement et déchet, école nationale de génie de l'eau et de l'environnement de Strasbourg.

[10] : Centre d'étude et de la réalisation en urbanisme Tlemcen., Avril 2017, Etude du plan d'occupation de sol de la Commune-SOUALFIA-daïra-de BOUGUERATE Wilaya de MOSTAGANEM – phase finale.

[11]:KERBOUSSA.N., 1992 : étude de VRD du lotissement A MAGGARINE, Mémoire de fin d'étude pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état des travaux géodésiques GENIE CIVIL. Centre national des techniques spatiales à ARZIO – wilaya de BLIDA

[12] :DERIAS.S ., 2005 :«Etude de rénovation et d'extension du réseau d'assainissement de la ville de chebli Blida» ; mémoire de fin d'étude pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique wilaya de Blida de Ecole nationale supérieure de l'hydraulique Arbaoui Abdallah; Département des spécialités-wilaya de BLIDA

[13] : TOURABI. R., 2015 : Etude d'un réseau d'assainissement de l'UC 08 flanc nord Chetouane ; Mémoire de fin d'étude de pour l'obtention un diplôme en master option traitement et technologie des eaux-Département de l'hydraulique- Faculté de technologie- Université de Tlemcen.

[14] : ABDEL AZIZ.S. ,2003 : Etude de diagnostic du réseau d'assainissement de la ville de Cheréa (w. Blida)».Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique. Ecole nationale supérieure de l'hydraulique Arbaoui Abdallah; Département des spécialités ; wilaya de Blida

[15] : AZIRA. K., Juin 2005 : Etude De La Réhabilitation du réseau D'assainissement de La ville de Boughzoul (Wilaya De Médéa) ; Mémoire de fin d'étude pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique option : Conception des systèmes d'assainissement, Ecole nationale supérieur de l'hydraulique ENSH-BLIDA.

Références et bibliographies

[16] :CHIBANE.FARHAT., 2011 : « Etude du réseau d'assainissement de la localité de TAGMA commune de Ain Fezza », projet de fin d'études pour l'obtention de master en hydraulique urbaine, Département hydraulique- Université de Tlemcen.

[17] : MARC S et BECHIR S., 2006 : Guide technique d'assainissement, Edition le Moniteur. Paris.

[18] : GHALI S., 2012. «Etude d'un schéma directeur d'assainissement de la ville Marsa Ben M'hidi» ; Projet de fin d'étude pour l'obtention du diplôme master en hydraulique; Université Abou Bekr Belkaid; Tlemcen.

[19] : Ndiaye Ousmane et Sarr Abdou Gaye; 2007. «Etude du plan directeur d'assainissement de Touba». Projet de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur de conception. Département génie civil. Université Cheikh ANTA DIOP de Dakar. Sénégal.

[20] : HADDAD .A. 2005 :« Diagnostic et extension du réseau d'assainissement de la ville de HADJOUT (Wilaya de TIPAZA) » projet de fin d'étude pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique Option: Conception Des Systèmes d'Assainissement- école nationale supérieur de l'hydraulique ENSH. Wilaya de BLIDA

[21] : MARC S et BECHIR S., 1999 : Guide technique d'assainissement, (deuxième édition : Edition le Moniteur. Paris, page 109 et page 181.

[22] : FRANCOIS V., 1994 : Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement, Edition Moniteur, Paris

[23] : Bourrier R., Satin M., Selmi B., 2010, Guide technique de l'assainissement, Ed. le Moniteur, - 775 pages

RESUME :

La localité de SOUAFLIA de la wilaya de MOSTAGANEM, a une superficie d'environ trente-huit hectares (38 ha), est pratiquement dépourvue d'un réseau d'assainissement fiable à l'exception de d'un petit tronçon. Ainsi, nous avons proposé pour ladite localité un tracé de réseau d'assainissement de type unitaire, dont la longueur total du tracé est de 5176 m, la zone d'étude décomposée en deux zones A et B, vu à la configuration du terrain chaque zone a son propre exutoire. Dans le but de dimensionner ce dernier, nous avons utilisé la méthode rationnelle et la simulation sur SWMM basé sur le modèle d'infiltration (Green-Ampt), pour aboutir à une comparaison parfaite entre les résultats obtenus par les deux méthodes avec une averse de projet.

A cet effet, les deux méthodes donnent des résultats proches avec de légères différences dues à la différence du modèle utilisé (la méthode rationnelle et le modèle d'infiltration). Le réseau obtenue pour SOUAFLIA est fiable, autocurant et assure un écoulement à surface libre avec des vitesses d'écoulement adéquates et des pentes motrices convenables.

Le logiciel de simulation SWMM5.1 nous a permis d'atteindre nos objectifs de dimensionnement et de simulation en trouvant des solutions pour des situations critiques tel que: (surcharge des conduites, débordement des regards, profondeur de recouvrement insuffisante, vitesses d'écoulement faibles ou grandes).

Mots clés :

SWMM, réseau d'assainissement, simulation, conduites, regard, débit, vitesse, pente

Abstract:

The SOUAFLIA locality of MOSTAGANEM wilaya covers an area of approximately 38 hectares (38 ha) and is practically devoid of a reliable sanitation network except for a small stretch of land. Thus, we proposed for this locality a sanitation network of unit type, the total length of the plot is 5176 m, the study area decomposed into two zones A and B, seen at the configuration of the ground each area has its own outlet. In order to size the latter, we used the rational method and the simulation on SWMM based on the infiltration model (Green-Ampt), to arrive at a perfect comparison between the results obtained by the two methods with a rainfall of project.

For this purpose, the two methods give close results with slight differences, unlike the model used (the rational method and the infiltration model). The resulting network for SOUAFLIA is reliable, self-sealing and provides free surface flow with adequate flow velocities and suitable driving gradients.

The SWMM5.1 simulation software allowed us to reach our design and simulation objectives by finding solutions for critical situations such as: (overload of pipes, overflowing of manholes, insufficient depth of coverage, low flow speeds or large).

Keywords : SWMM, sanitation network, simulation, conduits, flux, speed, slope.

ملخص:

تغطي منطقة السوافلية بولاية مستغانم مساحة تقارب (38 هكتاراً) وتخلو عملياً من شبكة الصرف الصحي باستثناء جزء صغير من السوافلية. وهكذا، اقترحنا لهذه المنطقة المحلية شبكة صرف صحي من نوع الوحدة ، ويبلغ الطول الإجمالي للقطعة 5176 م ، ومنطقة الدراسة تنقسم إلى منطقتين A و B ، نظراً لتضاريس الأرض كل منطقة لديها منفذ خاص بها من أجل تحجيم هذا الأخير ، استخدمنا الطريقة التقليدية rationnelle والمحاكاة على SWMM على أساس نموذج التسلسل (Green-Ampt) ، للوصول إلى مقارنة مثالية بين النتائج التي تم الحصول عليها بواسطة الطريقتين مع هطول الأمطار.

لهذا الغرض ، نعطى الطريقتان نتائج قريبة مع اختلافات طفيفة ، بسبب اختلاف النموذج المستخدم (التقليدية rationnelle ونموذج Green-Ampt). الشبكة الناتجة لسوافلية موثوقة ، ذاتية التنظيف ، يضمن تدفقاً على سطح حرم مع سرعات تدفق ملائمة ومنحدرات مناسبة.

برنامج المحاكاة SWMM5.1 سمح لنا للوصول إلى أهدافنا فيما يخص التحجيم والمحاكاة حيث وجدنا حلولاً لحالات حرجية مثل (الزائد في الأنابيب ، فيضان ، سرعات التدفق ضعيفة أو كبيرة....).

كلمات البحث:

SWMM ، وشبكة الصرف الصحي ، والمحاكاة ، والأنابيب ، والتدفق ، والسرعة ، المنحدر
