

SIGNES ET ABRÉVIATIONS

AEP : Alimentation en eau potable

ASS : Assainissement

A PER : surface partielle du sous bassin versant (m)

A Cum : surface cumulé du sous bassin versant (m)

APC : Assemblée populaire communale

A : surface du sous bassin versant (ha)

°C : Le degré Celsius

Cr : coefficient de ruissellement

D : la dotation (consommation moyenne journalière)

D cal : diamètre calculé(m)

D nor : diamètre normalisé (m)

EPA SWMM : Environmental Protection Agency Storm Water Management Model

h am : cote de projet amont (m)

h av : cote de projet aval (m)

H : la hauteur de remplissage en (m)

ha : hectare unité de surface

I tr: pente moyenne du tronçon (m/ml)

I tr corrigé : pente moyenne du tronçon corrigé (m/ml)

I hyd : pente moyenne du sous bassin versant (m/ml)

LID : Contrôles de développement à faible impact dans SWMM

L tr : longueur du tronçon (m)

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

m : mètre unité de longueur

m/s : mètre par seconde unité de vitesse

m³/s : mètre cube par seconde unité de débit

m³/j : mètre cube par jour unité de débit

m/ml : mètre par mètre linéaire unité de longueur

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

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

Q peu : débit de pointe des eaux usées en (m³/s)

Qps : débit de pointe spécifique (m³/s)

Q pluv : débit pluvial (m³/s)

Q Total : le débit généralement en (m³/s)

Signes et abréviations

RN : la route nationale

R q : rapport des débits

R v : coefficient des vitesses

R h : coefficient de la hauteur

STEP : Station d'épuration

T_C : temps de concentration (min)

U.R.B.A.T : Centre d'Etudes et de Réalisation en Urbanisme Tlemcen

V_{ps} : vitesse de pleine section (m/s)

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

TABLE DE MATIERE

REMARCIEMENT

DEDICACE

RESUME

LISTE DE FIGURE

LISTE DE TABLEAU

SIGNE ET ABREVIATION

TABLE DE MATIERE

Introduction : 1

***CHAPITRE 1 : Présentation du logiciel swmm et domaine
d'application***

I.1. But de la modélisation : 3

I.2. Modélisation en assainissement : 3

I.3. Objectif de modélisation : 3

I.4. Modélisation hydraulique des réseaux d'assainissement : 4

I.5. Historique: 4

I.6. Objectif de l'étude : 5

I.7. Avantages du SWMM: 5

I.8. Installation D'EPA SWMM : 5

I.9. Fenêtre principale du SWMM: 6

I.10. Menu principal: 6

I.11. Objets conceptuels disponibles dans SWMM: 7

I.11.1. Objets non visuels : 7

I.11.2. Objets visuels : 8

I.12. Différentes méthodes de calcul du SWMM: 15

I.12.1. Modèles hydrologiques : 15

I.12.2. Modèles hydrauliques: 18

I.13. Fonctionnement d'une simulation : 20

I.14. Exécuter la simulation : 20

I.15. Travaux réalisés avec le SWMM au département d'hydraulique : 22

Table de matière

CHAPITRE JJ : Présentation de la zone d'étude

II.1. Caractéristique de la zone d'étude :	24
II.1.1. Présentation de la wilaya :	24
II.1.2. Situation géographique :	25
II.1.3. Situation régionale de la zone d'étude :	25
II.1.4. Limites de la zone d'étude:	27
II.2. Données Climatiques :	27
II.3. les contraintes de la zone d'étude :	27
II.3.1. Géologie :	27
II.3.2. Hydrographie :	30
II.3.3. Hydrogéologie :	32
II.4. Contraintes et données topographiques de la zone d'étude :	32
II.5. Réseau d'assainissement :	32
II.6. Situation démographique:	34
II.7. Equipement :	34

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

III.1. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins :	36
III.2. Evaluation des débits d'eaux usées :	38
III.2.1. Estimation du débit des équipements d'eau usée :	38
III.2.2. Evaluation des débits des eaux usées d'équipement :	39
III.3. Eaux usées d'origine domestique :	39
III.3.1. Evaluation du nombre habitat future :	39
III.3.2. Evaluation du débit moyen journalier (habitats):	39
III.3.3. Evaluation des débits des eaux usées total :	40
III.3.4. Débit spécifique :	40
III.3.5. Evaluation du débit de pointe de chaque tronçon :	40
III.4. Estimations des débits des eaux de ruissellement :	42
III.4.1. Méthode superficielle :	42
III.4.2. Méthode rationnelle :	43
III.5. Evaluation du débit pluvial :	46

Table de matière

III.6. Dimensionnement du réseau :	49
III.7. Vérification des conditions d'autocurage :	52
III.8. Résultats et interprétations :	59

CHAPITRE IV : Simulation sur le logiciel SWMM

IV.1. Conditions d'application du logiciel SWMM :	62
IV.2. Étapes de la modélisation :	62
IV.2 .1. Création des objets sur le plan:	62
IV .2.2. Données d'entrées :	63
IV.3. Ligne d'eau dans les conduites :	74
IV.4. Simulation du réseau sur SWMM :	75
IV.5. Utilisation de la méthode d'infiltration Grèen Ampt :	76
IV.5.1. Modèle Steady flow (régime uniforme) :	76
IV.5.2. Modèle Dynamic Wave :	91
IV.6. Utilisation de la méthode d'infiltration Horton :	104
IV.6.1. Modèle Steady flow (régime uniforme) :	105
IV.6.2. Modèle Dynamic Wave :	118
IV.7. Comparaison entre les résultats simulés à l'aide de logiciel SWMM et les résultats calculés par la méthode Rationnelle:	130
IV.7.1 : Comparaison des résultats entre les modèles: Grèen Ampt ; Horton et la méthode Rationnelle en régime uniforme (Steady flow) :	130
IV.7.2: Comparaison entre les régimes d'écoulement Steady flow et Dynamic Wave des deux modèle Grèen Ampt et Horton :	137
Conclusion :	147

REFERANCES BEBLIOGRAPHIQUES

Introduction

Cette année l'Algérie a connu beaucoup d'inondations qui ont démontré l'insuffisance de plusieurs réseaux urbains à évacuer les eaux des crues à travers le pays (Annaba 26/01/2019, Tassillé 07/06/2019, Illizi 10/06/2019).

Ce problème est devenu de plus en plus grave d'où la nécessité de trouver des solutions rationnelles.

Le travail commence en amont, au niveau des études des réseaux unitaires. En effet, les ingénieurs seront appelés à s'améliorer et à acquérir de nouvelles méthodes afin de suivre l'évolution technique du secteur d'assainissement, ce qui permettra de contribuer à l'optimisation des investissements, à l'amélioration de la qualité du service de collecte des eaux pluviales et à assurer une gestion adéquate des réseaux à long terme.

D'une manière générale, la vérification des réseaux d'assainissement unitaires dans le cadre de leur réhabilitation se fait par la méthode superficielle. Or, cette méthode n'est destinée que pour le dimensionnement, elle ne permet que d'estimer le débit de pointe à l'exutoire et ne permet en aucun cas de savoir le fonctionnement réel du réseau ou cours de l'averse.

En revanche, grâce à la révolution numérique il existe de nouvelles méthodes se basant sur des outils informatiques (logiciels) qui réalisent la simulation des réseaux en prenant en compte le temps parmi les paramètres principaux dans les formules de calculs.

Ces méthodes permettent aux concepteurs de mieux comprendre le fonctionnement des réseaux en temps de pluie. Ce qui facilite la prise des décisions les plus adéquates aux problèmes liés aux réseaux d'assainissement.

Pour éviter tous ces problèmes, les gestionnaires des réseaux doivent avoir un bon dimensionnement de leur réseau soit en cas de réhabilitation soit en cas d'extension. Une bonne évaluation des capacités de transit d'un réseau nécessite la disposition des modèles adéquats de simulation des réseaux et la maîtrise des formules de calcul convenable à la zone du projet.

La nécessité d'une modélisation globale des réseaux d'assainissement devient évidente. Elle permet en effet le contrôle de l'état d'un système, la simulation d'une planification future ou l'évaluation des modifications des aménagements en vue de les améliorer.

Introduction

Notre projet consiste à dimensionner et simuler le réseau d'assainissement de la zone Nord-est de la wilaya d'Ain Témouchent, qui couvre une superficie de 17.5 ha.

Dans le but de dimensionner ce dernier, nous avons utilisé la méthode rationnelle et la simulation sur SWMM basé sur le modèle d'infiltration (Grèen Ampt et Horton), pour aboutir à une comparaison entre les résultats obtenus par les trois méthodes.

Pour ce faire, notre projet s'articule autour de quatre chapitres et une conclusion

Chapitre I : Présentation de logiciel SWMM5.1 et ces domaine d'application ; Une description du logiciel qui nous permettra de maitriser l'application et l'utilisation de logiciel ; la création des objets, options de simulation et domaine d'application.

Chapitre II : présentation de la zone d'étude.

Dans ce chapitre nous avons élaboré une étude du site qui est nécessaire pour connaître les caractéristiques naturelles et physiques de la zone d'étude et les facteurs influençant la conception du projet.

Chapitre III : évaluation des débits et dimensionnement du réseau d'assainissement.

Ce chapitre est consacré au calcul manuel et l'évaluation des débits et dimensionnement de réseau d'assainissement en utilisant la méthode rationnelle

Chapitre IV : Vérification du fonctionnement du réseau par SWMM.

Le réseau proposé avec ces caractéristiques (longueurs de conduite, pente, positions des nœuds avec son débit des eaux usées transités, et leurs côtes, averse de projet.....).

CHAPITRE I :

PRESENTATION DU LOGICIEL SWMM ET DOMAINE D'APPLICATION

Dans ce chapitre, nous présenterons les modèles de simulation d'écoulement à surface libre que l'on peut utiliser en réseau d'assainissement.

I.1. But de la modélisation :

Analyse du fonctionnement du réseau d'assainissement grâce à une simulation sur ordinateur qui nous permettra de détecter les points noirs du réseau réalisé (débordement dans les regards, surcharge des conduites.....).

Après cette analyse, des solutions seront suggérées pour l'amélioration du réseau actuel [1].

I.2. Modélisation en assainissement :

La modélisation en assainissement urbain, Hémain (1991) rappelle que les modèles déterministes peuvent être de nature empirique, mécaniste ou conceptuelle. Dans le premier cas, les relations entre variables sont déduites des observations par des techniques d'identification souvent statistiques, comme cela sera présenté par la suite. Les modèles mécanistes découlent d'une analyse physique et théorique plus ou moins simplifiée des phénomènes [2].

I.3. Objectif de modélisation :

L'objectif principal d'un modèle est de fournir une vision du fonctionnement global du réseau afin de représenter le plus fidèlement possible la réalité. Il est bien-sûr absolument nécessaire de vérifier l'objectif, 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. Les modèles de simulation hydraulique (onde cinématique ou onde dynamique) sont destinée à :

- L'analyse des performances des systèmes existants ;
- L'évaluation les mesures d'amélioration du système en vue de réduire les inondations et contrôler les déversements ;
- Réduire les inondations et le contrôle ;
- L'évaluation des impacts dans le milieu récepteur : estimation des charges polluantes (y compris les sources diffuses) déversées en temps de pluie ;

- Pour soutenir les stratégies de réhabilitation (évaluer l'efficacité des solutions) [3].

I.4. Modélisation hydraulique des réseaux d'assainissement :

Les modèles tiennent en compte plusieurs variables comme la hauteur de ruissellement, la vitesse minimale et maximale, entrées en charges et d'autres paramètres. Entre les logiciels actuellement disponibles, se distinguent en particulier les suivants :

- FLUPOL- MOSQUITO (développé en collaboration avec l'Agence de l'eau SeineNormandie) pour la simulation des charges polluantes en entrée dans des réseaux ;
- CANOE (logiciel français développé par le LGCIE (Laboratoire de Génie Civil et d'Ingénierie Environnementale) et Sogreah) ;
- Info Works (de Wallingford Software) ;
- SWMM (l'Environmental Protection Agency - EPA) ;
- Sewer GEMS ;
- Sewer CAD ;
- MOUSE ;
- Aqua CAD ;
- HYDROUTI ;
- MIKE URBAN [2].

Remarque : puisque notre projet est concerné au logiciel SWMM, nous élargirons le sujet et offrir tous les détails du logiciel.

I.5. Historique:

Le logiciel SWMM a été choisi pour effectuer les simulations d'un bassin de drainage urbain, car c'est le modèle plus communément utilisé par les municipalités de la grande région de Montréal pour la conception des réseaux et la simulation de leurs réseaux de drainage pour la prise de décision. SWMM est un modèle qui a été développé dans les années 1970s. Ce modèle a été mis à jour plusieurs fois et la dernière version est SWMM 5.0 (Rossman 2008). SWMM est encore largement utilisé pour simuler la quantité et la qualité des eaux urbaines et pour simuler les sources diffuses de polluants (Elliott and Trowsdale 2007, Tsihrintzis and Hamid 1997). Ce modèle simule la dynamique des événements de pluies instantanés et en continu (à long terme) [4].

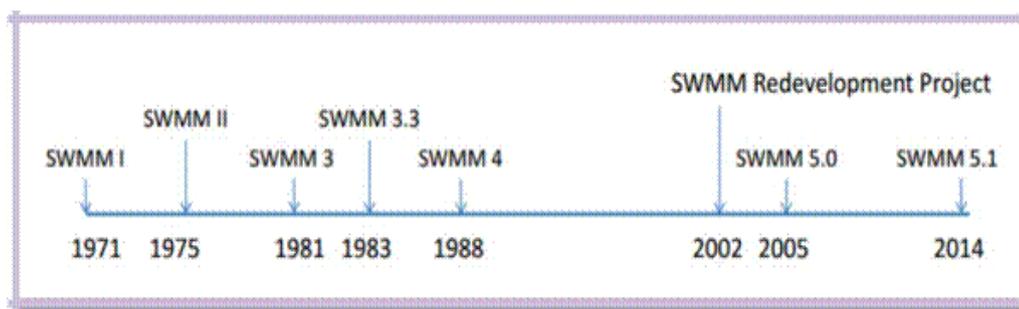


Figure I.1 : Historique de développement de logiciel SWMM [4].

I.6.Objectif de l'étude :

- Etre capable d'utiliser le logiciel de modélisation des réseaux d'assainissement pluvial ou unitaire SWMM5 pour le diagnostic et le dimensionnement de réseaux ;
- Savoir modéliser un réseau d'assainissement urbain et ses évolutions éventuelles futures et connaître les étapes et les limites d'une telle modélisation ;
- Pouvoir simuler le fonctionnement d'un réseau d'assainissement urbain pour réduire le débit de ruissellement qui atteint les conduites d'assainissement [5].

I.7.Avantages du SWMM:

Le logiciel EPA SWMM à 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 [6].

I.8.Installation D'EPA SWMM :

La version 5 d'EPA SWMM est conçue pour fonctionner sous le logiciel d'exploitation des fenêtres 98/NT/ME/2000/XP/Vista d'un ordinateur individuel d'IBM/Intel-compatible. Elle est distribuée sous forme d'un dossier simple, epaswmm5_setup.exe, qui contient un programme self-extraction d'installation. Pour installer EPA SWMM :

- Course choisie du menu de début de fenêtres ;
- Entrez dans le plein chemin et nom du dossier d'epaswmm5_setup.exe ou cliquez le bouton de lecture rapide de le localiser sur votre ordinateur ;
- Cliquez le type CORRECT de bouton pour commencer le processus d'installation [6].

I.9.Fenêtre principale du SWMM:

La fenêtre principale EPA SWMM représentée à la Figure I.2 ; se compose des éléments d'interface utilisateur suivants: un menu principal, plusieurs barres d'outils, une barre d'état, la fenêtre Carte de zone d'étude, un panneau de navigation et une fenêtre de l'éditeur de propriété [7].

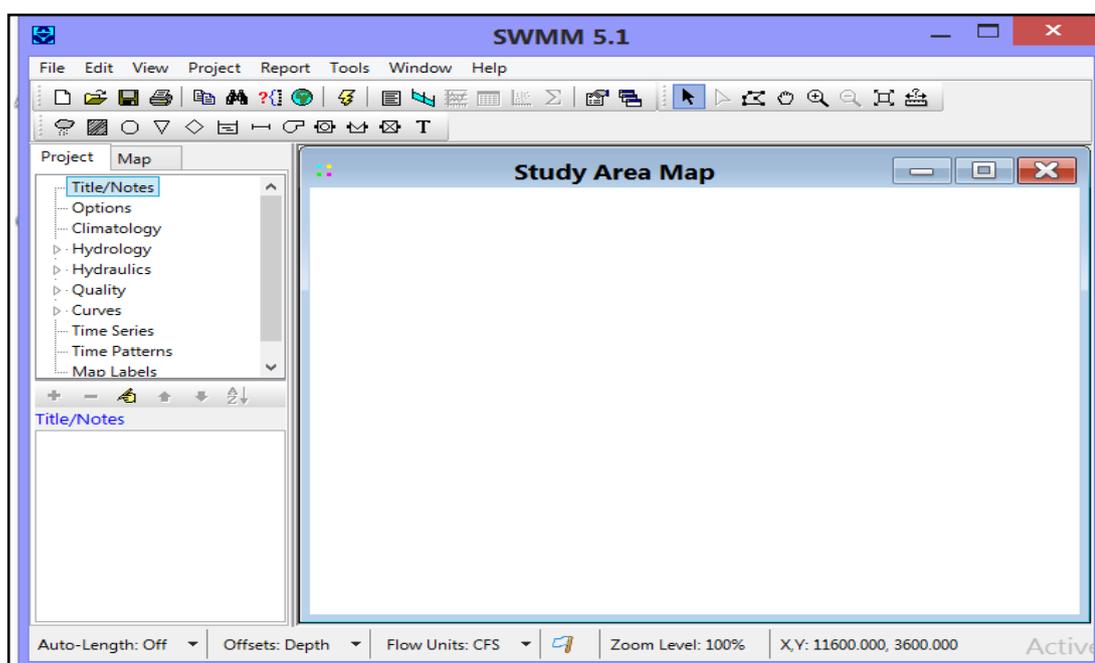


Figure I.2: Fenêtres principales du logiciel SWMM [7].

I.10.Menu principal:

Le menu principal situé en haut de la fenêtre principale EPA SWMM contient une collection de menus utilisés pour contrôler le programme.

File : Le menu Fichier contient des commandes pour ouvrir et enregistrer des fichiers de données et pour l'impression

- Edit Menu : Le menu Edition contient des commandes d'édition et de copie ;

- View Menu : Le menu Affichage contient des commandes permettant d'afficher la carte de la zone d'étude ;
- Report Menu: Le menu Rapport contient des commandes utilisées pour signaler les résultats d'analyse dans différents formats ;
- Tools Menu : Le menu Outils contient les commandes utilisées pour configurer les préférences de programme, les options d'affichage de la carte de zone d'étude et les outils complémentaires externes ;
- Help Menu : Le menu d'aide contient des commandes pour obtenir de l'aide pour utiliser EPA SWMM.

L'utilisation de SWMM est guidée généralement par les étapes suivantes :

1. Spécifier un ensemble par défaut des options et l'objet des propriétés à utiliser ;
2. Dessiner une représentation du réseau des composantes physiques de la zone d'étude ;
3. Modifier les propriétés des objets qui composent le système ;
4. Sélectionnez un ensemble d'options d'analyse ;
5. Exécuter une simulation ;
6. Afficher les résultats de la simulation ;
 - i. Les écoulements superficiels;
 - ii. L'évacuation (propagation) des écoulements superficiels à travers réseau d'assainissement et ses ouvrages hydrauliques [6].

I.11. Objets conceptuels disponibles dans SWMM:

I.11.1. 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 [8].

I.11.2. 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.

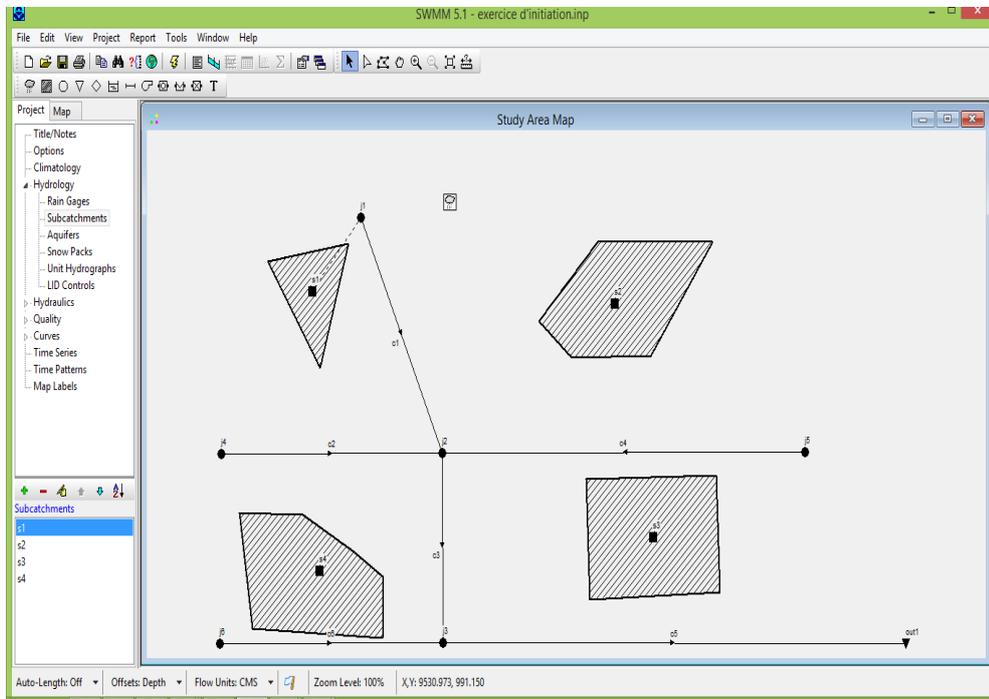


Figure I.3: Schéma représentatif des différents éléments constitutifs du modèle SWMM

Il existe deux types d'objets hydrauliques : les nœuds (node) et les liens (link) ; il est nécessaire d'insérer un nœud à l'amont et à l'aval de chaque lien. Outre leurs fonctions propres, les différents nœuds permettent de définir les paramètres topographiques des liens qui leur sont associés [8].

A. Les nœuds :

Les nœuds se comptent au nombre de quatre :

- Nœud de jonction (Junction Nodes):

Les nœuds de jonction sont des points permettant de créer des liens entre différents objets ; en réalité ils peuvent représenter la confluence de deux canaux ou un regard dans un réseau d'assainissement [9].

- Nœud de chute (Outfall Nodes) :

Ce sont les objets constituant les points finaux situés en aval du réseau [9].

➤ Nœud de diversion de l'écoulement (Flow Divider Nodes) :

Ce sont les nœuds qui permettent de séparer un écoulement en deux. La séparation peut se faire de différentes manières :

- Cutoff divider : détourne les débits supérieurs à une valeur définie ;
- Over flow divider : détourne les débits lorsque la capacité de la conduite est atteinte ;
- Tabular divider : le débit détourné est fonction du débit entrant ;
- Weir Divider : utilisation d'une équation de type « déversoir » [9].

➤ Unité de Rétention (Storage Units) :

Ces objets vont permettre de définir des volumes de rétentions. Ils seront décrits par une fonction prédéfinie ou des tables déterminant la surface en fonction de la hauteur.

En réalité, ces unités peuvent représenter un simple bassin de rétention aussi bien qu'un lac [6].

B. Les liens :

➤ Conduites (Conduits)

Elles représentent les tuyaux ou canaux dans lesquels les eaux vont s'écouler d'un nœud à un autre. Leur section transversale peut être sélectionnée dans une liste de section standard ou définie par l'utilisateur [8].

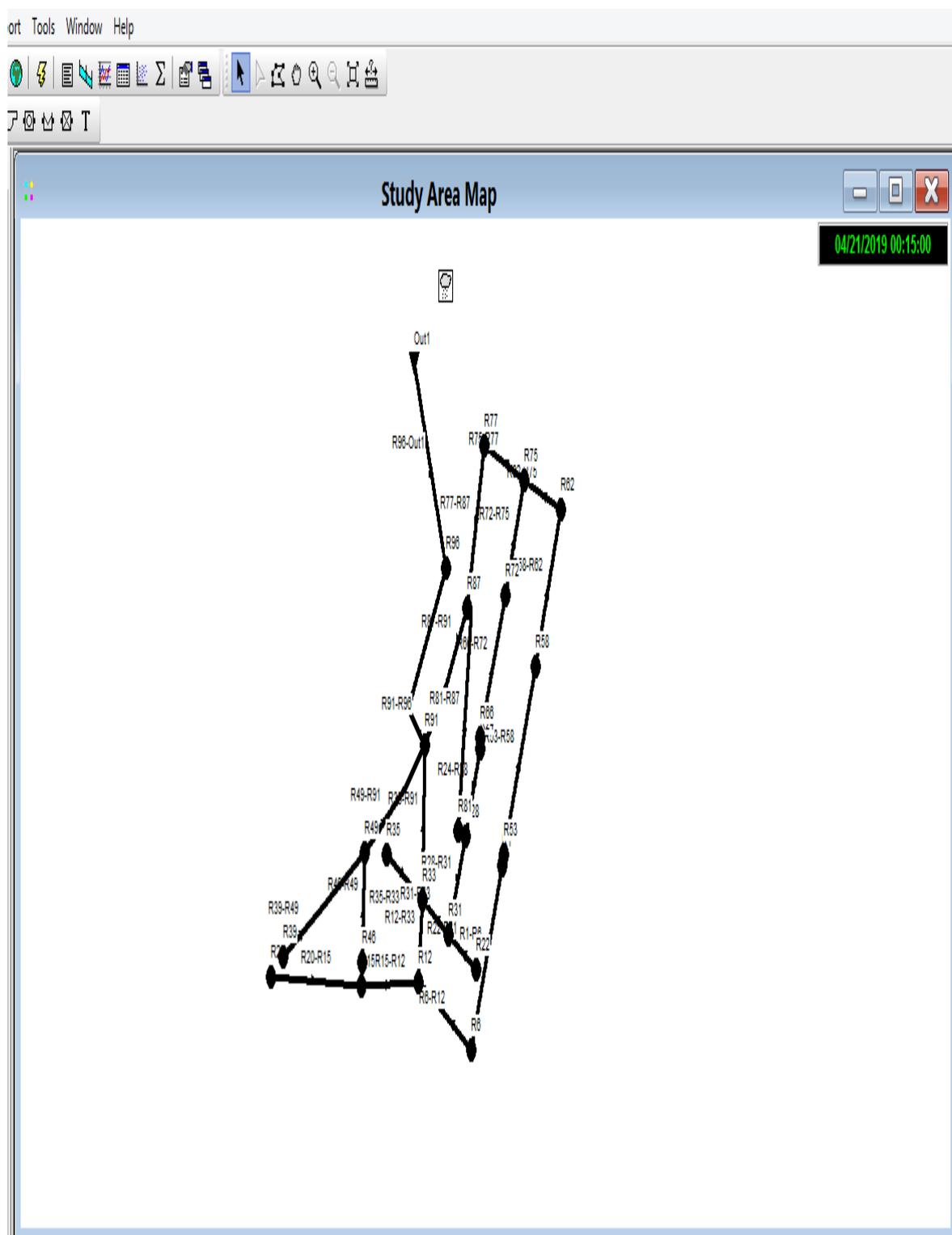


Figure I.4: schéma représentatif des conduites dans le modèle SWMM

Les principaux paramètres nécessaires aux conduites sont :

- ✚ la longueur, la rugosité, l'élévation par rapport au point bas du nœud amont et aval, ainsi que la géométrie de la section transversale.

Les formes de sections transversales disponibles pour les conduites :

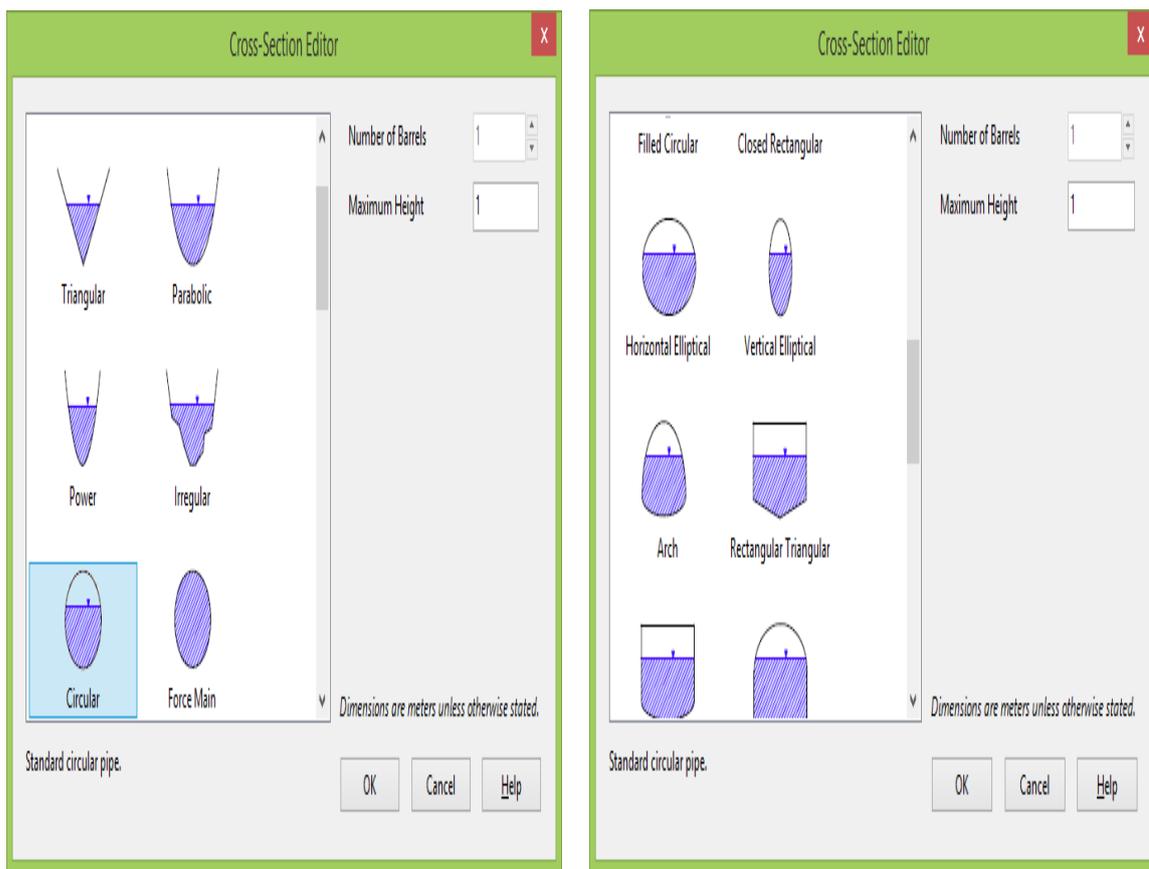
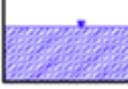
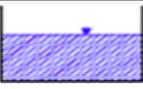
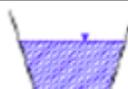
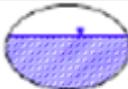
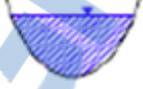
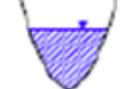
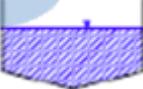
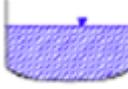
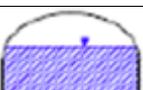
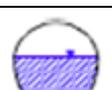
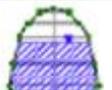


Figure I.5: Schéma représentatif les formes de sections transversales disponibles pour les conduites [10].

Le **tableau I.1** ci-après montre quelques formes de section transversales disponible pour les conduits :

Tableau I.1: Formes de sections transversales disponibles pour conduits [8].

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	

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.

$$Q = \frac{1,49}{n} \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} \dots \dots \dots (I. 1) [8].$$

Avec :

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

A : section transversale (ha) ;

R: rayon hydraulique (m) ;

S : la pente de la conduite (m/m).

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 est:

$$Q = 1,318 \cdot C \cdot A \cdot R^{0,63} \cdot S^{0,54} \dots \dots \dots (I. 2) [8].$$

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:

$$Q = \sqrt{\frac{8 \cdot g}{f}} \cdot A \cdot R^{1/2} \cdot S^{1/2} \dots \dots \dots (I. 3) [8].$$

Où

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

- Pompes (Pumps)

Les pompes ont pour but de relever les eaux [6].

- Les régulateurs d'écoulement (Orifice, Weir, Outlet Flow).

Ce sont des structure ou artifices qui ont pour fonctions de contrôler ou détourner les écoulements. Ils sont typiquement utilisés pour :

- contrôler les écoulements dans les systèmes de rétention ;
- prévenir les risques de surcharge du système ;
- détourner les eaux dans les différents systèmes de traitements [6].

C. 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.

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) [8].

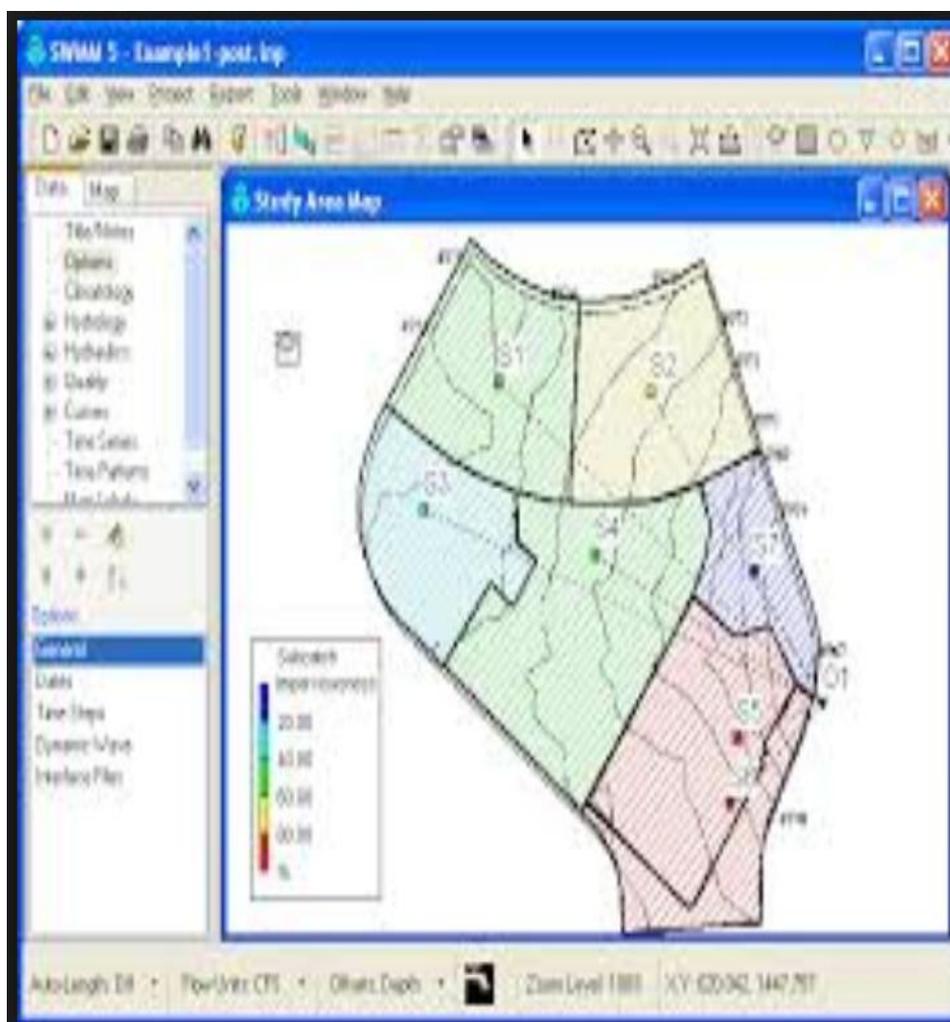


Figure I.6 : Paramètres de sous bassin versant(Subcatchments) [10].

D. 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 [6].

I.12. Différentes méthodes de calcul du SWMM:

Parmi les différentes méthodes de calcul dans logiciel SWMM on peut citer :

I.12.1. Modèles hydrologiques :

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

A. Modèle d'infiltration :

Différentes méthodes pour modéliser les pertes par infiltration dans l'aire perméable du bassin versant sont utilisables dans SWMM sont :

1-Horton : est un modèle empirique de représentation de l'infiltration sur les sols perméables.

Le modèle d'Horton consiste à exprimer la capacité d'infiltration normale d'un sol sous la forme suivante :

$$\text{Avec : } f(x) = fc + (f0 - fc) \times e^{-kt} \dots \dots \dots \text{(I.4) [8].}$$

f0 : Capacité d'infiltration du sol en (mm/h).

fc: Capacité d'infiltration du sol saturé (mm/h).

k : Constante de temps positive.

2-La méthode Curve Number : est dérivée d'une méthode SCS Curve Number, très utilisée dans des modélisations simplifiées du ruissellement .Elle assume que la capacité totale d'infiltration du sol peut être trouvée à l'aide du Curve Number qui permet une diminution de cette capacité en fonction de la pluie cumulée (USDA, 1986). Ce Curve Number, un coefficient d'aptitude au ruissellement intermédiaire permet d'estimer la capacité d'infiltration maximale du sol dépendamment du type de sol, des conditions d'humidité initiales du sol et de l'occupation du sol. Il varie entre 0 et 100 et est d'autant plus grand que les surfaces sont imperméables. Cette méthode représente l'infiltration d'une façon plus simplifiée que les méthodes Horton et Grèen Ampt [11].

3-Le modèle Green-Amp : est 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 [8].

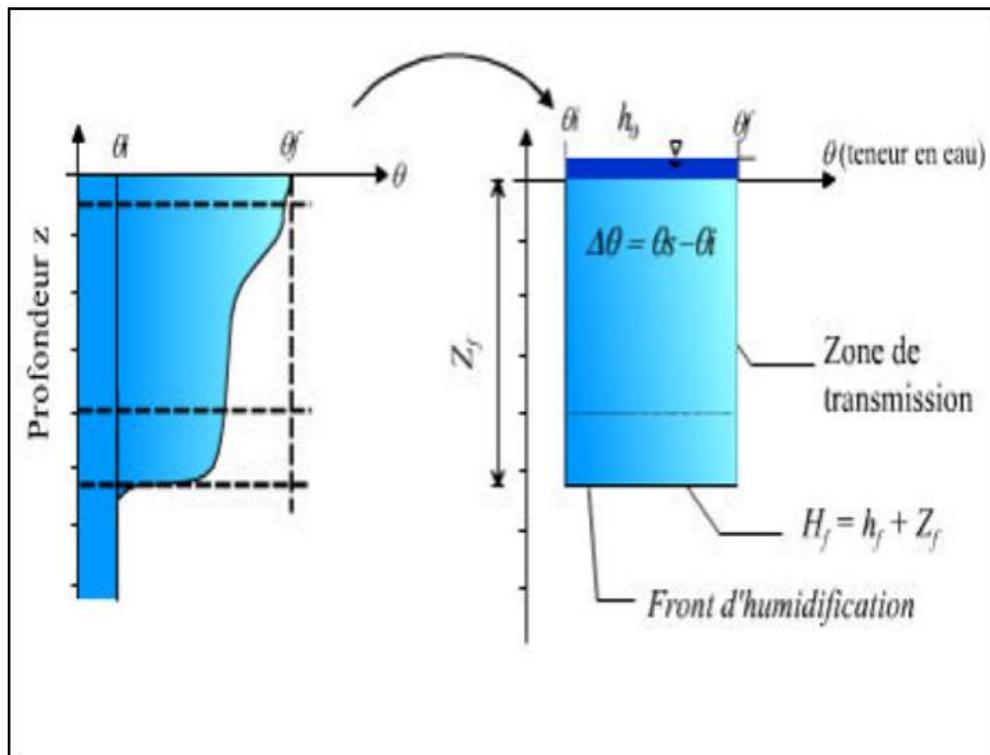


Figure I.7: Schéma du processus d'infiltration Green Ampt [8].

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) ;($hf < 0$)
- h0:** hauteur d'eau au niveau de la surface du sol (mm) ;
- qf:** 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 %) [8].

B. Evaporation :

L'évaporation intervient pour l'eau stagnante sur les surfaces du bassin versant, pour l'eau souterraine et pour l'eau stockée. Elle peut être définie comme une constante, un groupe de valeurs moyennes ou calculées à partir de valeurs quotidiennes de température et de vitesse du vent [12].

C. Précipitation :

La pluie est la principale variable dans une simulation quantitative du ruissellement urbain. Le volume et le débit du ruissellement vont dépendre directement de l'ampleur de la pluie, de sa dimension temporelle et spatiale sur le bassin versant. Chaque bassin versant est relié à un module de création de pluie qui aide à construire des hyétoigrammes de pluie, ou à les importer [12].

D. Ruissellement :

Chaque bassin est traité comme un réservoir non linéaire. Les entrants sont la précipitation et le ruissellement provenant d'autres bassins. Les sortants sont l'infiltration, l'évaporation et le ruissellement. La capacité de ce réservoir correspond à la hauteur maximale d'eau stockée par la surface. La Figure 1.8 illustre la formation du ruissellement dans SWMM [6].

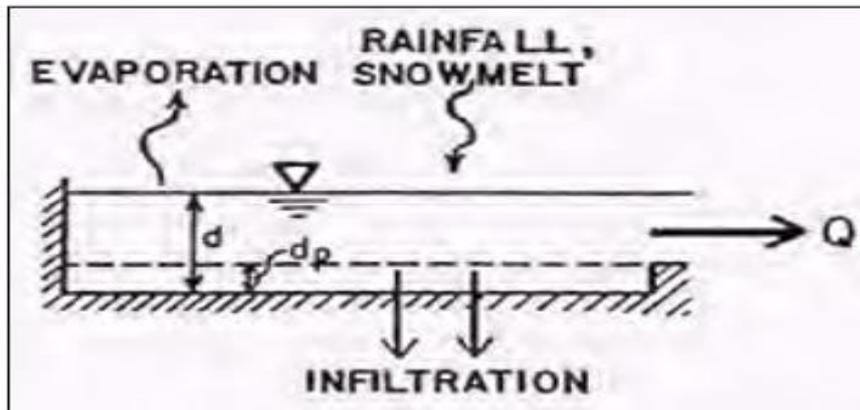


Figure I.8 : Représentation du ruissellement [6].

Le ruissellement, Q , se produit seulement lorsque la hauteur d (mm) dans le réservoir excède la hauteur de stockage, dp (mm), le débit sortant est alors donné par l'équation de Manning :

$$Q = W \frac{1.49}{n} (d - dp)^{\frac{5}{3}} s^{1/2} \dots\dots\dots (I.5) [6].$$

W : la largeur de rectangle équivalant du bassin versant (m),

S : pente (%),

n : son coefficient de rugosité [6].

I.12.2. Modèles hydrauliques:

Parmi les modèles hydrauliques on peut citer :

A. Modèle de ruissellement de l'onde cinématique:

Il s'agit d'un modèle conceptuel qui représente le bassin versant comme un canal rectangulaire à surface libre [8].

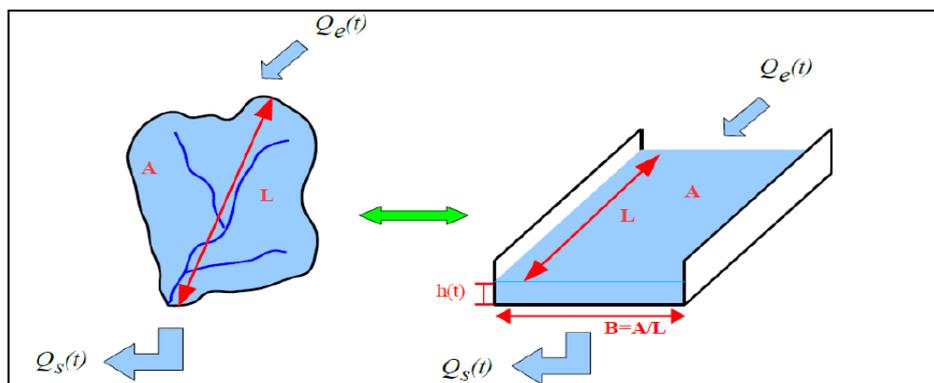


Figure I.9 : Schéma du modèle de ruissellement de l'onde cinématique [8].

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 :

$$Q(t) = A \cdot R_H(t)^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{I} \dots \dots \dots (I.6) [8].$$

$$R_H(t) = \frac{B \cdot h(t)}{B + 2 \cdot h(t)} \cong h(t) \dots \dots \dots (I.7) \text{ car } h(t) \ll B [8].$$

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 $Q_s(t)$:

$$\frac{dV(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t) \dots \dots \dots (I.8) [8].$$

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

$$V(t) = A \cdot h(t) \dots \dots \dots (I.9) [8].$$

A : section du canal (m^2) ;

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

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). [8]

B. Modèle de transfert :

Il y'a trois modèles qui sont disponibles :

- Steady Flow : Écoulement permanent et uniforme dans chaque tronçon et à chaque pas de temps (Translation simple de hydrogramme) ;
- Kinematic Wave : Modèle de l'onde cinématique ;
- Dynamic Wave : Modèle de l'onde dynamique (Résolution des équations de Barré de Saint Venant) [6].

I.13.Fonctionnement d'une simulation :

Une fois que la zone d'étude a été convenablement décrite, on peut simuler la réponse au ruissellement, l'acheminement du débit et le comportement de la qualité de l'eau.

Cette section explique comment spécifier les options à utiliser dans l'analyse, comment exécuter la simulation et comment résoudre les problèmes courants qui peuvent se produire [8].

I.14. Exécuter la simulation :

Pour exécuter la simulation, on doit commencer par choisir les options dans le menu et on choisit l'unité du débit (m³/s).

1-Pour le modèle hydraulique : SWMM nous offre de choisir entre trois (03) modèles :

- ✓ Le premier (**Steady Flow**) est basé sur l'hypothèse que l'écoulement de l'eau est permanent et uniforme dans chaque tronçon et à chaque pas de temps. (utilisé l'équation de Manning) ;
- ✓ Le deuxième modèle qui est basé sur l'onde cinématique (**kinematic Wave**) ne doit être utilisé qu'en écoulement à surface libre en absence de toute influence aval ;
- ✓ Le troisième modèle (**Dynamic Wave**) est le plus complet. C'est un modèle de l'onde dynamique basé sur la résolution des équations de Barré de Saint Venant [15].

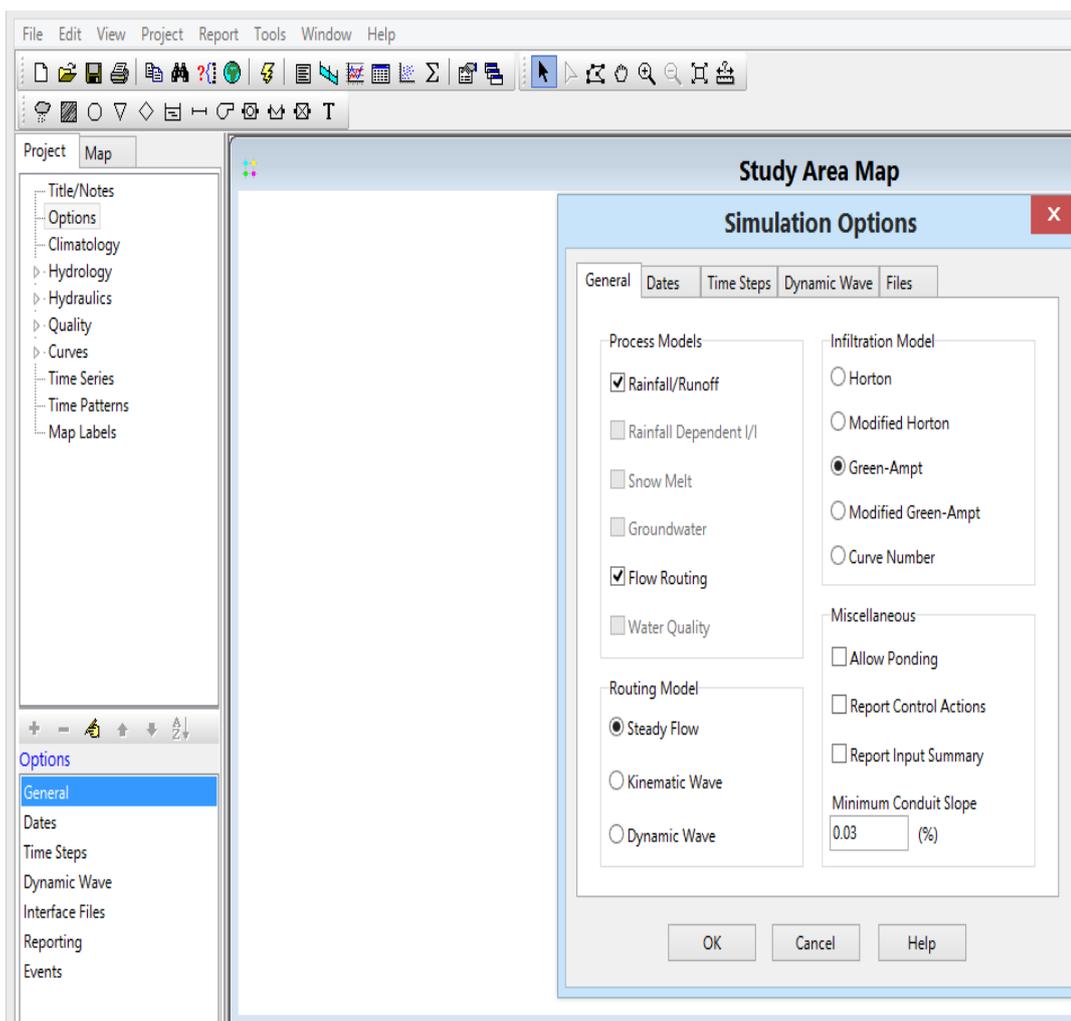


Figure I.10 : Choix des options de simulation [7].

2-Lancer la simulation :

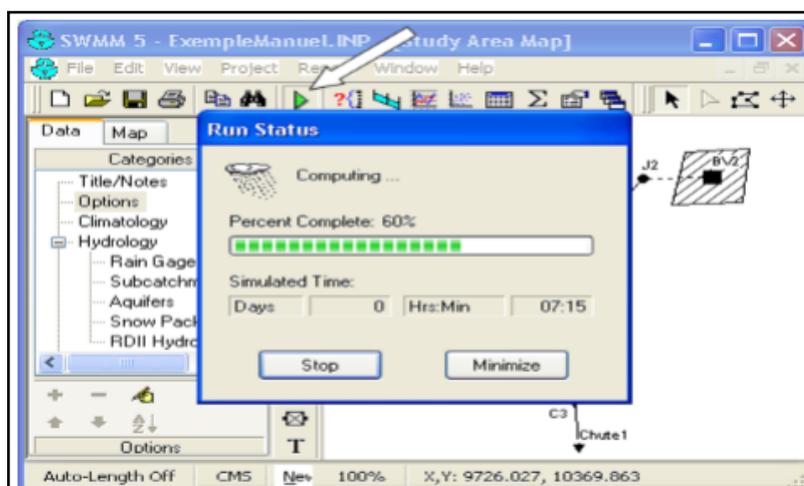


Figure I.11: Lancer l'analyse [6].

3-Visualisation de la simulation :

Les résultats de la simulation peuvent être visualisés en code couleur sur plan d'étude

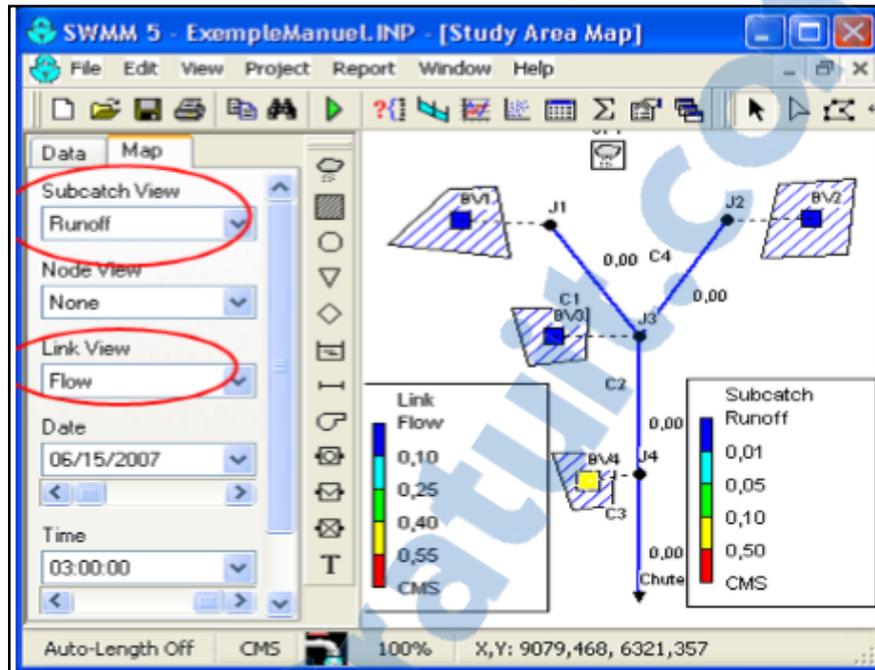


Figure I.12 : Exemple des résultats sur le plan d'étude [6].

I.15.Travaux réalisé avec le SWMM au département d'hydraulique :

Voici deux travaux réalisés dans le département d'hydraulique présentant l'application de logiciel SWMM :

-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) » [14].

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 à 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.

-BRAHMI M et ZILAL M. 2018, 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 [15].

Après la modélisation de réseau d'assainissement à l'aide de logiciel SWMM de l'étude de cas de la localité de SOUAFLIA wilaya de Mostaganem , 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).

CHAPITRE II :**PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE**

Avant la mise en place d'un projet d'assainissement, une étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques naturelles et physiques des lieux et les facteurs influençant sur la conception du projet [16].

II.1. Caractéristique de la zone d'étude :**II.1.1. Présentation de la wilaya :**

La wilaya d'Ain Temouchent présente un point de relai entre les wilayas d'Oran, Sidi Bel Abbès et Tlemcen, c'est une ville carrefour importante entre la métropole oranaise et les villes ouest et sud de la région [17].



Figure II.1 : Situation Nationale de la wilaya d'Ain Temouchent [17].

II.1.2. Situation géographique :

La Wilaya d'Ain Temouchent est située à l'Ouest du pays, elle est limitée Géographiquement comme suit :

- ✓ Au nord par la mer méditerranée ;
- ✓ A l'Est par la Wilaya d'Oran ;
- ✓ A l'Ouest par la Wilaya de Tlemcen ;
- ✓ Au Sud par la Wilaya de Sidi Bel abbes. [17]



Figure II.2 : Situation géographique de la wilaya d'Ain Temouchent [17].

II.1.3. Situation régionale de la zone d'étude :

La zone d'étude qui couvre une superficie de 17.5 ha est située au Nord-est de la ville de Aïn Temouchent elle est limitée comme suite :

- 1-Nord : Chaabat el leham ;
- 2-Sud : Aïn kihel-aghlal ;
- 3-Est : Chentouf ;
- 4-Ouest : Sidi Ben Adda [18].



Figure II.3 : la zone Nord-Est d'Ain-Temouchent [Google Earth].

II.1.4.Limites de la zone d'étude:

La zone d'étude est limitée au Nord par des terrains agricoles, au Sud par des constructions existantes et un terrain (groupement de gendarmerie projeté), à l'Est par la zone d'activité et la RN108 et à l'Ouest par le chemin de fer [19].

II.2. Données Climatiques :

Nous avons cité les données climatiques comme suit :

Le tableau II.1 donne les variations mensuelles 2018 des températures et des précipitations de La ville d'Ain Temouchent.

Tableau II.1 : les variations mensuelles des températures et des précipitations de la zone d'Ain Temouchent.

	Janv	Févr	Mars	Avril	Mai	Juin	Jui	Août	Sept	Octo	Nov	Déc
Température moyenne (°C)	10.8	11.5	13.2	15.1	17.9	21.5	24.9	25.7	22.8	19.2	14.7	11.8
Température minimale moyenne (°C)	6.8	7.2	9.1	10.7	13.9	17.3	20.4	21.2	18.5	15.1	10.8	7.2
Température maximale (°C)	14.9	15.9	17.3	19.6	22	25.7	29.4	30.2	27.2	23.4	18.6	16.5
Précipitations moyenne (mm)	62	66	51	49	37	14	1	3	15	42	71	74

Source :ANRH Tlemcen

Une différence de 73 mm est enregistrée entre le mois le plus sec et le mois le plus humide. 14.9 °C de variation sont affichés sur l'ensemble de l'année.

Les précipitations sont annuelles (519mm).

II.3. les contraintes de la zone d'étude :

Nous allons étudier la géologie, l'hydrogéologie et l'hydrographie de la région d'Ain Témouchent.

II.3.1. Géologie :

Sur le plan géologique, la région d'Ain Temouchent est située dans la zone externe de la chaîne alpine.

Les grands traits géologiques sont marqués par des terrains autochtones d'une part et des terrains allochtones d'autre part [18].

A. Les formations allochtones :

Elles sont des formations étrangères est représentée essentiellement par les unités suivantes :

- *Unité d'El Malleh* ; elle affleure au Djebel Sidi Kacem, où on reconnaît des schistes d'âge Jurassique moyen et des calcaires d'âge Jurassique supérieur.

Cette unité est métamorphisée, est d'affinité rifaine.

- *Unité de Chouala* ; cette unité affleure aux alentours d'Arlale est représenté généralement par des marnes associées avec des calcaires argileux.

- *Unité Oligocène* ; elle est formée par des calcaires glauconieux sableux et des grés à ciment calcaire. Elle affleure dans la région d'Aghlel, elle est d'âge Oligo- Aquitainien.

Ces deux dernières unités, sont allochtones d'affinités telliennes est non métamorphisées [18].

B. Les formations autochtones :

Elles sont représentées généralement par le Miocène qui se subdivise en :

1- Miocène synchrone-nappe (contemporain à l'arrivée des nappes) :

Se développe au niveau des monts Sebaa Chioukh, il est constitué essentiellement par des marnes gris verdâtre à grés gris roux.

2- Miocène post-nappe

Le miocène post-nappe, lui-même est subdivisé en deux cycles :

- ✓ Un Miocène du premier cycle post-nappe constitué par des argiles vertes, de grés et poudingues.
- ✓ Un Miocène du deuxième cycle post-nappe représenté par:
 - Une formation rouge continentale à saumâtre marneuse ;
 - Une formation marine constituée par des marnes bleutées ;
 - Une formation à calcaire continentale [18].

C. Les formations Plio-Quaternaires :

Le pliocène est constitué par des marnes à aspect détritique et des marnes argileuses.

Au-dessus de formations citées précédemment s'étalent des produits volcaniques épanchés par les différents appareils volcaniques du massif d'Ain Temouchent.

En fin, une analyse in-situ a montré que le terrain est constitué de :

- *CATEGORIE "A" Tufs Calcaires :*

Il s'agit d'une formation carbonatée, qui occupe presque le quasi majoritaire de la surface globale du périmètre étudié.

Ce sol est de couleur blanchâtre, qui tendre légèrement vers le rouge, refermant des éléments très fins de couleur noirâtre. Ces éléments se sont des fragments des roches volcaniques.

Dans certaines parties du terrain, ces tufs prennent un aspect de craie.

En plus, il renferme des grains de sables de couleur jaune ocre qui donnent à la roche une affinité légèrement limoneuse.

Ce sol tufacé et légèrement limoneux, par endroit il est surmontée d'un sol rougeâtre à noirâtre de terre végétale avec une épaisseur qui varie entre 0 à 0.5m d'épaisseur.

- *CATEGORIE "B" d'affinité volcanique :*

Dans la partie Nord-Ouest du périmètre d'étude on note non seulement une terre végétale qui recouvre le terrain, mais il y a lieu de signaler l'existence d'indice de matériaux de nature volcanique qui sont formés par des fragments de roches basaltiques d'une part, des fragments de tufs et cendres volcaniques d'autre part dont l'ensemble constituent un sol d'affinité volcanique.

Ces roches sont bien observées à la droite de la rocade. Donc il y a une forte possibilité que leur extension géographique est à l'intérieur du périmètre d'études au-dessous des terres végétales et les remblais des terrassements de l'ancienne route RN 02.

Par comparaison, ce sol montre une forte résistance qui joue un rôle favorable sur leurs aptitudes de recevoir des équipements.

Paradoxalement, ces roches (notamment les basaltes) montrent des fortes fissurations qui peuvent faciliter des mouvements tectoniques.

L'expérience du séisme du décembre 1999 a montré que les zones gravement touchées sont ceux qui se situent au-dessus des basaltes.

Cet état exigera donc un type de fondation adéquate de la part des concepteurs. En outre, il est recommandé d'opter un ancrage assez profond.

Ces travaux exigeront un surcoût pour le terrassement des remblais et atteindre le terrain naturel et, vu la nature pédologique très fertile du terre végétale il est préférable de laisser cette partie comme un espace vert.

- *TERRE VEGETALE*

C'est une couche superficielle, elle affleure nettement dans la rive droite du talweg. Il s'agit d'un sol pédogénétique de couleur brune à noirâtre dont ils peuvent dépasser 01m d'épaisseur au-dessus du sol de catégorie "B". C'est un sol assez riche en éléments organiques [18].

II.3.2. Hydrographie :

Le réseau hydrographique de la commune d'Ain Temouchent est marqué par une indigence, le seul axe hydrographique important est celui d'Oued Sennane qui prend sa source dans des monts de Tessala au Sud [18].



Figure II.4 : Carte hydrographique de la ville d'Ain-Temouchent [Google Earth].

II.3.3. Hydrogéologie :

L'intérêt de la connaissance du cadre hydrogéologique s'impose pour l'étude du plan d'occupation des sols de la zone considérée, même si les niveaux des nappes aquifères, et autres sources et poches d'eau, sont très variables, tant du fait de leur épuisement systématique, que du cycle climatique saisonnier.

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 [18].

II.4. Contraintes et données topographiques de la zone d'étude :

Le site se caractérise par un relief relativement plat ; les pentes sont assez faibles et sont d'orientation Nord-Est avec une moyenne de 3 à 5% néanmoins nous signalons quatre contraintes importantes à savoir :

1. la ligne électrique moyenne tension ;
2. une conduite d'A.E.P qui traverse le périmètre d'intervention au milieu ;
3. le chemin de fer qui traverse la ville de-Ain Temouchent-du Sud au Nord et qui sépare le POS et la nouvelle ville ;
4. Oued et talweg [20].

II.5. Réseau d'assainissement :

La zone d'étude Nord-Est d'Ain Temouchent est dotée d'un réseau d'assainissement de type unitaire dont la longueur totale du tracé est de 3556.6 ml ; la figure suivante représente le schéma de réseau d'assainissement.

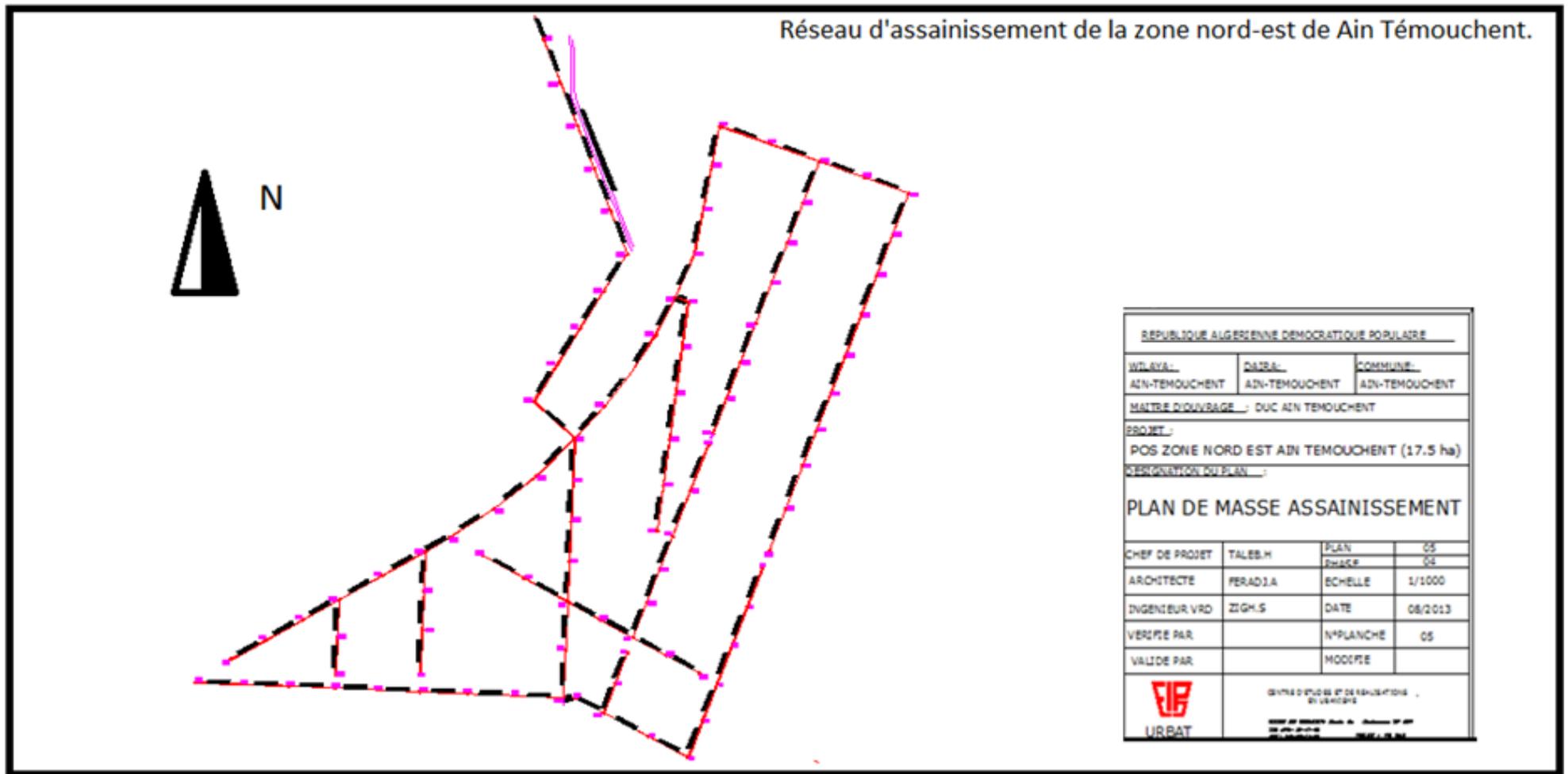


Figure II.5 : Schéma de réseau d'assainissement de la zone Nord-est d'Ain Témouchent [18].

II.6.Situation démographique:

La population de la zone d'étude Nord-Est de Ain Temouchent se caractérise par une croissance démographique moyenne. Cette croissance démographique est certes apparente au niveau de la commune avec un taux de croissance moyen de 2.45% [18]. Nous signalons que notre zone d'étude est une zone d'extension, donc la population actuelle est calculée à partir de la densité de logement estimé à 58 logement par hectare, la densité de d'habitation (5 hab/log) et la surface de la zone 17,5ha ; la population de la zone d'étude est calculée comme suit :

$$P_a = D_l \cdot A \cdot D_h \dots\dots\dots(II.1)$$

Avec :

D_l : Densité logements (Log/ha) ;

A : Surface de la zone d'étude (ha) ;

D_h : Densité d'habitation (hab/log)

Donc :

$$\text{Population}_{\text{actuelle}} = 58 \times 17,5 \times 5 \quad \longrightarrow \quad \text{Population}_{\text{actuelle}} = 5075 \text{ hab}$$

II.7.Equipement :

Pour le dimensionnement d'un réseau d'assainissement, il est nécessaire de connaître les différents type d'équipements projeté pour la zone tel que :

- Les équipements administratifs ;
- Les équipements sanitaires ;
- Les équipements socio-culturels ;
- Les équipements scolaires [18].

Le tableau II.2 illustre les différents types d'équipements et leurs dotations projeté pour notre zone d'étude.

Tableau II.2 : Equipements et leurs dotations [18], [21].

Type d'équipement	Equipement	Surface A (ha)	Effectifs	Dotation (l/j/...)
Scolaire	-Lycée	1.2121	1513 élèves	20 l/j/élève
	-CEM	0.5713	144 élèves	
	-Eole(01)	0.3000	228 élèves	
	-Eole(02)	0.3000	228 élèves	
	-Ecole(03)	0.5014	385 élèves	
administratif	-Equipement(1)	0.4087	250 employés	10 l/j/employé
	-Equipement(2)	0.1200	250 employés	
	-Sûreté urbaine	0.1731	100 employés	
	-Annexe APC	0.0600	20 employés	
Sanitaire	-Equipement sanitaire	0.1260	55 patients	20 l/j/patient
Socio-culturels	-Équipements de jeunesse et sport	0.3217	100 usagers	10 l/j/usager
	-Equipement culturel	0.1400	64usagers	10 l/j/usager
	-Mosquée	0.1200	260 fidèles	15 l/j/fidèle

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue topographique, géographique, climatologique, et hydrographique ; ces données nous serviront pour mener à bien notre étude [20].

CHAPITRE III :

**EVALUATION DES DEBITS ET DIMENSIONNEMENT DU
RESEAU D'ASSAINISSEMENT DU NORD EST DE AIN
TEMOUCHENT**

Dans ce chapitre ; nous allons procéder au calcul de base du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales de la région Nord Est de Ain Temouchent le nombre de sous bassins adoptés et le coefficient de ruissellement correspondant.

III.1. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins :

Le découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires doit être fait selon :

- ✓ La nature des sols ;
- ✓ La densité des habitations ;
- ✓ Les courbes de niveau ;
- ✓ Les routes et voiries existantes ;
- ✓ Les pentes et les contres pentes ;
- ✓ Les limites naturelles (oueds, talwegs,...etc.) [22].

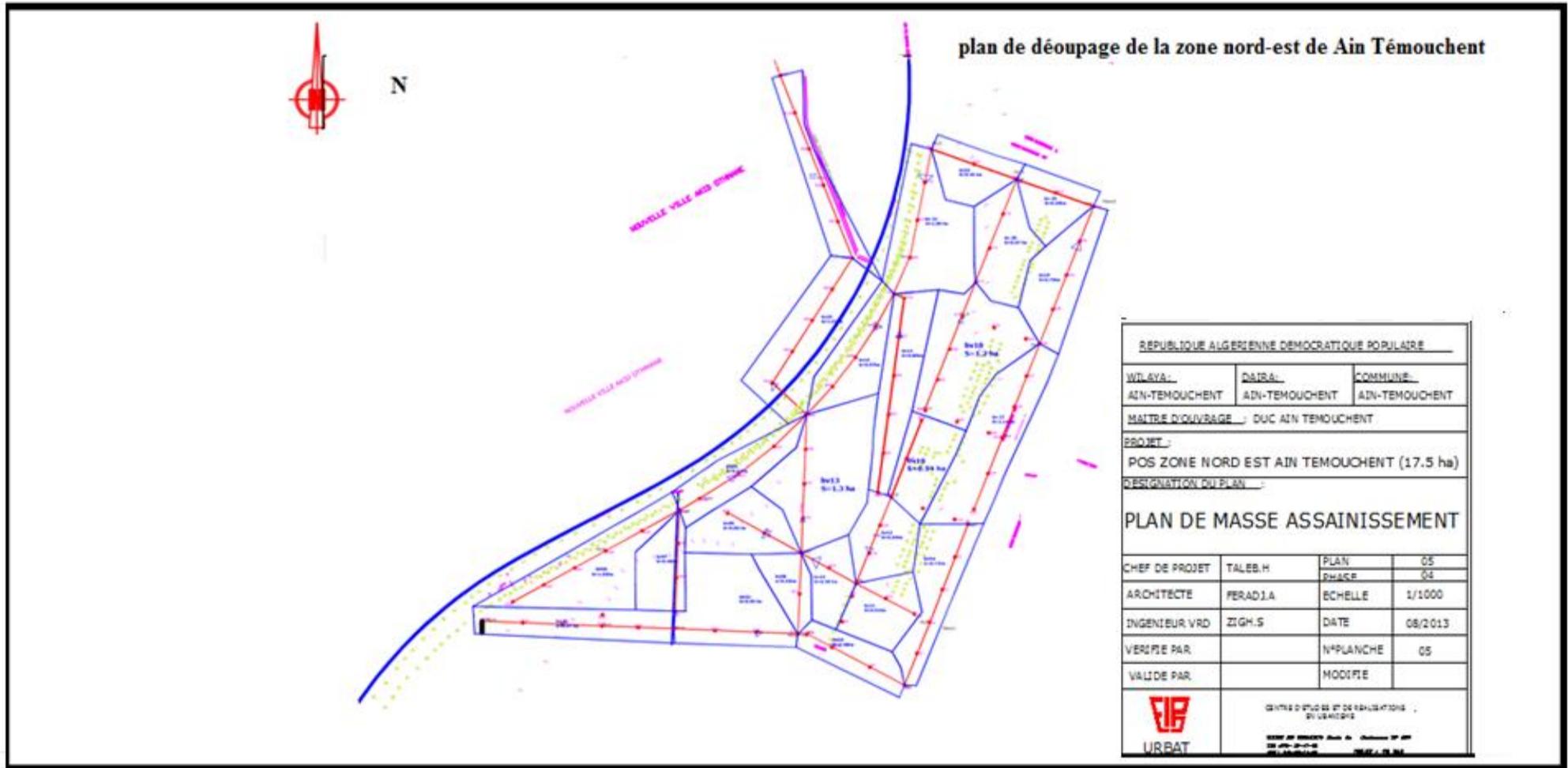


Figure III.1 : plan de découpage en sous bassin versant de la zone Nord –Est de Ain Temouchent.

CHAPITRE III : Evaluation des débits et dimensionnement du réseau d'assainissement du Nord-Est de Ain Temouchent

III.2. Evaluation des débits d'eaux usées :

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

III.2.1. Estimation du débit des équipements d'eau usée :

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 suivante :

$$Q_{eu} (\text{équi}) = D \cdot Kr \cdot \text{Nbre} \dots \dots \dots (\text{III.1}) [23].$$

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

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 [23].

Le tableau III.1 montre l'estimation des débits des équipements

Tableau III.1 : Estimation des débits des équipements

Equipement	Effectifs	Q _{moy j} (m ³ /j) AEP	Q _{équi} (m ³ /j) ASS	Q _{équi} (m ³ /j)	Q _{équi} (l/s)
-Lycée	1513	30,26	24,208	51,04	0,59
-CEM	144	2,88	2,304		
-Eole(1)	228	4,56	3,648		
-Eole(2)	228	4,56	3,648		
-Ecole(3)	385	7,7	6,16		
-Equipement(1)	250	2,5	2		
-Equipement(2)	250	2,5	2		
-Sûreté urbaine	100	1	0,8		
-Annexe APC	20	0,2	0,16		
-Équipements de jeunesse et sport	55	1,1	0,88		
-Equipement culturel	100	2	1,6		
-Mosquée	260	3,9	3,12		
-Equipement sanitaire	64	0,64	0,512		

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

✓ **Lycée :**

1- Le nombre de consommateurs pour lycée est de : **1513 consommateurs**

2- Consommation en eau potable : avec une dotation de 20 l/j/élèves

- Consommation en eau potable pour lycée est de **30.26 m³/j**

$$Q_{\text{moyen journalier}} = \frac{1513 \cdot 20}{1000} = 30.26 \text{ m}^3/\text{j}$$

3-Débit d'eau usée :

- Le rejet d'eau usée de lycée est de : **24,208 m³/j**

$$Q_{\text{eu d'équipement}} = 0,8 \cdot 30.26 = 24,208 \text{ m}^3/\text{j}$$

3- l'estimation des débits moyens journaliers des eaux usées total : **51,04 m³/j**

III.2.2.Evaluation des débits des eaux usées d'équipement :

$$Q_{\text{eu d'équipement}} = \frac{51.04 \cdot 1000}{86400} = 0.59 \text{ l/s}$$

III.3. Eaux usées d'origine domestique :

Nous avons suivi les étapes suivant :

III.3.1.Evaluation du nombre habitat future :

Pour estimation du nombre d'habitant se fait à partir de la formule de TABARASSANE (formule III.2)

$$P_{2032} = P_{2012} \cdot (1 + 2,45\%)^{20} \dots\dots\dots \text{(III.2) [24].}$$

$$P_{2032} = 5075 \cdot \left(1 + \frac{2,45}{100}\right)^{20} = 8235 \text{ habitants}$$

La population totale de la zone d'étude est de : **8235 habitants.**

III.3.2.Evaluation du débit moyen journalier (habitats):

Pour évaluer le débit des eaux usées domestiques, nous avons calculé par la formule(III. 3):

$$Q_{\text{eud}} = K_r \cdot \frac{P_f \cdot D}{86400} \dots\dots\dots \text{(III.3) [24].}$$

- ✚ Débit des eaux domestiques de la zone d'étude :

$$Q_{\text{eud}_{\text{zone d'étude}}} = 0,8 \cdot \frac{8235 \cdot 150}{86400} = 11.44 \text{ l/s}$$

III.3.3.Evaluation des débits des eaux usées total :

$$Q_{eu\ total} = Q_{eu\ zone\ d'étude} + Q_{eu\ d'équipement}$$

- L'estimation des débits des eaux usées total : **12.029 l/s**

$$Q_{eu\ total} = 11.44 + 0.59 = 12.029\text{l/s}$$

III.3.4.Débit spécifique :

1-La longueur totale du réseau LT = **3556.6 m**

2- Calcul du débit spécifique par la formule $Q_{sp} = \frac{Q_{eu}}{LT}$ (III.4)[24].

$$Q_{sp} = \frac{Q_{eu\ total}}{LT} = \frac{12.029}{3556.6} = 0,0034\text{l/s.ml}$$

Le débit spécifique de la zone d'étude est de : **0,0034 l/s.ml**

III.3.5.Evaluation du débit de pointe de chaque tronçon :

Suivant la formule : $Q_{peu} = \frac{Q_e + Q_s}{2}$ (III.5) [24].

L'estimation de débits des eaux usées pour chaque tronçon :

Mais, il faut calculer les paramètres suivant :

✓ Débit moyen en route par la formule $Q_{mr} = Q_{sp} \cdot L\ Tr$ (III.6) [24] ;

✓ Débit moyen en sortant Par la formule : $Q_{ms} = Q_{me} + Q_{mr}$ (III.7) [24] ;

✓ Les coefficients de pointe des débits entrants et sortants estimés par la formule :

$$cpe = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{me}}} \quad ; \quad cps = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{ms}}} \quad \dots \dots \dots (III.8) [24] ;$$

✓ Débit de pointe entrant et sortant (Q_{pe} et Q_s) estimé par la formule

$$Q_{pe} = cpe \cdot Q_{me} \quad ; \quad Q_{ps} = cps \cdot Q_{ms} \quad \dots \dots \dots (III.9) [24].$$

CHAPITRE III : Evaluation des débits et dimensionnement du réseau d'assainissement du Nord-Est de Ain Temouchent

Le tableau III.2 résume la répartition des eaux usées sur les tronçons de la zone d'étude ;

Tableau III.2: Débits des eaux usées des tronçons du réseau de la zone d'étude.

Bassin	Tronçon	Surface (ha)	Ltr (m)	Qmr (l/s)	Qme (l/s)	Qms (l/s)	Cpe	Cps	Qps (l/s)	Qpe (l/s)	Qpf (l/s)	Qpf (m3/s)
BV1	R20-R15	0,67	199,4	0,674	0	0,674	0,00	4,00	2,698	0,00	1,349	0,0013
BV2	R15-R12	0,99	128	0,433	0,6744	1,107	4,00	3,88	4,292	2,70	3,495	0,0035
BV3	R1-R6	0,73	188,6	0,638	0	0,638	0,00	4,00	2,552	0,00	1,276	0,0013
BV4	R6-R12	0,48	124,7	0,422	0,6379	1,060	4,00	3,93	4,163	2,55	3,357	0,0034
BV5	R12-R33	0,32	88,9	0,301	2,167	2,468	0,00	3,09	7,629	0,00	3,814	0,0038
BV6	R39-R49	1,03	199,8	0,676	0	0,676	0,00	4,00	2,703	0,00	1,352	0,0014
BV7	R46-R49	0,46	111	0,375	0	0,375	0,00	4,00	1,502	0,00	0,751	0,0008
BV8	R49-R91	0,62	169,8	0,574	1,0512	1,625	3,94	3,46	5,626	4,14	4,883	0,0049
BV9	R35-R33	0,6	88	0,298	0	0,298	0,00	4,00	1,191	0,00	0,595	0,0006
BV10	R24-R28	0,54	90	0,304	0	0,304	0,00	4,00	1,218	0,00	0,609	0,0006
BV11	R28-R31	0,54	100,8	0,341	0,3044	0,645	4,00	4,00	2,581	1,22	1,899	0,0019
BV12	R22-R31	0,51	68	0,230	0	0,230	0,00	4,00	0,920	0,00	0,460	0,0005
BV13	R31-R33	0,38	66,7	0,226	0,8753	1,101	4,00	3,88	4,274	3,50	3,888	0,0039
BV14	R33-R91	1,3	152,5	0,516	3,8662	4,382	2,77	2,69	11,806	10,71	11,261	0,0113
BV15	R81-R87	0,8	226,9	0,767	0	0,767	0,00	4,00	3,070	0,00	1,535	0,0015
BV16	R53-R58	1,14	194,5	0,658	0	0,658	0,00	4,00	2,631	0,00	1,316	0,0013
BV17	R58-R62	0,73	160,8	0,544	0,658	1,202	0,00	3,78	4,543	0,00	2,272	0,0023
BV18	R62-R75	0,43	84,9	0,287	1,2017	1,489	3,78	3,55	5,284	4,54	4,913	0,0049
BV19	R66-R72	1,2	150,3	0,508	0	0,508	0,00	4,00	2,033	0,00	1,017	0,0010
BV20	R72-R75	0,67	120,8	0,409	0,5083	0,917	4,00	4,00	3,668	2,03	2,850	0,0029
BV21	R75-R77	0,45	94,2	0,319	2,4057	2,724	3,11	3,01	8,213	7,49	7,850	0,0078
BV22	R77-R87	1,06	164,4	0,556	2,7243	3,280	3,01	2,88	9,448	8,21	8,831	0,0088
BV23	R87-R91	0,67	160	0,541	4,0478	4,589	2,74	2,67	12,239	11,10	11,670	0,0117
BV24	R91-R96	1,02	210,1	0,711	10,5963	11,307	2,27	2,24	25,367	24,03	24,700	0,0247
BV25	R96-REX	0,52	213,5	0,722	11,3069	12,029	2,24	2,22	26,714	25,37	26,041	0,0260

III.4. Estimations des débits des eaux de ruissellement :

On peut citer deux méthodes essentielles les plus utilisées :

- ❖ Méthode superficielle.
- ❖ Méthode rationnelle.

III.4.1. Méthode superficielle :

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

$$Q(f) = K^{\frac{1}{U}} \cdot I^{\frac{V}{U}} \cdot C_r^{\frac{W}{U}} \cdot A^{\frac{W}{U}} \dots \dots \dots \text{(III.11) [24].}$$

Q (f) : débit pluvial en (m³ / s) ;

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

C_r : coefficient de ruissellement ;

K : coefficient d'expression ;

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

V : coefficient d'expression : $- 0.41 \cdot b(f)$;

A : surface de l'aire d'influence (ha) ;

W : coefficient d'expression : $0.95 + 0.507 \cdot b(f)$ [24].

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

$$Q(f) \text{ corrigé} = m Q(f) \text{ brute} \dots \dots \dots \text{(III.12) [24].}$$

Avec :

m : coefficient (correcteur) d'influence.

➤ **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 [25].

➤ **Validité de la méthode superficielle :**

Elle est valable pour les limites d'application suivantes :

- Une superficie totale < 200 ha ;
- La pente doit être comprise entre $(0.2 < I < 5) \%$;
- Le coefficient de ruissellement $(0.2 < Cr < 1)$;
- Le coefficient d'allongement $(M > 0.8)$ [25].

III.4.2.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 « Cr » s'exprime par la formule suivant:

$$Q = K \cdot Cr \cdot i \cdot A \dots\dots\dots \text{(III.13) [23].}$$

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 ($K= 0.167$) ;

Cr : coefficient de ruissellement ;

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

A : surface de l'aire d'influence (ha) ;

Cette méthode, malgré sa précision, est loin de donner les bonnes estimations pour des bassins de grandes surfaces [23].

CHAPITRE III : Evaluation des débits et dimensionnement du réseau d'assainissement du Nord-Est de Ain Temouchent

➤ 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** ;

$$t_c = 0,0195 \cdot L_{\text{hyd}}^{0,77} \cdot I_{b_v}^{-0,385} \dots\dots\dots \text{(III.14)} [26].$$

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). [26].

➤ 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):

$$I_{b_v} = \frac{Dh}{L_{\text{hyd}}} = \frac{h_{\text{av}} - h_{\text{am}}}{L_{\text{hyd}}} \dots\dots\dots \text{(III.15)} [26].$$

I_{bv}: pente moyenne du bassin versant ;

h_{av}: la cote de terrain naturel aval (m) ;

h_{am}: la cote de terrain naturel amont (m) ;

L_{hyd}: la longueur hydraulique (bassin versant) (m) [26].

➤ 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 Montana et applicable en Algérie [23].

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

$$i = 4 \cdot t_c^{-0,5} \dots\dots\dots \text{(III.16)} [23].$$

Avec:

i : intensité moyenne maximale en (mm/min).

t_c : temps de concentration en min [23].

CHAPITRE III : Evaluation des débits et dimensionnement du réseau d'assainissement du Nord-Est de Ain Temouchent

➤ Coefficient de ruissellement :

Dans le cas où la surface du bassin est formée de plusieurs aires élémentaires « Ai », auxquelles on affecte le coefficient de ruissellement « Cri », on calcule le coefficient de ruissellement pondéré par :

$$C_r = \frac{\sum C_i \cdot A_i}{A} \dots\dots (III.17) [26].$$

Avec :

Ai : surface du sous bassin (ha) ;

A : surface totale en (ha) ;

Cri : coefficient de ruissellement partiel ;

Crp : coefficient de ruissellement total pondéré ;

i : numéro de sous bassin (i=1....11) [26].

Le tableau III.3, montre la variation du coefficient de ruissellement en fonction : du type de surface.

Tableau III.3 : Coefficient de ruissellement selon le type de surface [27].

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

CHAPITRE III : Evaluation des débits et dimensionnement du réseau d'assainissement du Nord-Est de Ain Temouchent

Le tableau III.4, montre la variation du coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.

Tableau III.4 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population [27].

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

Le tableau III.5 montre la variation du coefficient de ruissellement en fonction catégorie d'urbanisation.

Tableau III.5 : Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation. [28].

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

➤ **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

[29].

➤ **Validité de la méthode rationnelle :**

Cette méthode est utilisée pour des surfaces (>10 ha) , ainsi elle est applicable pour des zones ou 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 [29].

Remarque : On fait le calcul de notre réseau par la méthode rationnelle.

III.5. Evaluation du débit pluvial :

Avant d'estimer le débit pluvial du bassin versant (zone projeté), nous avons découpé la zone en 25 sous bassin qui est représenté dans la figure III.1 et nous avons estimé le coefficient de ruissellement, le temps de concentration,....., Le tableau III.6 résume les caractéristiques des sous bassins versants de la zone d'étude avec (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 t_c (Formule III.14), la pente **I_{bv}** (Formule III.18).

**CHAPITRE III : Evaluation des débits et dimensionnement du réseau
d'assainissement du Nord-Est de Ain Temouchent**

Tableau III.6 : Caractéristiques des sous bassin versant.

Bassin	Tronçon	A PER (ha)	h amont (m)	h aval (m)	Ltr (m)	Long hyd (m)	DH (m)	I bv (m/m)	I tr (m/m)	Tc (min)	Cr
BV1	R20-R15	0,67	226,2	221,26	199,4	212,9	4,94	0,023	0,025	5,1522	0,7
BV2	R15-R12	0,99	221,26	213,51	128	147,1	7,75	0,053	0,025	6,5053	0,7
BV3	R1-R6	0,73	225,17	220,47	188,6	188,6	4,7	0,025	0,025	4,5659	0,7
BV4	R6-R12	0,48	220,47	213,51	124,7	124,7	6,96	0,056	0,028	5,8533	0,7
BV5	R12-R33	0,32	213,51	211,53	88,9	88,9	1,98	0,022	0,015	3,5475	0,7
BV6	R39-R49	1,03	225,725	216,93	199,8	238,6	8,795	0,037	0,029	4,7067	0,7
BV7	R46-R49	0,46	220,11	216,93	111	118,5	3,18	0,027	0,029	3,1027	0,7
BV8	R49-R91	0,62	216,93	208,93	169,8	176,7	8	0,045	0,020	5,8192	0,7
BV9	R35-R33	0,6	213,14	211,53	88	122,9	1,61	0,013	0,018	4,2057	0,7
BV10	R24-R28	0,54	221,165	219,035	90	106,5	2,13	0,020	0,024	3,2003	0,7
BV11	R28-R31	0,54	219,035	217,31	100,8	104,9	1,725	0,016	0,027	3,8364	0,7
BV12	R22-R31	0,51	222,92	217,31	68	80,8	5,61	0,069	0,038	1,6023	0,7
BV13	R31-R33	0,38	217,31	211,53	66,7	91,2	5,78	0,063	0,018	3,9714	0,7
BV14	R33-R91	1,3	211,53	208,93	152,5	152,5	2,6	0,017	0,012	4,8596	0,7
BV15	R81-R87	0,8	218,265	211,22	226,9	226,9	7,045	0,031	0,031	4,8371	0,7
BV16	R53-R58	1,14	224,785	218,34	194,5	232,7	6,445	0,028	0,028	5,1539	0,7
BV17	R58-R62	0,73	218,34	213	160,8	166,3	5,34	0,032	0,026	6,2458	0,7
BV18	R62-R75	0,43	213	212,83	84,9	87,4	0,17	0,002	0,003	4,6626	0,7
BV19	R66-R72	1,2	220,73	215,485	150,3	163,4	5,245	0,032	0,027	3,7088	0,7
BV20	R72-R75	0,67	215,485	212,385	120,8	139,8	3,1	0,022	0,020	4,5446	0,7
BV21	R75-R77	0,45	212,385	209,655	94,2	97,2	2,73	0,028	0,013	7,7080	0,7
BV22	R77-R87	1,06	209,655	211,22	164,4	164,4	-1,565	0,003	0,013	3,1420	0,7
BV23	R87-R91	0,67	211,22	208,93	160	166,2	2,29	0,014	0,011	10,1672	0,7
BV24	R91-R96	1,02	208,93	203,36	210,1	210,1	5,57	0,027	0,007	6,0820	0,7
BV25	R96-REX	0,52	203,36	198,48	213,5	213,5	4,88	0,023	0,008	5,9592	0,7

III.6.Dimensionnement du réseau :

Pour le dimensionnement du réseau d'assainissement proposé Nord-Est de Ain Témouchent, nous nous sommes basé sur les côtes de projets des voiries.

Les résultats des débits pluviaux et le dimensionnement des réseaux d'assainissement pour la zone d'étude représenté dans les tableaux III.7

Avec :

I tr: pente moyenne du tronçon (m/ml) ;

h amont : cote de projet amont (m) ;

h aval : cote de projet aval (m) ;

L tr : Longueur du tronçon (m) ;

Q pluv : débit pluvial (m³/s) ;

i : intensité déterminé par la loi de Mantana en (mm/h) ;

R q : rapport des débits ;

R v : coefficient des vitesses ;

R h : coefficient de la hauteur [23].

CHAPITRE III : Evaluation des débits et dimensionnement du réseau d'assainissement du Nord-Est de Ain
Temouchent

Tableau III.7 : Débits pluviaux et dimensionnement du réseau d'assainissement

tronçon	A PER (ha)	A Cum (ha)	Ltr (m)	l tr (m/ml)	Tc (min)	Cr	Qpluvial (m3/s)	Qpeu (m3/s)	Q total (m3/s)	D cal (m)	D nor (m)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	Rq	Rv	Rh	Vr (m/s)	H (m)	TC par (min)	Tc aval (min)
R20-R15	0,67	0,67	199,4	0,025	5,15	0,7	0,138	0,001	0,139	0,290	0,3	0,15	2,15	0,92	1,14	0,75	2,5	0,23	1,35	6,51
R15-R12	0,99	1,66	128	0,025	6,51	0,7	0,304	0,003	0,308	0,391	0,4	0,33	2,60	0,94	1,14	0,77	3,0	0,31	0,72	3,55
R1-R6	0,73	0,73	188,6	0,025	4,57	0,7	0,160	0,001	0,161	0,306	0,3	0,15	2,16	1,05	1,13	0,85	2,4	0,26	1,29	5,85
R6-R12	0,48	1,21	124,7	0,028	5,85	0,7	0,234	0,003	0,237	0,346	0,4	0,35	2,77	0,68	1,07	0,59	3,0	0,24	0,70	3,13
R12-R33	0,32	3,19	88,9	0,015	3,55	0,7	0,792	0,004	0,796	0,613	0,6	0,75	2,66	1,06	1,12	0,83	3,0	0,50	0,50	3,17
R39-R49	1,03	1,03	199,8	0,029	4,71	0,7	0,222	0,001	0,223	0,336	0,4	0,35	2,82	0,63	1,06	0,56	3,0	0,22	1,11	5,82
R46-R49	0,46	0,46	111	0,029	3,10	0,7	0,122	0,001	0,123	0,269	0,3	0,16	2,32	0,75	1,10	0,66	2,5	0,20	0,73	3,83
R49-R91	0,62	2,11	169,8	0,020	5,82	0,7	0,409	0,005	0,414	0,454	0,5	0,53	2,72	0,78	1,1	0,66	3,0	0,33	0,95	4,40
R35-R33	0,6	0,6	88	0,018	4,21	0,7	0,137	0,001	0,137	0,306	0,4	0,28	2,24	0,49	1,0	0,49	2,2	0,20	0,65	4,86
R24-R28	0,54	0,54	90	0,024	3,20	0,7	0,141	0,001	0,142	0,295	0,3	0,15	2,11	0,95	1,1	0,77	2,4	0,23	0,64	3,84
R28-R31	0,54	1,08	100,8	0,027	3,84	0,7	0,258	0,002	0,260	0,361	0,4	0,34	2,72	0,76	1,1	0,66	3,0	0,26	0,56	3,97
R22-R31	0,51	0,51	68	0,038	1,60	0,7	0,188	0,000	0,189	0,300	0,3	0,19	2,67	1,00	1,03	0,5	2,7	0,15	0,41	2,01
R31-R33	0,38	1,97	66,7	0,018	3,97	0,7	0,462	0,004	0,466	0,485	0,5	0,51	2,58	0,92	1,13	0,89	2,9	0,45	0,38	2,20
R33-R91	1,3	7,06	152,5	0,012	4,86	0,7	1,498	0,011	1,509	0,819	0,8	1,42	2,82	1,06	1,07	0,95	3,0	0,76	0,84	5,33
R81-R87	0,8	0,8	226,9	0,031	4,84	0,7	0,170	0,002	0,172	0,301	0,3	0,17	2,41	1,01	0,99	0,47	2,4	0,14	1,58	6,42
R53-R58	1,14	1,14	194,5	0,028	5,15	0,7	0,235	0,001	0,236	0,346	0,4	0,35	2,77	0,68	1,07	0,76	3,0	0,30	1,09	6,25
R58-R62	0,73	1,87	160,8	0,026	6,25	0,7	0,350	0,002	0,352	0,409	0,4	0,33	2,65	1,06	1,12	0,89	3,0	0,36	0,90	4,66
R62-R75	0,43	2,3	84,9	0,003	4,66	0,7	0,498	0,005	0,503	0,698	0,7	0,51	1,32	0,99	1,1	0,69	1,5	0,48	0,97	7,71
R66-R72	1,2	1,2	150,3	0,027	3,71	0,7	0,291	0,001	0,292	0,377	0,4	0,34	2,72	0,85	1,1	0,67	3,0	0,27	0,84	4,54
R72-R75	0,67	1,87	120,8	0,020	4,54	0,7	0,410	0,003	0,413	0,454	0,5	0,53	2,72	0,77	1,10	0,66	3,0	0,33	0,67	4,47
R75-R77	0,45	4,62	94,2	0,013	7,71	0,7	0,778	0,008	0,786	0,627	0,7	1,06	2,75	0,74	1,09	0,46	3,0	0,32	0,52	3,14
R77-R87	1,06	5,68	164,4	0,013	3,14	0,7	1,498	0,009	1,507	0,800	0,8	1,51	3,00	1,00	1,03	0,5	3,1	0,40	0,89	10,17
R87-R91	0,67	7,15	160	0,011	10,17	0,7	1,049	0,012	1,060	0,723	0,8	1,39	2,76	0,76	1,1	0,63	3,0	0,50	0,88	6,08
R91-R96	1,02	17,34	210,1	0,007	6,08	0,7	3,288	0,025	3,312	1,224	1,2	3,14	2,78	1,05	1,13	0,85	3,1	1,02	1,11	5,96
R96-REX	0,52	17,86	213,5	0,008	5,96	0,7	3,421	0,026	3,447	1,195	1,2	3,49	3,09	0,99	1,14	0,8	3,5	0,96	1,01	6,21

CHAPITRE III : Evaluation des débits et dimensionnement du réseau d'assainissement du Nord-Est de Ain Temouchent

Remarque : pour le dimensionnement du réseau de la zone d'étude, nous avons été contraints de corriger les pentes de certains tronçons en augmentant la pente, exemple du tronçon (R77-R87) pour respecter la pente minimale recommandée pour le réseau unitaire qui est de 0,3 % [23] d'une part, et adoucir certaines pentes pour avoir des vitesses d'écoulement adéquates sans augmentation exagérée des diamètres des conduites d'autre part ;

Le tableau III.8 présente les tronçons avec leurs pentes initiales et les pentes corrigées:

Tableau III.8 : Pentés initiales et les pentés corrigées des tronçons

Bassin	Tronçon	A PER (ha)	h amont (m)	h aval (m)	Ltr (m)	l tr (m/m)	l tr corrigé (m/m)
BV1	R20-R15	0,67	226,2	221,26	199,4	0,025	0,025
BV2	R15-R12	0,99	221,26	213,51	128	0,061	0,025
BV3	R1-R6	0,73	225,17	220,47	188,6	0,025	0,025
BV4	R6-R12	0,48	220,47	213,51	124,7	0,056	0,028
BV5	R12-R33	0,32	213,51	211,53	88,9	0,022	0,015
BV6	R39-R49	1,03	225,725	216,93	199,8	0,044	0,029
BV7	R46-R49	0,46	220,11	216,93	111	0,029	0,029
BV8	R49-R91	0,62	216,93	208,93	169,8	0,047	0,020
BV9	R35-R33	0,6	213,14	211,53	88	0,018	0,018
BV10	R24-R28	0,54	221,165	219,035	90	0,024	0,024
BV11	R28-R31	0,54	219,035	217,31	100,8	0,017	0,027
BV12	R22-R31	0,51	222,92	217,31	68	0,082	0,038
BV13	R31-R33	0,38	217,31	211,53	66,7	0,087	0,018
BV14	R33-R91	1,3	211,53	208,93	152,5	0,017	0,012
BV15	R81-R87	0,8	218,265	211,22	226,9	0,031	0,031
BV16	R53-R58	1,14	224,785	218,34	194,5	0,033	0,028
BV17	R58-R62	0,73	218,34	213	160,8	0,033	0,026
BV18	R62-R75	0,43	213	212,83	84,9	0,002	0,003
BV19	R66-R72	1,2	220,73	215,485	150,3	0,035	0,027
BV20	R72-R75	0,67	215,485	212,385	120,8	0,026	0,020
BV21	R75-R77	0,45	212,385	209,655	94,2	0,029	0,013
BV22	R77-R87	1,06	209,655	211,22	164,4	-0,010	0,013
BV23	R87-R91	0,67	211,22	208,93	160	0,014	0,011
BV24	R91-R96	1,02	208,93	203,36	210,1	0,027	0,007
BV25	R69-REX	0,52	203,36	198,48	213,5	0,023	0,008

III.7.Vérification des conditions d'autocurage :

L'écoulement en assainissement doit être de préférence à surfaces libre, donc tributaire de la topographie du terrain naturel, il doit aussi assurer une vitesse permettant l'autocurage du réseau.

- La vitesse d'autocurage qui empêchera les dépôts du sable, facilement décantables dans les collecteurs est de l'ordre de :

- au moins 0,6 m/s pour le un dixième du débit de pleine section. ;
- au moins 0,3 m/s pour le un centième du débit de pleine section.

-La vitesse d'érosion représente la limite supérieure (entre 4 et 5 m/s), au dessus de laquelle les parois internes des conduites seront soumises à une forte érosion étant donné que les eaux sont chargées [23].

CHAPITRE III : Evaluation des débits et dimensionnement du réseau d'assainissement du Nord-Est de Ain Temouchent

Le tableau III.9 montre la vérification des conditions d'autocurages.

Tableau III.9 : Vérification d'auto curage de la zone d'étude

Bassin	Tronçon	D nor (m)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	Rq	Rv	Rh	V Autocurages (m/s)
BV1	R20-R15	0,3	0,15	2,15	0,92	1,14	0,75	1,185
BV2	R15-R12	0,4	0,33	2,6	0,94	1,14	0,77	1,428
BV3	R1-R6	0,3	0,15	2,16	1,05	1,13	0,85	1,188
BV4	R6-R12	0,4	0,35	2,77	0,68	1,07	0,59	1,526
BV5	R12-R33	0,6	0,75	2,66	1,06	1,12	0,83	1,464
BV6	R39-R49	0,4	0,35	2,82	0,63	1,06	0,56	1,553
BV7	R46-R49	0,3	0,16	2,32	0,75	1,1	0,66	1,274
BV8	R49-R91	0,5	0,53	2,72	0,78	1,1	0,66	1,497
BV9	R35-R33	0,4	0,28	2,24	0,49	1,0	0,49	1,234
BV10	R24-R28	0,3	0,15	2,11	0,95	1,1	0,77	1,158
BV11	R28-R31	0,4	0,34	2,72	0,76	1,1	0,66	1,499
BV12	R22-R31	0,3	0,19	2,67	1,00	1,03	0,5	1,468
BV13	R31-R33	0,5	0,51	2,58	0,92	1,13	0,89	1,42
BV14	R33-R91	0,8	1,42	2,82	1,06	1,07	0,95	1,552
BV15	R81-R87	0,3	0,17	2,41	1,01	0,99	0,47	1,326
BV16	R53-R58	0,4	0,35	2,77	0,68	1,07	0,59	1,526
BV17	R58-R62	0,4	0,33	2,65	1,06	1,12	0,89	1,456
BV18	R62-R75	0,7	0,51	1,32	0,99	1,1	0,69	0,725
BV19	R66-R72	0,4	0,34	2,72	0,85	1,1	0,67	1,499
BV20	R72-R75	0,5	0,53	2,72	0,77	1,1	0,66	1,497
BV21	R75-R77	0,7	1,06	2,75	0,74	1,09	0,46	1,51
BV22	R77-R87	0,8	1,51	3,00	1,00	1,03	0,5	1,651
BV23	R87-R91	0,8	1,39	2,76	0,76	1,1	0,63	1,518
BV24	R91-R96	1,2	3,14	2,78	1,05	1,13	0,85	1,529
BV25	R96-REX	1,2	3,49	3,09	0,99	1,14	0,8	1,697

Nous remarquons que la condition d'autocurages est vérifiée ($V > 0,6$ m/s) pour tous les tronçons

- ✓ **Quelque exemple de dimensionnement de réseau et de calculs de débit pluvial :**

CHAPITRE III : Evaluation des débits et dimensionnement du réseau d'assainissement du Nord-Est de Ain Temouchent

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 :

-conduite R20-R15 :

- Calcul de la pente :

$$I_{tr} = \frac{Dh}{L} = \frac{h_{\text{amont}} - h_{\text{aval}}}{\text{longueur de la conduite}} \dots\dots\dots \text{(III.18) [30].}$$

$h_{\text{amont}} = 226.2 \text{ m}$.

$h_{\text{aval}} = 221.26 \text{ m}$.

longueur du tronçon = 199.4 m .

$$I_{tr} = \frac{226,2 - 221,26}{199,4} = 0,025 \text{ m/m.}$$

- 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 :

$$t_c = 0,0195 \cdot L_{\text{hyd}}^{0,77} \cdot I_{\text{hyd}}^{-0,385}$$

$$t_c = 0,0195 \cdot 212,9^{0,77} \cdot 0,025^{-0,385} = 5.15 \text{ min} .$$

L'intensité est calculée par la formule de Montana :

$$I_{\text{max}} = 4 \cdot 5.15^{-0.5} = 1,76 \text{ mm/min} .$$

$A = 0.67 \text{ ha}$ (Surface du sous bassin versant) ;

Le débit d'eau pluviale est calculé la formule:

$$Q_{\text{pluv}} = 0,167 \cdot 0,7 \cdot 1,69 \cdot 0,76 = 0,138 \text{ m}^3/\text{s}.$$

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

Q_{peu} : débit d'eau usée ;

$$Q_{\text{peu}} = 0,0013 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = Q_{\text{pluv}} + Q_{\text{peu}} = 0,138 + 0,0013 = 0,1394 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- Estimation diamètre de la conduite :

CHAPITRE III : Evaluation des débits et dimensionnement du réseau d'assainissement du Nord-Est de Ain Temouchent

$$D = \left[\frac{n \cdot Q}{K \cdot \sqrt{(Itr \cdot 100)}} \right]^{\frac{3}{8}} \dots\dots\dots(III.19) [30].$$

$$D = \left[\frac{0,013 \cdot 0,142}{0,03117 \cdot \sqrt{(0,025 \cdot 100)}} \right]^{\frac{3}{8}} = 0,29 \text{ m.}$$

Donc le diamètre normalisé est : **0,30 m**

- Détermination du débit à pleine section :

$$Q_{ps} = \frac{K}{n} \cdot D^{\frac{8}{3}} \cdot \sqrt{(Itr \cdot 100)} \dots\dots\dots (III.20) [30].$$

$$Q_{ps} = \frac{0,03117}{0,013} \cdot 0,40^{\frac{8}{3}} \cdot \sqrt{0,025 \cdot 100} = 0,328 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- Détermination de la vitesse à pleine section :

$$V_{ps} = \frac{4 \cdot Q_{ps}}{\pi \cdot D^2} \dots\dots\dots (III.21) [30].$$

$$V_{ps} = \frac{4 \cdot 0,328}{3,14 \cdot 0,3^2} = 2,61 \text{ m/s}$$

- Détermination des rapports (R q ; R v ; R h) :

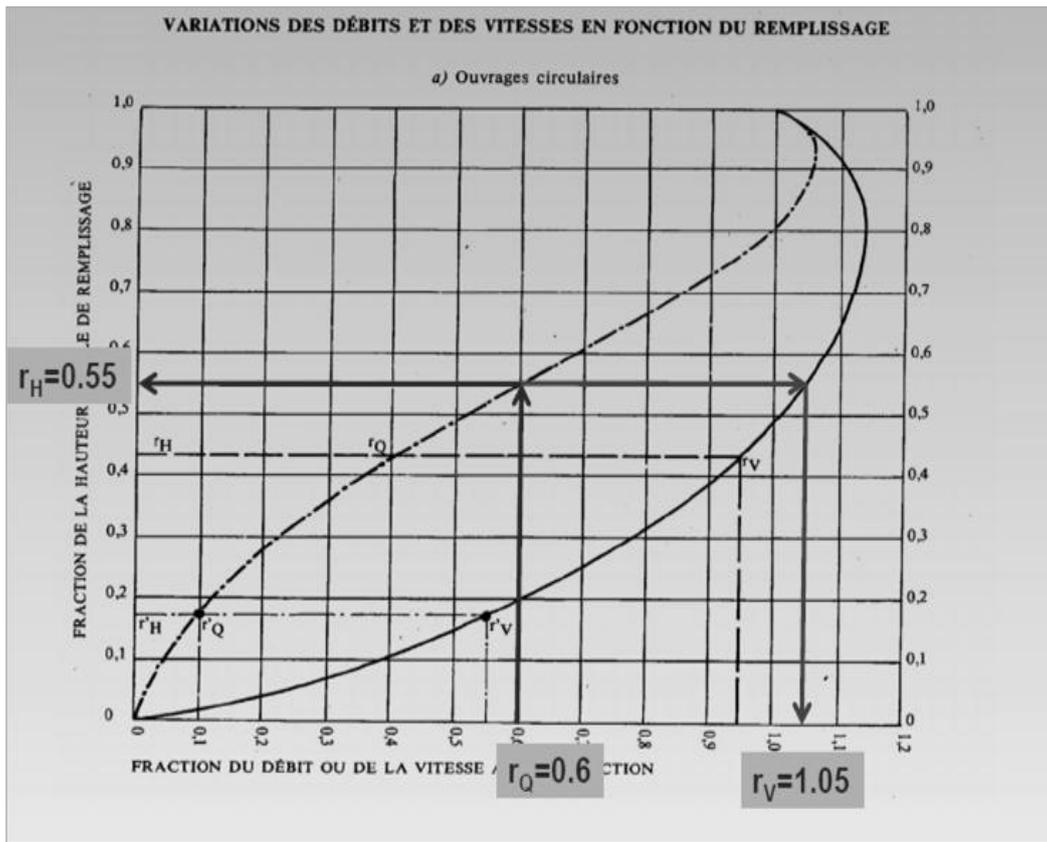


Figure III.2 : Variation des débits et des vitesses en fonction de remplissage [24].

CHAPITRE III : Evaluation des débits et dimensionnement du réseau
d'assainissement du Nord-Est de Ain Temouchent

✓ Nous appliquons la formule III.24 $R q = \frac{Q}{Q_{ps}} \dots \dots \dots (III.22)$ [30].

$$R q = \frac{0,1394}{0,328} = 0,43$$

A partir de la figure III.2 :

✓ $R v = 0,99$

✓ $R h = 0,45$

✓ Détermination de la vitesse réelle :

$$V_r = R v \cdot V_{ps} \dots \dots \dots (III.23)$$
 [30].

$$V_r = 0,99 \cdot 2,61 = 2,58 \text{ m/s}$$

✓ Détermination de la hauteur de remplissage:

$$H = D \text{ normalisé} \cdot R h \dots \dots \dots (III.24)$$
 [30].

$$H = (0,4 \cdot 0,45) \cdot 100 = 18 \text{ cm}$$

✓ Condition d'autocurage :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} R h = 0,17 \\ R v = 0,55 \end{array} \right.$$

$V \left(\frac{Q_{ps}}{10} \right) = V_{\text{autocurage}} = R v \cdot V_{ps} = 0,55 \cdot 2,61 = 1,44 \text{ m/s} > 0,6 \text{ m/s}$ (Alors la condition d'autocurages est vérifiée).

-conduite R12-R33 :

$$T_c = \max (t_{caval1} ; t_{caval2} ; t_{caval3} ; t_{c4bassin}) = \max (1,86 ; 2,41 ; 3,27 ; 2,33) ;$$

$$T_{c4} = 3,27 \text{ min.}$$

• Calcul de la pente :

$$I_{tr} = \frac{Dh}{L} = \frac{h_{\text{amont}} - h_{\text{aval}}}{\text{longueur de la conduite}} \dots \dots \dots (III.18)$$
 [30].

$$h_{\text{amont}} = 213,51 \text{ m} ;$$

$$h_{\text{aval}} = 211,53 \text{ m};$$

$$\text{longueur du tronçon} = 88,9 \text{ m} .$$

CHAPITRE III : Evaluation des débits et dimensionnement du réseau d'assainissement du Nord-Est de Ain Temouchent

$$I_{tr} = \frac{213.51 - 211,53}{88.9} = 0,022 \text{ m/m}$$

- Détermination du débit d'eau pluviale :

Nous avons :

$$C_r = 0,7 ;$$

$$t_{c5} = \max (t_{caval4} ; t_{caval2} ; t_{c5bassin}) = \max (3.13 ; 3.54 ; 2.67)$$

$$t_{c5} = 3.54 \text{ min} ;$$

$$t_c = 0,0195 \cdot L_{hyd}^{0,77} \cdot I_{hyd}^{-0,385}.$$

$$t_c = 0,0195 \cdot 88.9^{0,77} \cdot 0,022^{-0,385} = 3.54 \text{ min} .$$

L'intensité calculée par la formule de Montana :

$$i = 4 \cdot 3.54^{-0.5} = 2,13 \text{ mm/min} .$$

$$A_{cum} = 3.19 \text{ ha (Surface du sous bassin versant) ;}$$

Le débit d'eau pluviale définie par la formule:

$$Q_{pluv} = 0,167 \cdot 0,7 \cdot 2.13 \cdot 3.19 = 0,79 \text{ m}^3/\text{s}.$$

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

Q_{peu} : débit d'eau usée ;

$$Q_{peu} = 0,0038 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$Q = Q_{pluv} + Q_{peu} = 0,79 + 0,0038 = 0,79 \text{ m}^3/\text{s} .$$

- Détermination du diamètre de la conduite :

$$D = \left[\frac{n \cdot Q}{K \cdot \sqrt{(I_{tr} \cdot 100)}} \right]^{\frac{3}{8}} \dots\dots\dots(\text{III.19}) [30].$$

$$D = \left[\frac{0,013 \cdot 0,142}{0,03117 \cdot \sqrt{(0,015 \cdot 100)}} \right]^{\frac{3}{8}} = 0,57 \text{ m}$$

Donc le diamètre normalisé est : **0,60 m**

- Détermination du débit à pleine section :

$$Q_{ps} = \frac{K}{n} \cdot D^{\frac{8}{3}} \cdot \sqrt{(I_{tr} \cdot 100)} \dots\dots\dots(\text{III.20}) [30].$$

CHAPITRE III : Evaluation des débits et dimensionnement du réseau d'assainissement du Nord-Est de Ain Temouchent

$$Q_{ps} = \frac{0,03117}{0,013} \cdot 0,60^{\frac{8}{3}} \cdot \sqrt{0,022 \cdot 100} = 0,75 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- Détermination de la vitesse à pleine section :

$$V_{ps} = \frac{4 \cdot Q_{ps}}{\pi \cdot D^2} \dots \dots \dots \text{(III.21)} [30].$$

$$V_{ps} = \frac{4 \cdot 0,75}{3,14 \cdot 0,6^2} = 2,66 \text{ m/s}.$$

- Détermination des rapports (R q ; R v ; R h) :

✓ Nous appliquons la formule III.24 $R q = \frac{Q}{Q_{ps}} \dots \dots \dots \text{(III.22)} [30].$

$$R q = \frac{Q}{Q_{ps}} = \frac{0,79}{0,75} = 1,06.$$

A partir de la figure III.2 :

$$\checkmark R v = 1,12$$

$$\checkmark R h = 0,86$$

- ✓ Détermination de la vitesse réelle :

$$V_r = R v \cdot V_{ps} \dots \dots \dots \text{(III.23)} [30].$$

$$V_r = 1,12 \cdot 2,66 = 2,98 \text{ m/s}$$

- ✓ Détermination de la hauteur de remplissage:

$$H = D \text{ normalisé} \cdot R h \dots \dots \dots \text{(III.24)} [30].$$

$$H = (0,86 \cdot 0,6) \cdot 100 = 51,6 \text{ cm}$$

- ✓ Condition d'autocurages :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} R h = 0,17 \\ R v = 0,55 \end{array} \right.$$

$V \left(\frac{Q_{ps}}{10} \right) = V_{\text{autocurage}} = R v \cdot V_{ps} = 0,55 \cdot 2,66 = 1,46 \text{ m/s} > 0,6 \text{ m/s}$ (Alors la condition d'autocurages est vérifiée).

III.8. Résultats et interprétations :

Le réseau proposé pour la zone d'étude est d'une longueur totale de 3556.6 m, qui a été subdivisé en tronçons de longueur maximale 226.90 m ; inférieurs à 300 m.

Les conduites proposées sont en béton de forme circulaire dont les diamètres varient entre 300 mm et 1200 mm. Les vitesses d'écoulement dans les différents tronçons sont conformes aux conditions hydrauliques avec des vitesses maximale de 3 m/s.

Nous étions contraints de dépasser la limite de vitesse au niveau du rejet, (le tronçon R96-REX) dont la vitesse atteint 3.5 m/s.

Les pentes motrices adoptées pour les différents tronçons du réseau sont comprises entre 0,005 m/ml et 0,031 m/ml.

Nous avons établis des modifications sur les pentes et les diamètres afin de satisfaire les conditions hydrauliques et assurer le bon fonctionnement du réseau d'assainissement ; nous avons installé des regards de chute, afin de réduire ou d'accroître les pentes pour éviter le débordement d'eau.

Remarque : lors du dimensionnement du réseau par la méthode rationnelle, les tronçons considérés ont des longueurs ne dépassant pas les 300 m, mais la majorité dépasse les 70m (tableau III.2), pour respecter les normes de construction des réseaux d'assainissement selon norme en vigueur, il convient d'introduire dans les tronçons dépassant les 70m des regards intermédiaires (tous les 70m environ).

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

Les réseaux d'assainissement urbains constituent des systèmes complexes regroupant des bassins versants et différents éléments structurels permettant l'évacuation des charges hydrauliques générées par les eaux de ruissellement, eaux usées, infiltration [31].

Le but de ce chapitre est d'analyser le fonctionnement du réseau d'assainissement grâce à une simulation sur SWMM qui nous permettra de détecter les points noirs du réseau réalisé (débordement dans les regards.....). Notre zone d'étude est d'une superficie de 17.5ha doté d'un réseau unitaire qui est composée de :

- ❖ 25 sous bassins versants (**Subcatchments**)
- ❖ 25 collecteurs (**Conduits**)
- ❖ 25 nœuds de jonction (**Junctions**)
- ❖ 1 exutoire (**Outfall**) Out1

La figure IV.1 représente le réseau d'assainissement de la zone d'étude.



Figure IV .1 : Réseau d'assainissement de la zone Nord–Est d'Ain Temouchent.

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

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

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

IV.2. Étapes de la modélisation :

IV.2 .1.Création des objets sur le plan:

Pour dessiner les objets du réseau il faut cliquer sur les commandes qui correspondent à chaque objet en commençant par les sous bassins versants, les nœuds et les liaisons

- le bouton  pour dessiner les sous bassins versants.
- le bouton  de la barre à outils des objets pour commencer à dessiner des nœuds de jonction.
- Pour ajouter l'exutoire Out1, cliquer sur le bouton  de la barre à outils des objets.
- pour ajouter des collecteurs afin de contrôler les débits entre les nœuds, on clique sur le bouton .
- Pour finir, nous allons ajouter une station de mesure pluviométrique (Rain Gage) il faut cliquer sur le bouton  de la barre d'outils des objets [6].

IV .2.2. Données d'entrées :

Les données d'entrées que nous avons utilisées pour réaliser la simulation de notre zone sont :

A. Données pluviométriques :

Pour saisir des données pluviométriques, il faut renseigner les propriétés de la station pluviométrique.

- Choisir **Subcatchments** pour le type d'objet à sélectionner, **Rain Gage** comme propriété à éditer et taper « **T1** » comme nouvelle valeur.
- Cliquer sur **OK** pour affecter la station pluviométrique « T1 » à tous les bassins versants.

Date (M/D/Y)	Time (H:M)	Value
	00:05	107.331262919
	00:10	75.8946638440
	00:15	61.9677335393
	00:20	53.6656314599
	00:25	48.000
	00:30	43.8178046004
	00:35	40.5674042269
	00:40	37.9473319220
	00:45	35.7770876399
	00:50	33.9411254969
	00:55	32.3615933982

Figure IV.2 : données pluviométriques de l'averse de projet

Les intensités durées fréquence qui demeurent l'approche statistique la plus courante pour établir la relation pluie débit et construire les hyétogrammes ou orages modèles [24].

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.3)

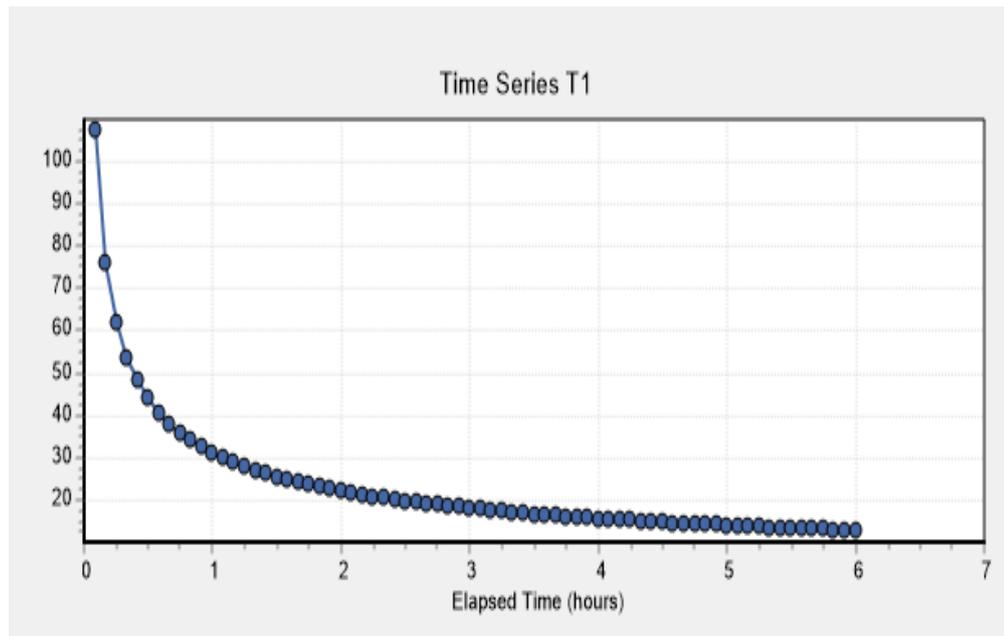


Figure IV.3 : Courbe IDF (Intensité Durée Fréquence)

La courbe est obtenue à partir des calculs (synthétiser) par la loi de Montana

$$I = a \cdot t^b \text{ (mm/heure).}$$

Avec $a=4$ et $b = -0,5$ applicable à l'Algérie du nord avec un pas de temps : $t=5\text{min}$

Pendant 6 heures,

Avec : t : pas de temps (min)

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.3

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

Temps (heure)	I (mm/h)	Temps (heure)	I (mm/h)	Temps (heure)	I (mm/h)
00:05	107,331	03:35	16,368	04:05	15,333
00:10	75,895	03:40	16,181	04:10	15,179
00:15	61,968	03:45	16,000	04:15	15,029
00:20	53,666	02:05	21,466	04:20	14,884
00:25	48,000	02:10	21,049	04:25	14,743
00:30	43,818	02:15	20,656	04:30	14,606
00:35	40,567	02:20	20,284	04:35	14,473
00:40	37,947	02:25	19,931	04:40	14,343
00:45	35,777	02:30	19,596	04:45	14,216
00:50	33,941	02:35	19,277	04:50	14,093
00:55	32,362	02:40	18,974	04:55	13,973
01:00	30,984	02:45	18,684	05:00	13,856
01:05	29,768	02:50	18,407	05:05	13,742
01:10	28,685	02:55	18,142	05:10	13,631
01:15	27,713	03:00	17,889	05:15	13,522
01:20	26,833	03:05	17,645	05:20	13,416
01:25	26,032	03:10	17,411	05:25	13,313
01:30	25,298	03:15	17,187	05:30	13,212
01:35	24,623	03:20	16,971	05:35	13,113
01:40	24,000	03:25	16,762	05:40	13,016
01:45	23,422	03:30	16,562	05:45	12,921
01:50	22,883	03:35	15,825	05:50	12,829
01:55	22,380	03:55	15,656	05:55	12,738
02:00	21,909	04:00	15,492	06:00	12,649

B. Données hydrologiques :

Les données hydrologiques que nous avons utilisées pour notre simulation sont :

- ✚ Bassins versants ou sous bassins versants (Subcatchments) :

Le bassin regroupe les paramètres morphologiques, hydrologiques et hydrogéologiques tels que :

Property	Value
Name	B1
X-Coordinate	1401.686
Y-Coordinate	2453.652
Description	
Tag	
Rain Gage	T1
Outlet	R20
Area	0.63
Width	31.43
% Slope	2
% Imperv	30
Area of subcatchment (ha)	

Figure IV.4 : Caractéristiques de bassin versant.

- Nom de Bassin versant (Name)
- La station pluviométrique (Rain Gage)

On choisit la station à affecter au bassin versant (T1).

- Le nœud receveur (Outlet)

On y introduit le nom du nœud (Regard) qui recevra les précipitations (les eaux pluviales).

- La surface du bassin (Area) : elle représente la surface du bassin versant drainé. Elle est exprimée en hectare (Ha).
- La largeur du bassin (Width) : c'est le largeur équivalent, déterminée en fonction de la surface et le périmètre en utilisant la formule du coefficient de compacité

$$\text{largeur du bassin (width)} = \frac{\text{Surface du bassin}}{\text{Logueur hydraulique}} \dots \text{IV.1 [6]}.$$

- pente (Slope) : La pente moyenne du bassin versant en (%)
- Pourcentage de surface imperméable (Imperv) : Le pourcentage de surface imperméable sur le bassin versant dans laquelle la pluie ne peut pas s'infiltrer, Exprimé en pourcentage, pour notre cas d'étude le coefficient de ruissellement est de 70%.
- Infiltration (Infil. Model) : Le modèle d'infiltration utilisé, pour notre cas d'étude est le modèle : **Green Ampt ; Horton.**

Le tracé des sous bassins versant de notre zone est représenté par la figure ci-après :

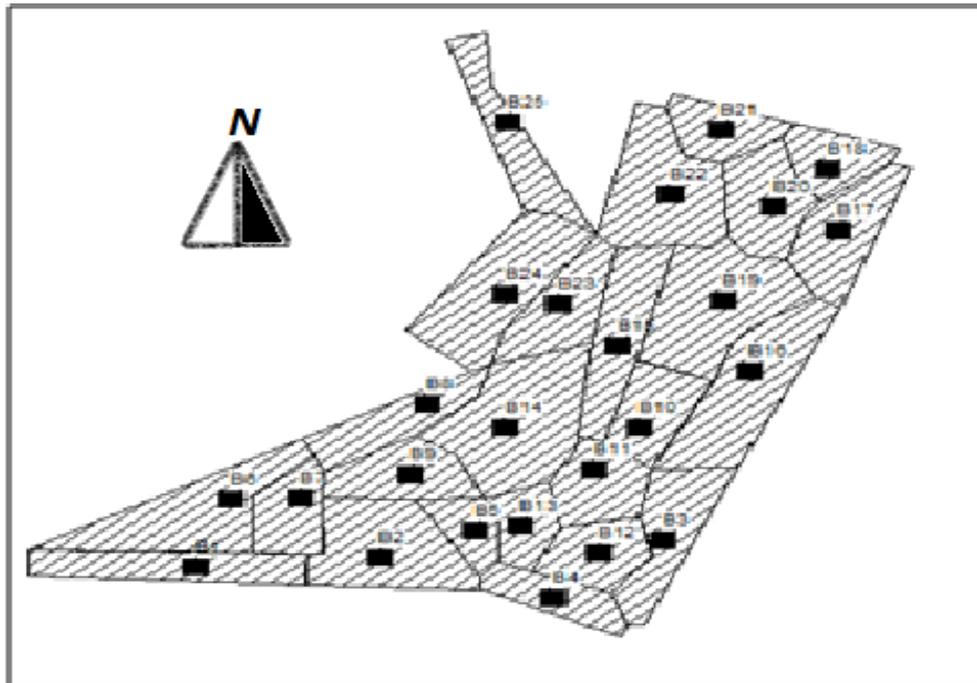


Figure IV.5 : Le tracé des sous bassins.

C. Données Hydraulique :

Les données hydrauliques utilisées dans nos simulations sont :

✚ Collecteurs (conduits) :

Les collecteurs contrôlent le débit entre le nœud précédent et le nœud qui suit.

Property	Value
Name	R20-R15
Inlet Node	R20
Outlet Node	R15
Description	
Tag	
Shape	CIRCULAR ...
Max. Depth	0.3
Length	199.4
Roughness	0.013
Inlet Offset	0
Outlet Offset	0

Click to edit the conduit's cross section geometry

Figure IV.6 : Caractéristiques de collecteur

Dans la rubrique des conduites, les données d'entrée sont la forme et les dimensions (diamètre), la longueur de la conduite, la rugosité, les cotes radier au niveau des regards et leur profondeur par rapport au terrain naturel.

- (Shape) : Type de canalisation circulaire
- (Max. Depth) : Profondeur maximale
- (Conduit Length) : Longueur de la conduite(m)
- (Roughness) : Rugosité n de la conduite au sens de Manning-Strickler

$n_{\text{béton}} = 0.013$

- (Max Depth) : Le Diamètre des conduites

Le tracé du La conduite (Links) est donné sur la figure suivante :

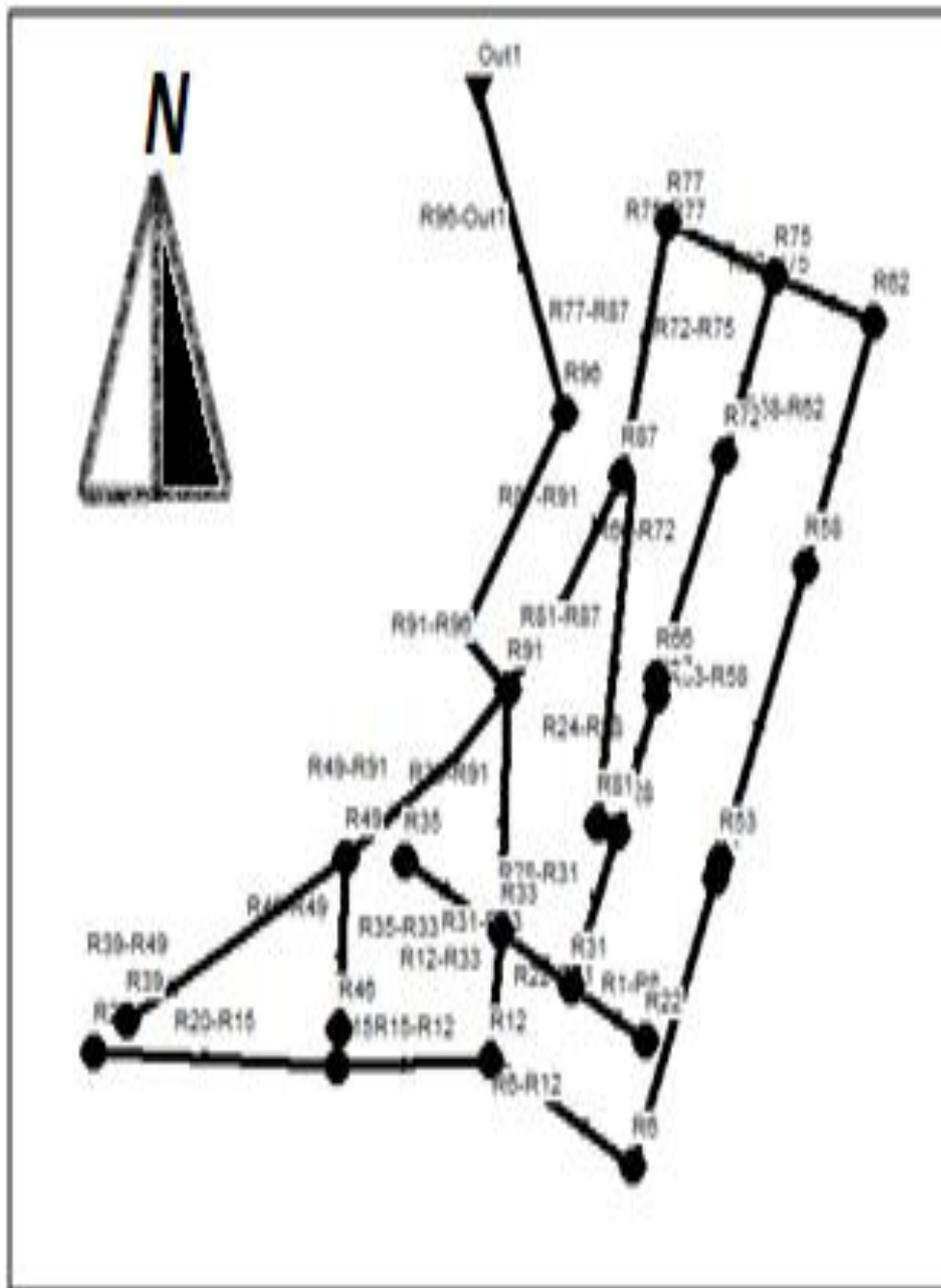
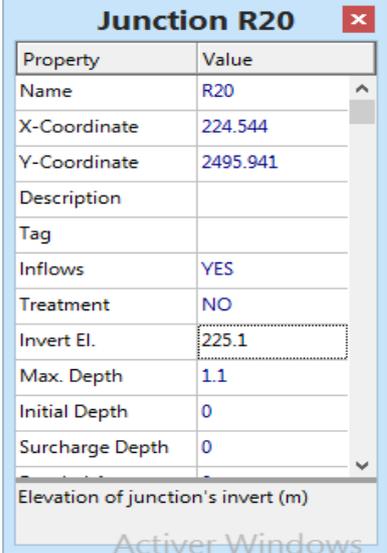


Figure IV.7 : Le tracé du conduite

✚ Les nœuds (junctions) :

Le nœud est la liaison entre deux conduites, le début d'une conduite ou sa fin.



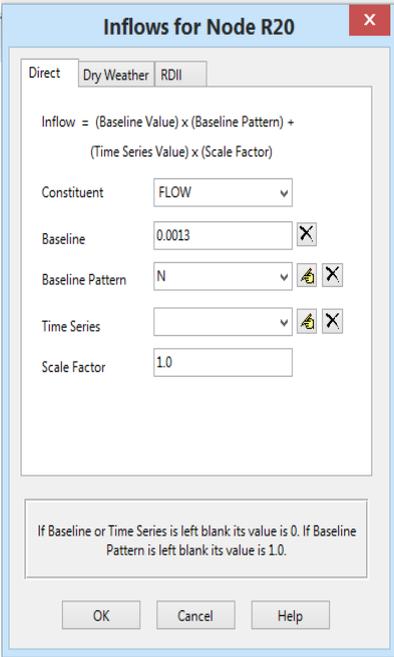
Property	Value
Name	R20
X-Coordinate	224.544
Y-Coordinate	2495.941
Description	
Tag	
Inflows	YES
Treatment	NO
Invert El.	225.1
Max. Depth	1.1
Initial Depth	0
Surcharge Depth	0

Elevation of junction's invert (m)

Figure IV.8 : caractéristiques de jonctions(Junction).

Dans la rubrique qui concerne les nœuds il faut introduire les données suivantes :

- Name : Le nom de nœud
- Inflows : le débit d'eau usée domestique calculé dans le troisième chapitre (figure IV.9)



Inflows for Node R20

Direct Dry Weather RDII

Inflow = (Baseline Value) x (Baseline Pattern) +
(Time Series Value) x (Scale Factor)

Constituent: FLOW

Baseline: 0.0013

Baseline Pattern: N

Time Series:

Scale Factor: 1.0

If Baseline or Time Series is left blank its value is 0. If Baseline Pattern is left blank its value is 1.0.

OK Cancel Help

Figure IV.9 : Editeur de propriétés pour Inflows

- Le coefficient d'usage domestique (Time patterns) (figure IV.10)

Nous avons choisis l'option du jour et conserver le coefficient par défaut 0.1.

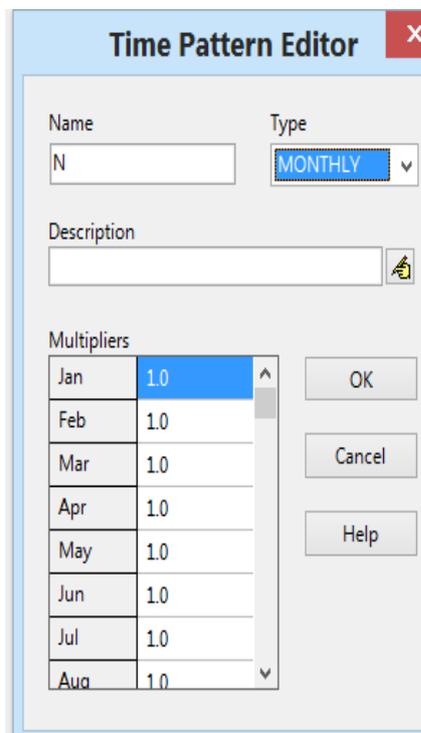


Figure IV.10 : Editeur de propriétés pour Tim pattern

- (invertEL) Le cote de radier :

C'est la cote du regard de jonction exprimée en mètre (m).

$$\text{Cote du radier (invertEL)} = C P - (0,8 + D \text{ normalisé}) \dots \dots \dots (\text{IV.2}) [6].$$

- (Max Depth) Profondeur maximale

La distance verticale entre le radier du regard de jonction et le terrain naturel est obtenue par la formule suivante :

$$\text{Max Depth} = \text{minimum } 0,8\text{m} + D \text{ normalisé} \dots \dots \dots (\text{IV.3}) [6].$$

Le tracé des nœuds (Node) est donné sur la figure suivante :

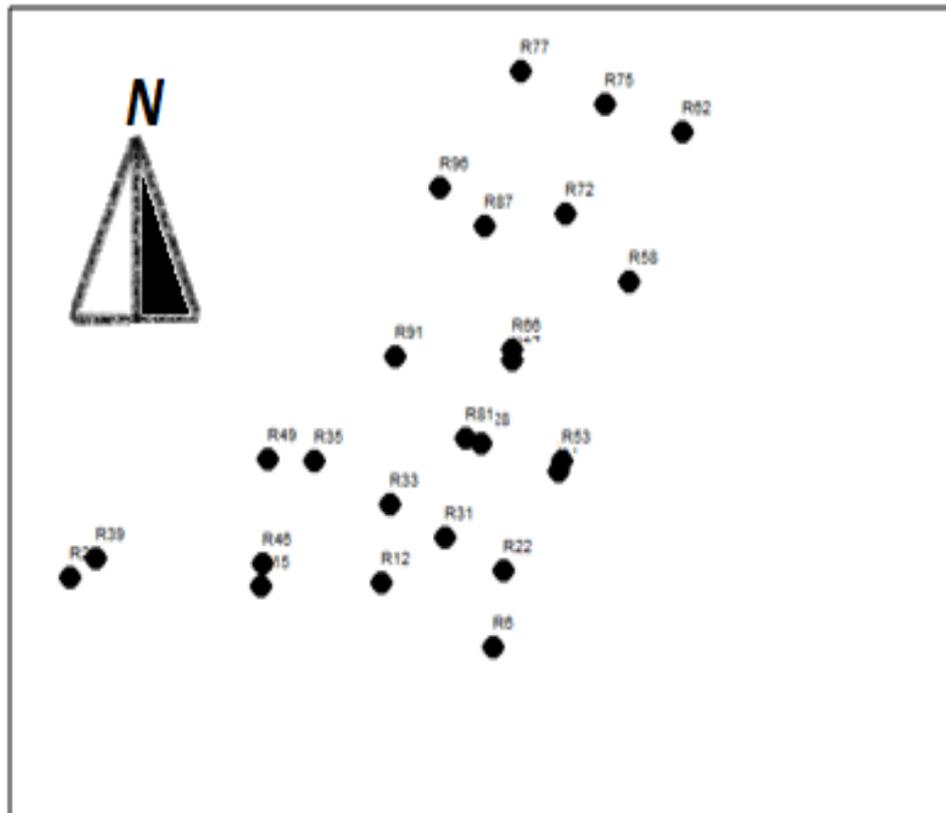


Figure IV.11 : Tracé des nœuds (Node)

✚ L'exutoire (Outfall)

C'est le point de rejet des eaux usées ou pluviales. la figure ci-dessous montre les propriétés de l'exutoire.

Property	Value
Name	Out1
X-Coordinate	3417.183
Y-Coordinate	8578.564
Description	
Tag	
Inflows	YES ...
Treatment	NO
Invert El.	202.98
Tide Gate	NO
Route To	
Type	FREE

Click to specify any external inflows received at the outfall

Figure IV.12 : Editeur de propriété de l'exutoire (Outfall).

Les données que nous avons utilisées pour réaliser la simulation sont résumées sur les tableaux ci-après :

Le tableau IV.2 représente les caractéristiques des sous bassins de notre zone d'étude.

Tableau IV.2 : caractéristiques des sous bassin versant

Infiltration	Sous bassin (Subcatchments)	Pluviométrie (Rain Gage)	Surface Area (ha)	Jonction (Outlet)	Length h hyd(m)	Width (Largeur du bassin)	Slope % Pente%
Grèn Ampt Et Horton	BV1	T1	0,67	R20	212,9	317,76	0,023
	BV2		0,99	R15	147,1	148,59	0,053
	BV3		0,73	R1	188,6	258,36	0,025
	BV4		0,48	R6	124,7	259,79	0,056
	BV5		0,32	R12	88,9	277,81	0,022
	BV6		1,03	R39	238,6	231,65	0,037
	BV7		0,46	R46	118,5	257,61	0,027
	BV8		0,62	R49	176,7	285,00	0,045
	BV9		0,6	R35	122,9	204,83	0,013
	BV10		0,54	R24	106,5	197,22	0,020
	BV11		0,54	R28	104,9	194,26	0,016
	BV12		0,51	R22	80,8	158,43	0,069
	BV13		0,38	R31	91,2	240,00	0,063
	BV14		1,3	R33	152,5	117,31	0,017
	BV15		0,8	R81	226,9	283,63	0,031
	BV16		1,14	R53	232,7	204,12	0,028
	BV17		0,73	R58	166,3	227,81	0,032
	BV18		0,43	R62	87,4	203,26	0,002
	BV19		1,2	R66	163,4	136,17	0,032
	BV20		0,67	R72	139,8	208,66	0,022
	BV21		0,45	R75	97,2	216,00	0,028
	BV22		1,06	R77	164,4	155,09	0,003
	BV23		0,67	R87	166,2	248,06	0,014
	BV24		1,02	R91	210,1	205,98	0,019
	BV25		0,52	R96	213,5	410,58	0,014

Le tableau IV.3 représente les caractéristiques des conduites de notre réseau.

Tableau IV.3 : Caractéristiques des conduites

Tronçons (conduits)	Profondeur (Max Depth) (m)	Longueur (Length) (m)	Rugosité de Manning (Roughness)
R20-R15	1,1	199,4	0.013
R15-R12	1,2	128	
R1-R6	1,1	188,6	
R6-R12	1,2	124,7	
R12-R33	1,4	88,9	
R39-R49	1,2	199,8	
R46-R49	1,1	111	
R49-R91	1,3	169,8	
R35-R33	1,2	88	
R24-R28	1,1	90	
R28-R31	1,2	100,8	
R22-R31	1,1	68	
R31-R33	1,3	66,7	
R33-R91	1,6	152,5	
R81-R87	1,1	226,9	
R53-R58	1,2	194,5	
R58-R62	1,2	160,8	
R62-R75	1,5	84,9	
R66-R72	1,2	150,3	
R72-R75	1,3	120,8	
R75-R77	1,5	94,2	
R77-R87	1,6	164,4	
R87-R91	1,6	160	
R91-R96	2	210,1	
R96-REX	2	213,5	

Le tableau IV.4 représente les caractéristiques des jonctions

Tableau IV.4 : Caractéristiques des jonctions

Nœuds	Débit d'eau usée (Inflows) (m ³ /s)	h.amant (m)	D nor (m)	cote du radier (Invert.El) (m)
R20	0,0013	226,2	0,3	225,1
R15	0,0035	221,26	0,4	220,06
R1	0,0013	225,17	0,3	224,07
R6	0,0034	220,47	0,4	219,27
R12	0,0038	213,51	0,6	212,11
R39	0,0014	225,725	0,4	224,525
R46	0,0008	220,11	0,3	219,01
R49	0,0049	216,93	0,5	215,63
R35	0,0006	213,14	0,4	211,94
R24	0,0006	221,165	0,3	220,065
R28	0,0019	219,035	0,4	217,835
R22	0,0005	222,92	0,3	221,82
R31	0,0039	217,31	0,5	216,01
R33	0,0113	211,53	0,8	209,93
R81	0,0015	218,265	0,3	217,165
R53	0,0013	224,785	0,4	223,585
R58	0,0023	218,34	0,4	217,14
R62	0,0049	213	0,7	211,5
R66	0,0010	220,73	0,4	219,53
R72	0,0029	215,485	0,5	214,185
R75	0,0078	212,385	0,7	210,885
R77	0,0088	209,655	0,8	208,055
R87	0,0117	211,22	0,8	209,62
R91	0,0247	208,93	1,2	206,93
R96	0,0260	203,36	1,2	201,36

IV.3. Ligne d'eau dans les conduites :

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 nous avons suivis les étapes ci-après :

1. Sélectionner **Report>>Graph>>Profile** ou cliquer sur le bouton  de la barre d'outils standard.

2. Dans la fenêtre qui apparaît (figure IV.13), entrez R20 dans le champ "**Start Node**" pour indiquer le point de départ du profil, ou bien cliquer sur le nœud R20 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**".

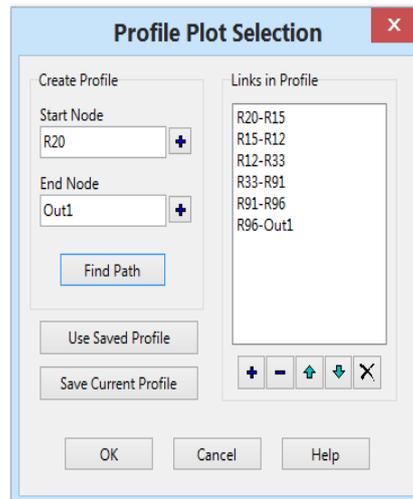


Figure IV.13 : Editeur du profil en long

IV.4. Simulation du réseau sur SWMM :

Après avoir introduit toutes les données appropriées aux nœuds, aux bassins et aux tronçons, l'étape suivante est la validation du modèle hydraulique. Pour lancer la simulation, sélectionner Project>>Run simulation dans le menu principal. En cas de problèmes lors de la simulation, un rapport de simulation apparaîtra à l'écran, décrivant les erreurs rencontrées, sinon la simulation sera révélée réussie [6].

Le tracé proposé du réseau 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 [6].

Dans la présente étude nous simuleront le réseau d'assainissement de côté Nord-est d'Ain Temouchent sur SWMM, en appliquant deux modèles hydrologiques; Green Ampt et Horton pour l'évaluation des débits pluviaux avec simulation hydraulique en régime uniforme (Steady Flow) basé sur les équations du régime permanent uniforme

(Formule de Manning) et en régime varié (Dynamic Wave) basé sur les équations dynamiques de Barré Saint-Venant pour le dimensionnement du réseau.

IV.5. Utilisation de la méthode d'infiltration Grèen Ampt :

Dans cette simulation de notre réseau, l'évaluation des débits pluviaux sera basée sur l'application du modèle Green Ampt qui est un modèle hydrologique conceptuel d'infiltration et de précipitation; sa fonction de production est basée sur la loi de Darcy généralisée aux milieux non saturés combinée avec le principe de conservation de la masse.

Le dimensionnement du réseau et la détermination des caractéristiques hydrauliques sera effectuée selon les deux régimes hydrauliques: régime uniforme (formule de Manning) et régime varié (en dynamique avec les équations de Barré Saint-venant).

IV.5.1. Modèle Steady flow (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 hydrogrammes 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) [31].

Les figures IV.14 à IV.18 illustrent les résultats et les problèmes rencontrés au cours de la première simulation :

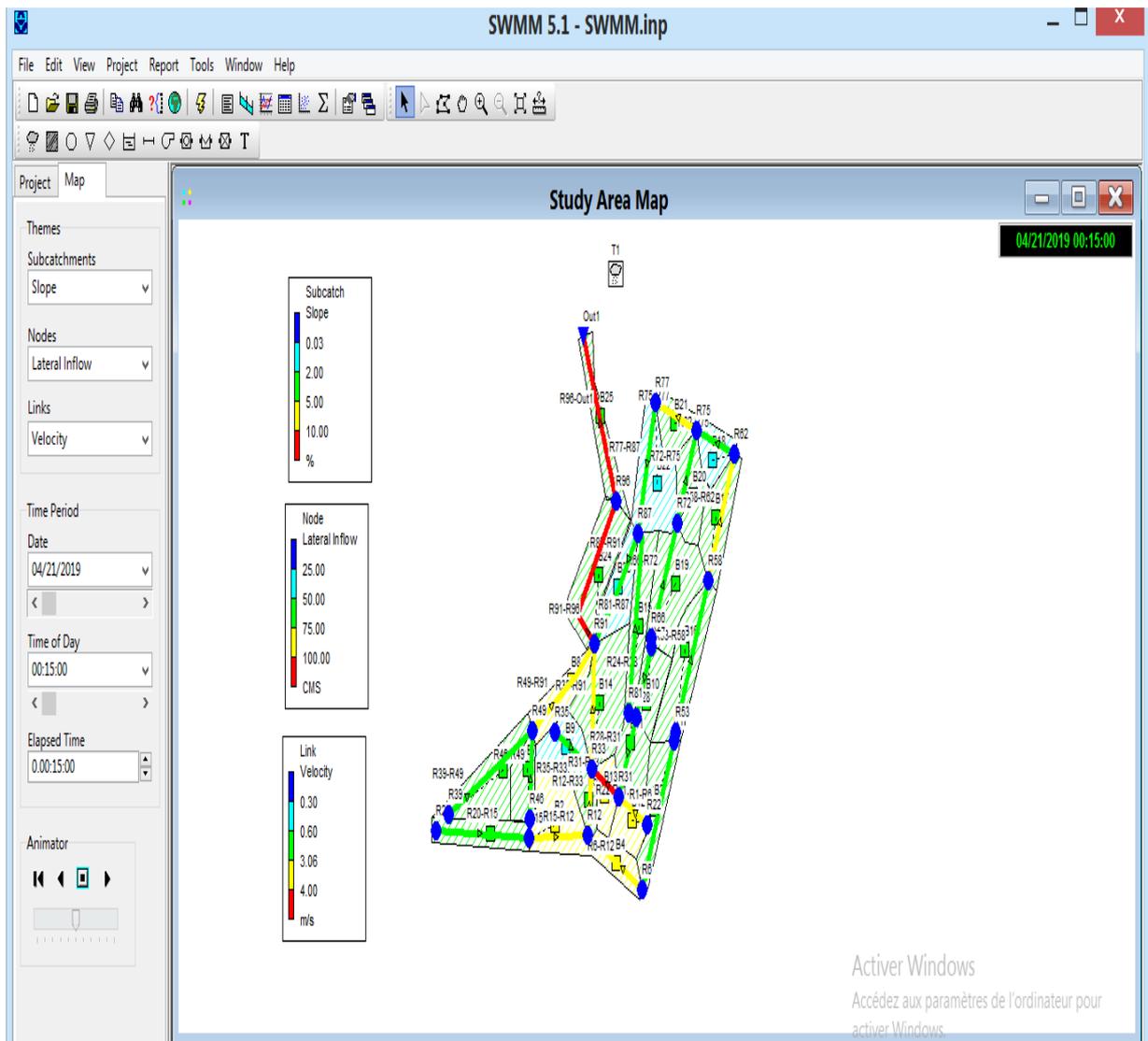


Figure IV.14 : Résultats de la première simulation (Steady flow)

1. Problèmes rencontrés pendant la première simulation :

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

- Des pentes motrices trop élevée (non conforme aux normes) : les conduites R49-R91 (5.1%) ; R31-R33 (9.7%) ; R22-R33 (8.6%) ; R15-R12 (6.2%) ; R6-R-12 (5.8%). (Figure IV.15)



Figure IV.15 : Pentes supérieures à 5% ; (Steady flow)

vitesse supérieure à 3.05 m/s (supérieure à la vitesse limite d'érosion dans la conduite) : R49-R91 (3.91m/s) ; R31-R33 (4.90m/s) ; R22-R31 (3.42m/s) ; R15-R12 (3.93m/s) ; R6-R-12 (3.52m/s) ; R12-R33 (3.29m/s) ; R91-R96 (4.78m/s) ; R58-R62 (3.18m/s) ; R75-R77 (3.80m/s) ; R96-Out1 (3.62m/s). (Figure IV.16)



Figure IV.16 : vitesses supérieures à 3,05 m/s ; (Steady flow)

- Nœud en débordements R87. (Figure IV.17)

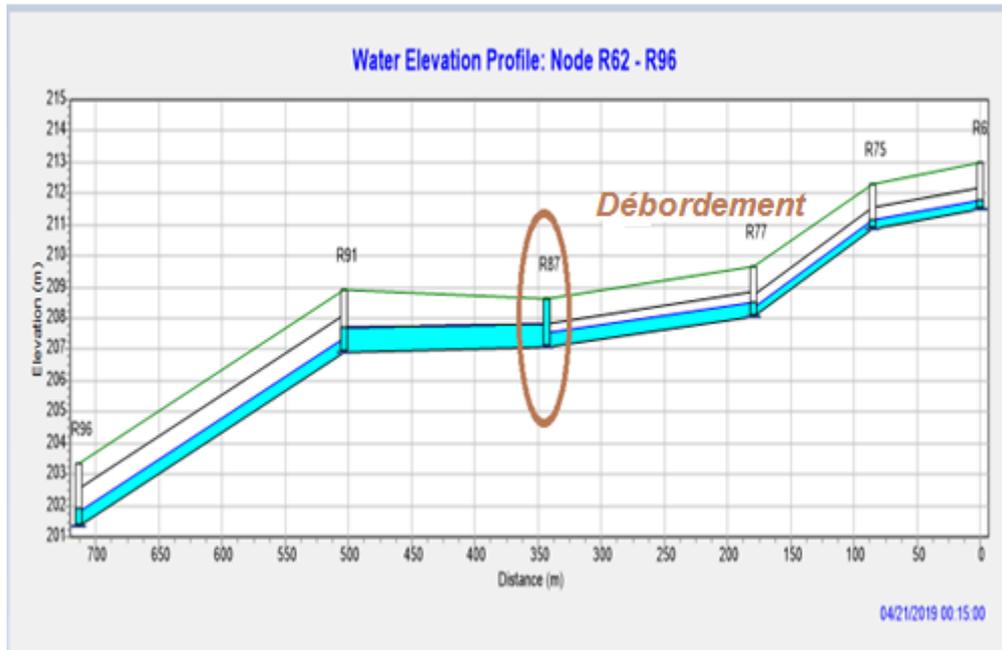


Figure IV.17 : Nœud en débordements R87 ;(Steady flow)

- Conduite en surcharges : la conduite du tronçon R87-R91. (Figure IV.18)

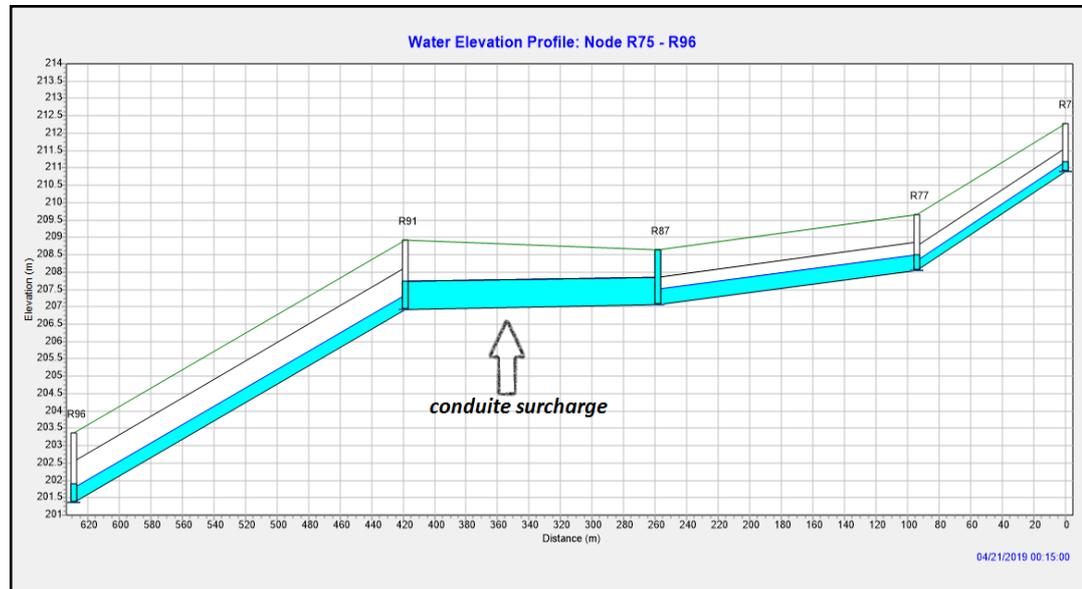


Figure IV.18 : Conduite en surcharges (R87-R91) ;(Steady flow)

2. Résolution des problèmes de la simulation :

Pour résoudre les problèmes cités précédemment au cours de la première simulation, plusieurs simulations ont été effectuées en faisant; des changements des diamètres des conduites, les pentes des conduites, les côtes du radier des regards et/ou nous avons varié les profondeurs au niveau du nœud aval (Inlet Offset) ou à l'amont du tronçon considéré (Outlet Offset) (tableau IV.5) sur la fenêtre « Editeur de propriétés des links ». (Figure IV.19)

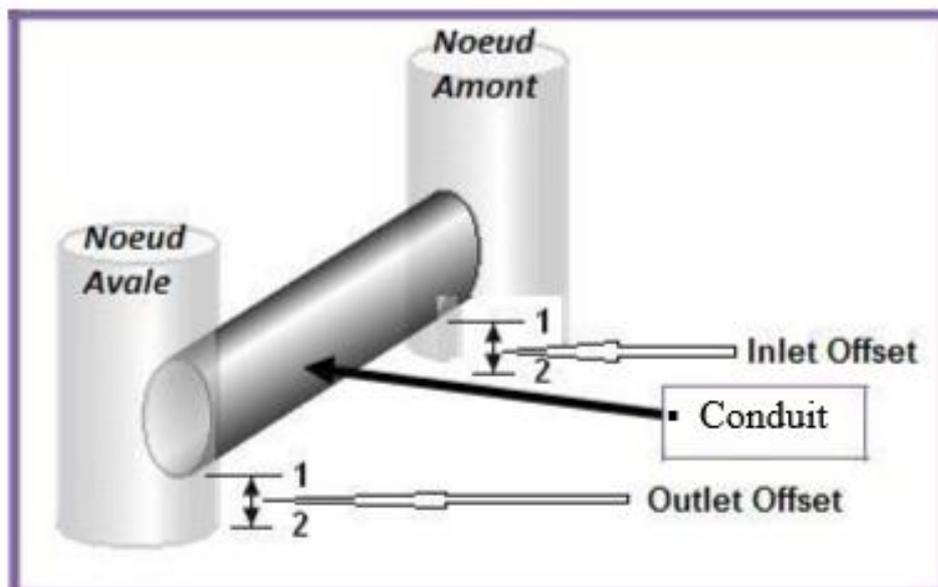


Figure IV.19 : Variation de la profondeur d'un tronçon

Le tableau IV.5 résume les différents changements que nous avons effectués afin de régler les problèmes rencontrés au cours de la première simulation.

Tableau IV.5 : Les changements sur les côtes du radier, les diamètres et les pentes des conduites ; (Steady flow)

Tronçon	cote de radier (Invert El) (m)	D(m)	Max Depth (m)	In offset	Outlet offset
R20-R15	225,1	0,3	1,1	0	0
R15-R12	217,06	0,4	1,2	0	0
R1-R6	224,07	0,3	1,1	0	0
R6-R12	219,27	0,4	1,2	0	1
R12-R33	213,11	0,6	2,4	0	0
R39-R49	222,86	0,4	1,53	0	0
R46-R49	218,41	0,3	1,1	0	0
R49-R91	212,93	0,5	1,3	0	0
R35-R33	213,61	0,4	3,2	0	0
R24-R28	220,065	0,3	1,1	0	0
R28-R31	217,835	0,4	1,22	0	0
R22-R31	217	0,5	1,1	0	0
R31-R33	213,61	0,5	1,23	0	1
R33-R91	211,3	0,8	2,97	0	0
R81-R87	217,835	0,3	1,8	0	0
R53-R58	223,585	0,4	1,2	0	0
R58-R62	217,14	0,4	1,2	0	0,5
R62-R75	213,5	0,7	3,5	0	0
R66-R72	219,53	0,4	1,2	0	0
R72-R75	214,185	0,5	1,3	0	0
R75-R77	212,855	0,7	3,5	0	0,5
R77-R87	210,955	0,8	3,6	0	0
R87-R91	210	0,8	2,2	0,6	0
R91-R96	206,93	1,2	2	0	1
R96-REX	203,63	1,2	3	0	0

✚ En gras les modifications apportées

3. Résultats de la simulation finale :

Après plusieurs simulation nous avons pu obtenir un réseau d'assainissement fiable, et une évacuation des eaux (usées + pluviales) en toute sécurité.

- Nous avons installé des regards de chute au niveau des nœuds : R12, R33, R91, R96, R87 ; R77 ; Figure (IV.20 ; IV.21 ; IV.22).

Les figures de IV.20 à IV.22 montrent l'implantation des regards de chute dans notre réseau.

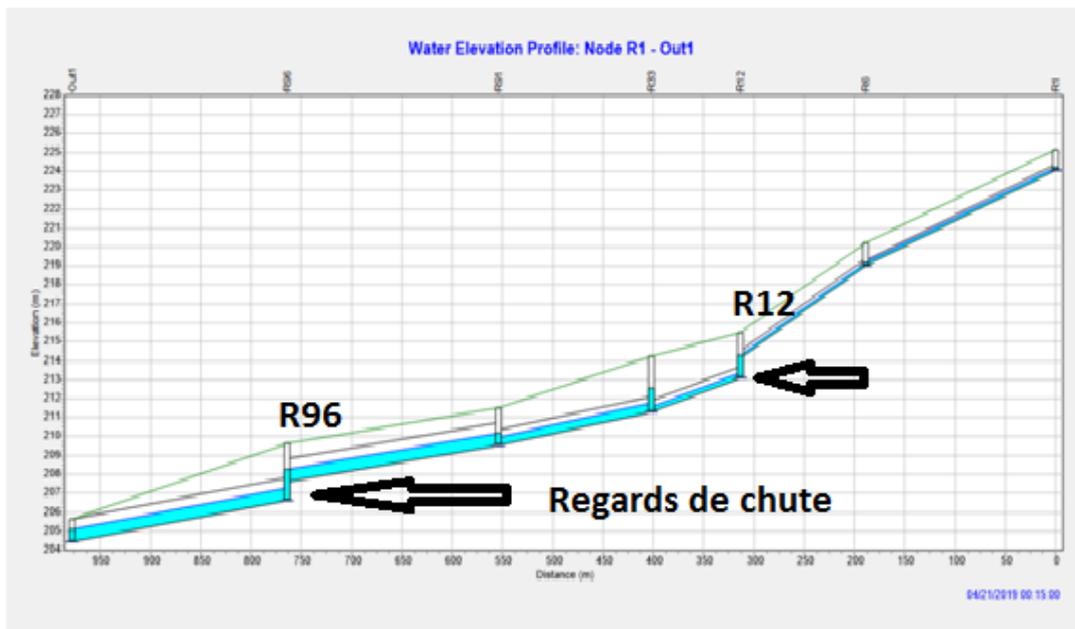


Figure IV.20 : Les regards de chute au niveau de (R12 ; R96)

- Les profondeurs des regards de chute
 Au niveau du regard R12 : 2.4 m
 Au niveau du regard R96 : 3 m

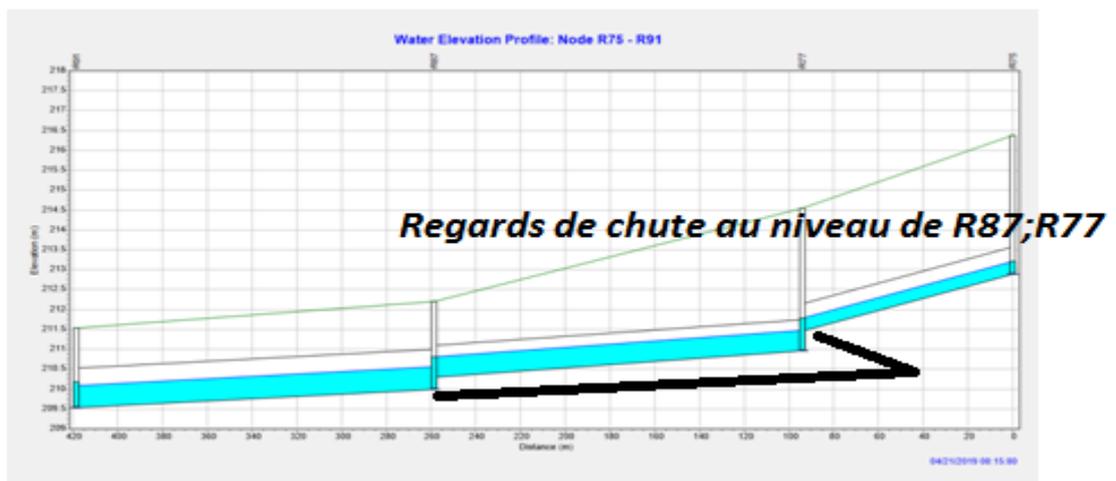


Figure IV.21 : Les regards de chute au niveau de (R87 ; R77)

- Les profondeurs des regards de chute
 Au niveau du regard R77 : 3.6 m
 Au niveau du regard R87 : 2.2 m

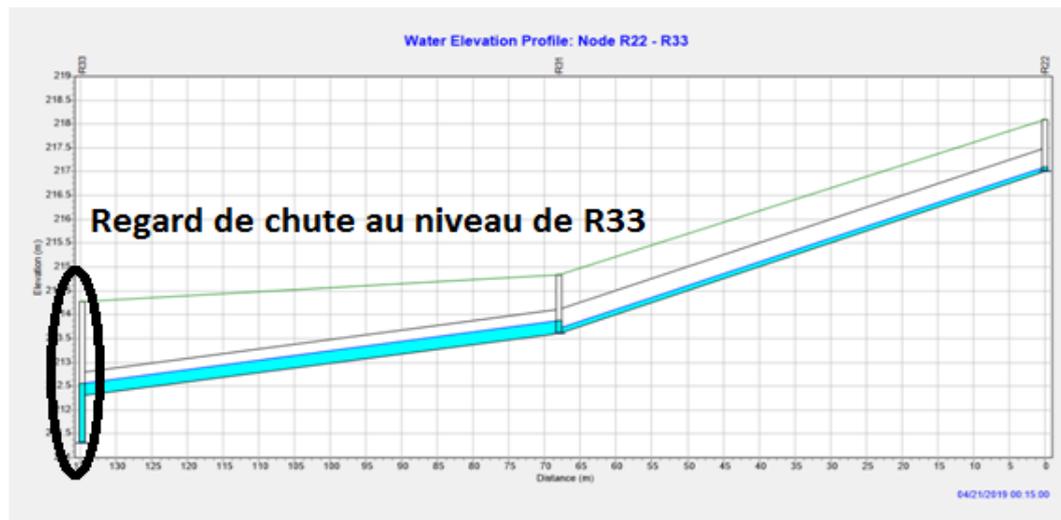


Figure IV.22 : Les regards de chute au niveau de R33

- La profondeur de regard de chute
 Au niveau du regard R33 : 2.97 m

Le rôle des regards de chute est de minimiser les pentes et d'arriver à des valeurs de vitesse d'écoulement convenables pour le bon fonctionnement de ce réseau d'assainissement ; Tableau (IV6 ; IV.7).

Par exemple :

Tronçon R15-R12 \longrightarrow $I_0=6.2\%$; $I_f=3.09\%$ et $V_0= 3.93 \text{ m/s}$; $V_f= 2.96\text{m/s}$.

Avec :

I_0 : la pente avant correction (%) ;

I_f : la pente après correction (%) ;

V_0 : Vitesse avant correction (m/s) ;

V_f : Vitesse après correction (m/s) ;

Le tableau IV.6 illustre les résultats des pentes obtenues par la première et la dernière simulation.

Tableau IV.6 : Résultats des pentes obtenues par la première et la dernière simulation.

Tronçon	I_0 (%)	I_f (%)
R20-R15	2,5%	4,04%
R15-R12	6,2%	3,09%
R1-R6	2,6%	2,69%
R6-R12	5,8%	3,92%
R12-R33	2,83%	2,04%
R39-R49	4,5%	4,98%
R46-R49	3,1%	4,94%
R49-R91	5,1%	2,00%
R35-R33	2,3%	3,00%
R24-R28	2,5%	2,48%
R28-R31	1,9%	4,20%
R22-R31	8,6%	4,99%
R31-R33	9,7%	1,96%
R33-R91	2,0%	1,16%
R81-R87	5,0%	3,60%
R53-R58	3,32%	3,32%
R58-R62	3,5%	1,95%
R62-R75	0,7%	0,72%
R66-R72	3,56%	3,56%
R72-R75	2,73%	1,08%
R75-R77	3,0%	1,52%
R77-R87	0,6%	0,58%
R87-R91	0,08%	0,67%
R91-R96	2,7%	0,76%
R96-REX	1,1%	0,92%

A partir de cette dernière simulation nous avons réussi à obtenir des pentes des conduites entre 0.58% et 4,99 %, Nous avons choisi des seuils des barèmes de pentes définis comme suite ;

$I \leq 0,03 \%$ → (bleu foncé)

$I = 0,03 \%$ à $I = 2 \%$ → pente idéale → (bleu ciel)

$I = 2 \%$ à $I = 5\%$ → pente relativement forte → (vert)

$I = 5 \%$ à $I = 10 \%$ → pente forte → (jaune)

$I > 10 \%$ → pente trop forte → (Rouge)

Pour notre réseau les pentes sont dans les domaines bleu ciel et vert ce qui implique que toutes les pentes sont entre 0,03% et 5%, ces pentes sont convenables.

La figure IV.23 représente les résultats des pentes obtenues au cours de la simulation finale.



Figure IV.23 : Résultat des pentes de la simulation finale

Le tableau IV.7 résume les résultats des vitesses obtenus par la première et la dernière simulation.

Les limites des vitesses obtenus pour la simulation finale de la zone d'étude varient de 1,81 m/s à 3,43 m/s, pratiquement dans tous les tronçons les vitesses d'écoulement sont convenables (entre 0.6 à 3m/s), à l'exception des deux tronçons aval (R91-R96 et R96-Out1) où les vitesses sont respectivement 3,16 et 3,43m/s laissées intentionnellement à l'état pour permettre une évacuation rapide des eaux usées et éviteront l'accumulation des dépôts à l'intérieur ces conduites avals (Figure IV.24).

Tableau IV.7 : Résultats des vitesses obtenues par première et la dernière simulation

Tronçon	V ₀ (m/s)	V _f (m/s)
R20-R15	2.17	2,47
R15-R12	3.93	2,96
R1-R6	2.24	2,26
R6-R12	3.52	3,02
R12-R33	3.29	3,02
R39-R49	3.05	3,04
R46-R49	2.39	2,81
R49-R91	3.93	2,73
R35-R33	1.99	2,13
R24-R28	2.11	2,08
R28-R31	1.87	2 ,49
R22-R31	3.42	2 ,73
R31-R33	4.90	2,75
R33-R91	3.70	2,99
R81-R87	2.91	2,54
R53-R58	2.71	2,67
R58-R62	3.18	2,50
R62-R75	1.84	1,81
R66-R72	2.88	2,85
R72-R75	2.92	2,04
R75-R77	3.80	2,91
R77-R87	2.17	2,11
R87-R91	0.84	2,35
R91-R96	4.78	3,16
R96-Out1	3.52	3,43

Remarque : La vitesse au niveau du collecteur du rejet dépasse les 3 m/s (3,43 m/s); nous avons toléré ce dépassement de vitesse car d'après certains auteurs on peut aller jusqu'à 4m/s pour la vitesse limite, de plus une telle vitesse au collecteur de rejet permettra une évacuation rapide des eaux usées et qui évitera l'accumulation des dépôts à l'intérieur du collecteur.

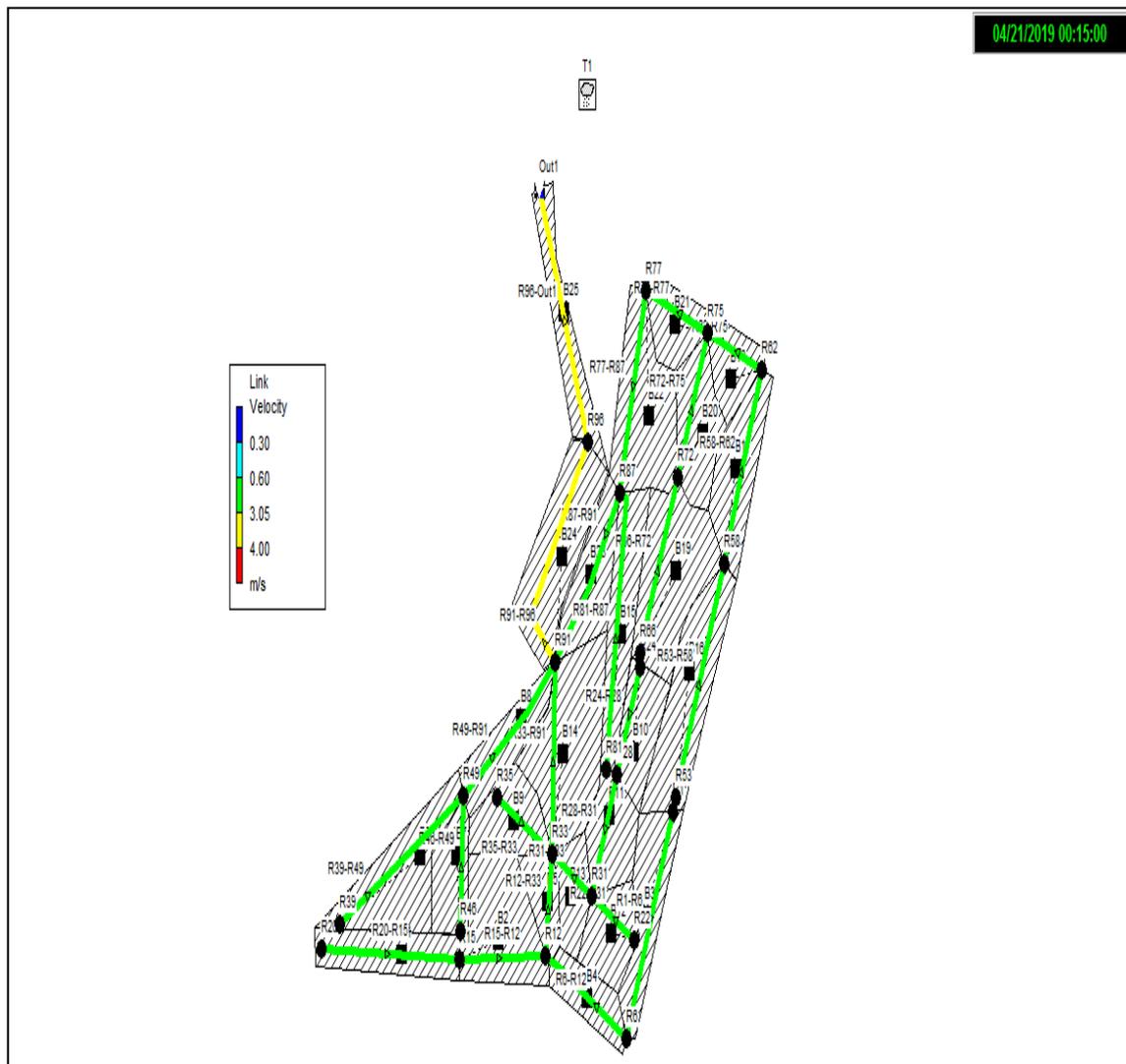


Figure IV.24 : Résultat des vitesses de la simulation finale

- ✓ Les résultats obtenus par la modélisation par SWMM en utilisant le modèle Steady flow pour un régime uniforme de notre réseau d'assainissement sont présentés dans les tableaux (IV.8 ; IV.9 et IV.10)

Tableau IV.8 : Relation entre la précipitation et le ruissellement (pluie-débit)

Sous bassin Subcatchments	précipitation (mm)	infiltration (mm)	ruissellement (mm)	ruissellement 10 ⁶ (litre)	Coefficient de Ruissellement
B1	139.25	23.81	115.78	0.73	0.831
B2	139.25	22.48	117.10	1.16	0.841
B3	139.25	23.29	116.30	0.85	0.835
B4	139.25	22.24	117.34	0.56	0.843
B5	139.25	22.45	117.13	0.39	0.841
B6	139.25	23.46	116.13	1.20	0.834
B7	139.25	21.44	118.20	0.54	0.849
B8	139.25	22.77	116.82	0.72	0.839
B9	139.25	25.07	114.47	0.69	0.822
B10	139.25	22.70	116.89	0.63	0.839
B11	139.25	22.22	117.36	0.63	0.843
B12	139.25	21.68	117.92	0.60	0.847
B13	139.25	21.82	117.77	0.45	0.846
B14	139.25	23.28	116.31	1.51	0.835
B15	139.25	23.65	115.94	0.93	0.833
B16	139.25	23.70	115.89	1.32	0.832
B17	139.25	23.08	116.51	0.85	0.837
B18	139.25	24.63	114.94	0.49	0.825
B19	139.25	23.05	116.54	1.40	0.837
B20	139.25	23.13	116.46	0.78	0.836
B21	139.25	22.31	117.27	0.53	0.842
B22	139.25	25.81	113.72	1.21	0.817
B23	139.25	23.72	115.87	0.78	0.832
B24	139.25	23.68	115.91	1.18	0.832
B25	139.25	23.71	115.88	0.60	0.832

Le tableau montre que la hauteur de précipitation reste constante pendant 6 heures (139,25 mm), avec un coefficient de ruissellement simulé qui est d'environ de (83%), ce qui nous explique que presque tous le volume d'eau précipité va ruisseler et le reste va s'infiltrer (17%).

Comme par un exemple, du sous bassin 1 (BV1) de superficie de 0.67 ha avec une pente moyenne de 3.04 % ; produit un volume d'eau ruisselé de deux millions litre (0.73 · 10⁶ litres).

Tableau IV.9 : Résultat des (Débit, rapport des débits, rapport de remplissage)

Tronçon	Débits (m3/s)	Temps maximum de débits (min)	Rapport de débits (Rq)	Rapport de remplissage (Rh)
R20-R15	0,069	00:26	2,51	0,35
R15-R12	0,203	00:21	2,99	0,55
R1-R6	0,085	00:26	2,28	0,54
R6-R12	0,155	00:21	3,05	0,38
R12-R33	0,406	00:21	3,04	0,46
R39-R49	0,117	00:26	3,08	0,25
R46-R49	0,08	00:16	2,82	0,37
R49-R91	0,273	00:16	2,73	0,51
R35-R33	0,067	00:26	2,19	0,19
R24-R28	0,07	00:21	2,11	0,46
R28-R31	0,071	00:21	2,52	0,17
R22-R31	0,083	00:16	2,74	0,1
R31-R33	0,291	00:16	2,76	0,55
R33-R91	0,918	00:21	3,01	0,64
R81-R87	0,089	00:26	2,58	0,49
R53-R58	0,125	00:26	2,71	0,33
R58-R62	0,214	00:26	2,53	0,74
R62-R75	0,261	00:26	1,84	0,33
R66-R72	0,145	00:21	2,89	0,37
R72-R75	0,227	00:21	2,07	0,58
R75-R77	0,554	00:21	2,94	0,49
R77-R87	0,653	00:26	2,13	0,65
R87-R91	0,826	00:26	2,37	0,76
R91-R96	2,147	00:21	3,18	0,63
R96-REX	2,228	00:21	3,45	0,59

Dans le tableau ci-dessus nous avons présenté les différents rapports :

Le rapport de remplissage atteint le maximum ($r_h = 0,76$) dans tout le réseau d'assainissement dans la conduite (R87-R91) est de $\varnothing 800$ avec une hauteur de remplissage est de 76 % inférieur a 80 %,ce qui explique que notre réseau d'assainissement fonctionne normalement.

Nous avons aussi présenté les débits évacués par le réseau d'assainissement, dans un temps minimums qui est de 16 minute et maximums de 26 minutes.

Tableau IV.10 : Résultat du débit et du volume d'eau a évacué par le réseau

Exutoire(Outfall)	Débit maximum (m ³ /s)	Volume total évacué (10 ⁶ litres)
OUT 1	2,254	27,555

Le débit total évacué par le réseau d'assainissement sur une superficie de 17,5 ha est de 2,254 m³/s, avec un diamètre normalisé du collecteur finale de 1200mm, et une vitesse d'écoulement de 3,43 m/s.

Remarque : lors du dimensionnement et simulation sur SWMM du réseau, les tronçons considérés ont des longueurs ne dépassant pas les 300 m, mais la majorité dépasse les 70m (tableau IV.2), pour ces derniers il convient d'introduire des regards intermédiaires tous les 70m environ pour respecter les normes de réalisation des réseaux d'assainissement.

IV.5.2. Modèle Dynamic Wave (régime variée):

La figure suivante illustre les résultats de la première simulation en appliquant le modèle Dynamic Wave en régime varié ; les résultats obtenus pendant la première simulation sont illustrés sur la figure IV.25 :

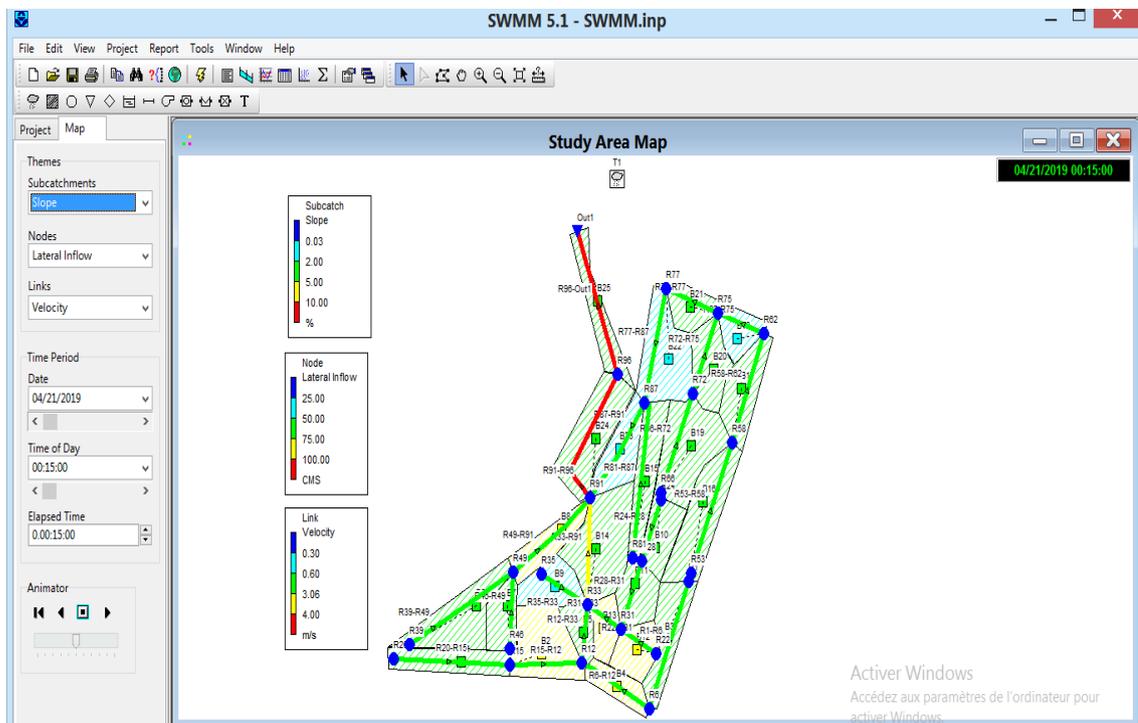


Figure IV.25 : Résultat globale de la première simulation (Dynamic Wave)

1. Problèmes rencontrés pendant la première simulation :

A la fin de la première simulation, nous avons constaté plusieurs anomalies dans notre réseau :

- Des pentes motrices trop élevées (non conforme aux normes)
 - ❖ les conduites R15-R12 (6.22%) ; R6-R12 (5.75%) ; R22-R31 (8.58%) ; R31-R33 (9.65%) ; (Figure IV.26).



Figure IV.26 : Pentes supérieures à 5%

- vitesses supérieures à 3 m/s (supérieur à la vitesse limite d'érosion dans la conduite)
 - ❖ Les conduites: R33-R91 (3.17m/s); R91-R96 (4.74m/s); R96-Out1 (4.84m/s); (Figure IV.27).

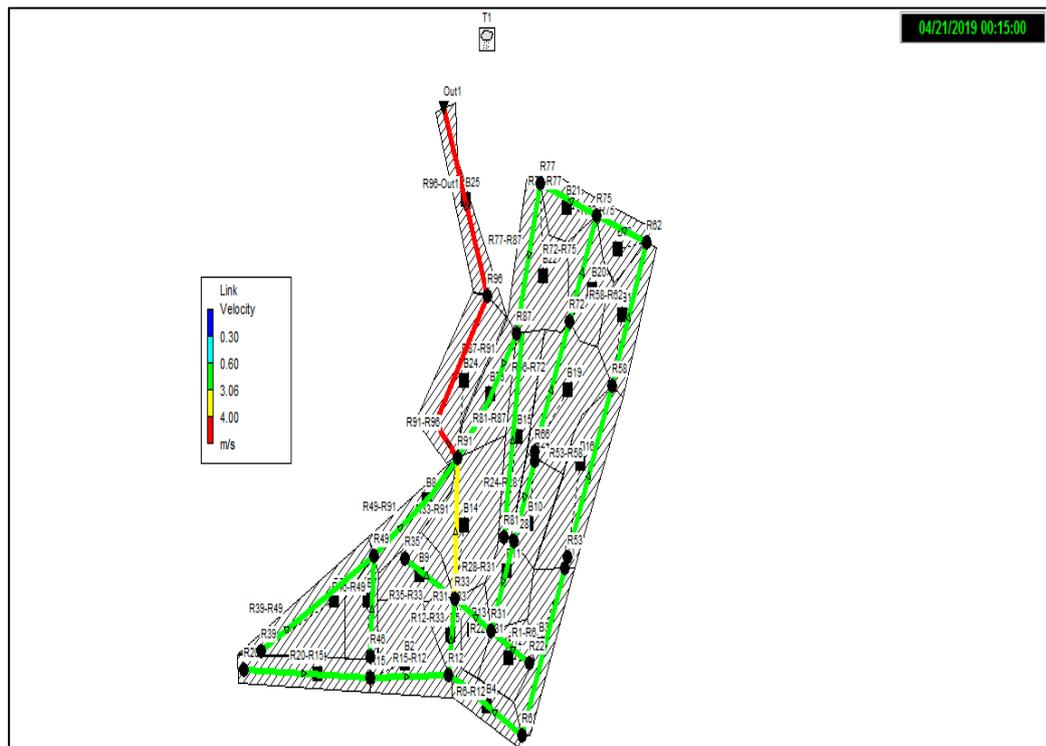


Figure IV.27 : vitesse supérieur à 3 m/s

- Nœud R87 en débordements. ; (Figure IV.28).

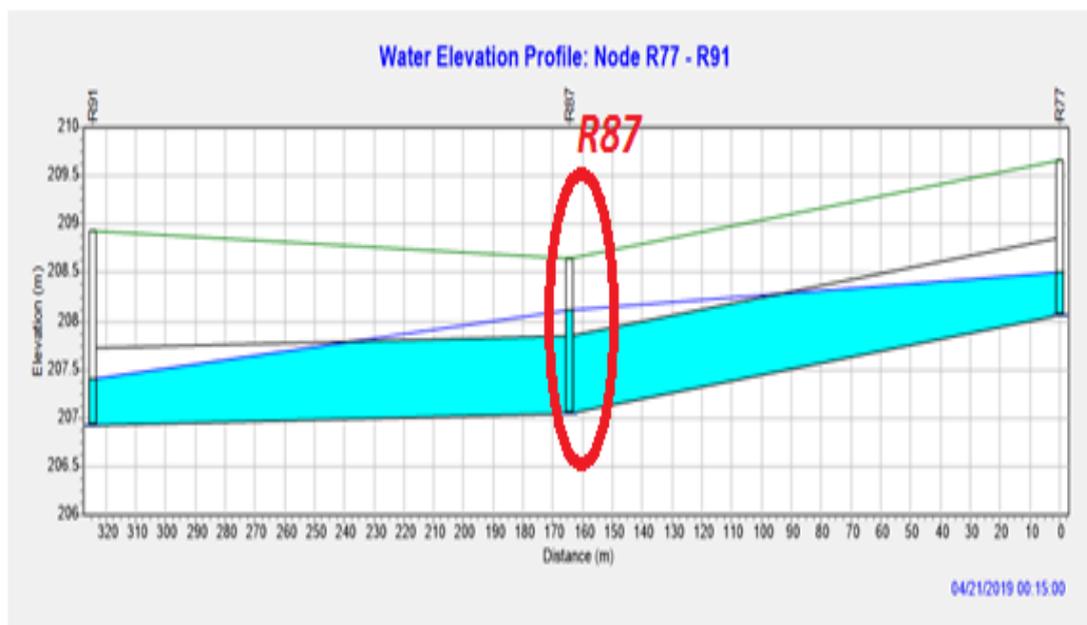


Figure IV.28 : Profil en long des conduites (R77-R91)

➤ Conduite en surcharges :

- ❖ la conduite du tronçon R35-R33 ; R77-R87 ; R87-R91 ; R81-R87 ;
Figure (IV.29 ; IV.30 ; IV.31)

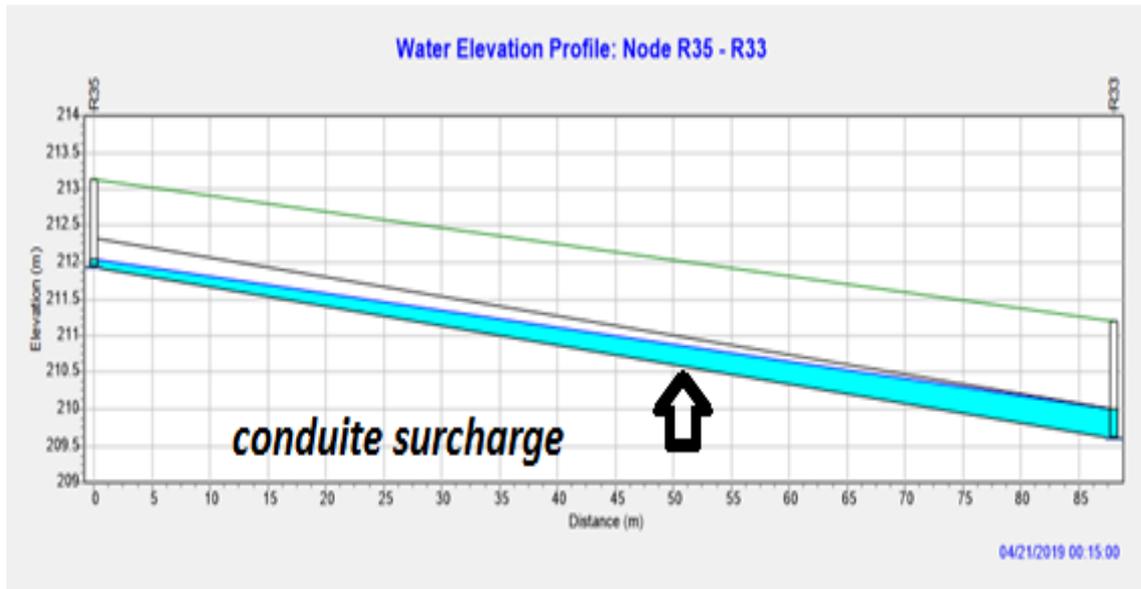


Figure IV.29 : Profil en long de la conduite en surcharge (R35-R33)

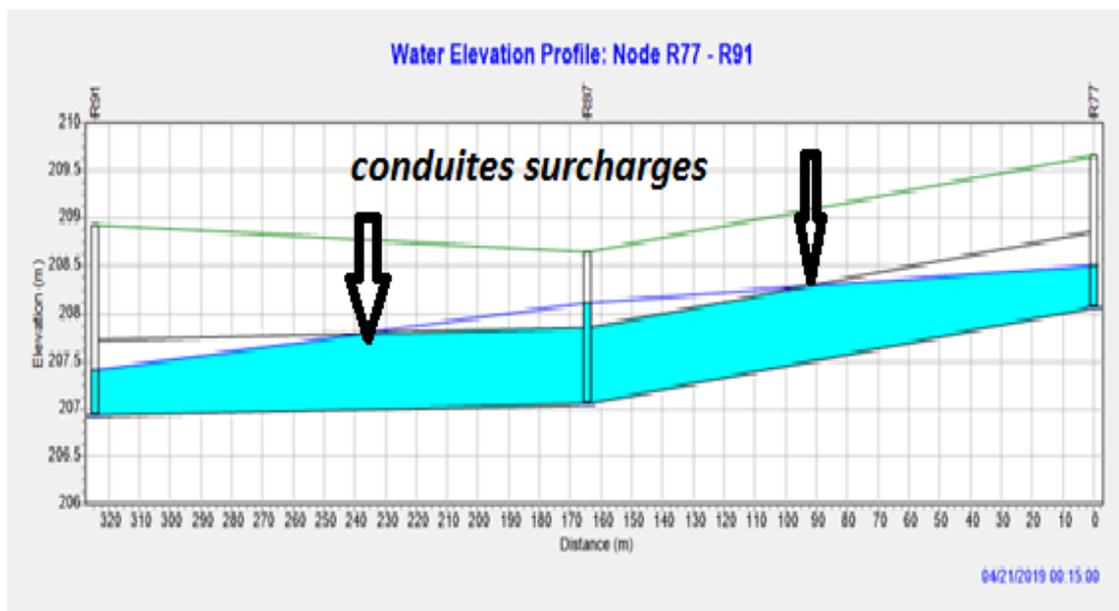


Figure IV. 30: Profil en long de la conduite en surcharge (R77-R87 ; R87-R91)

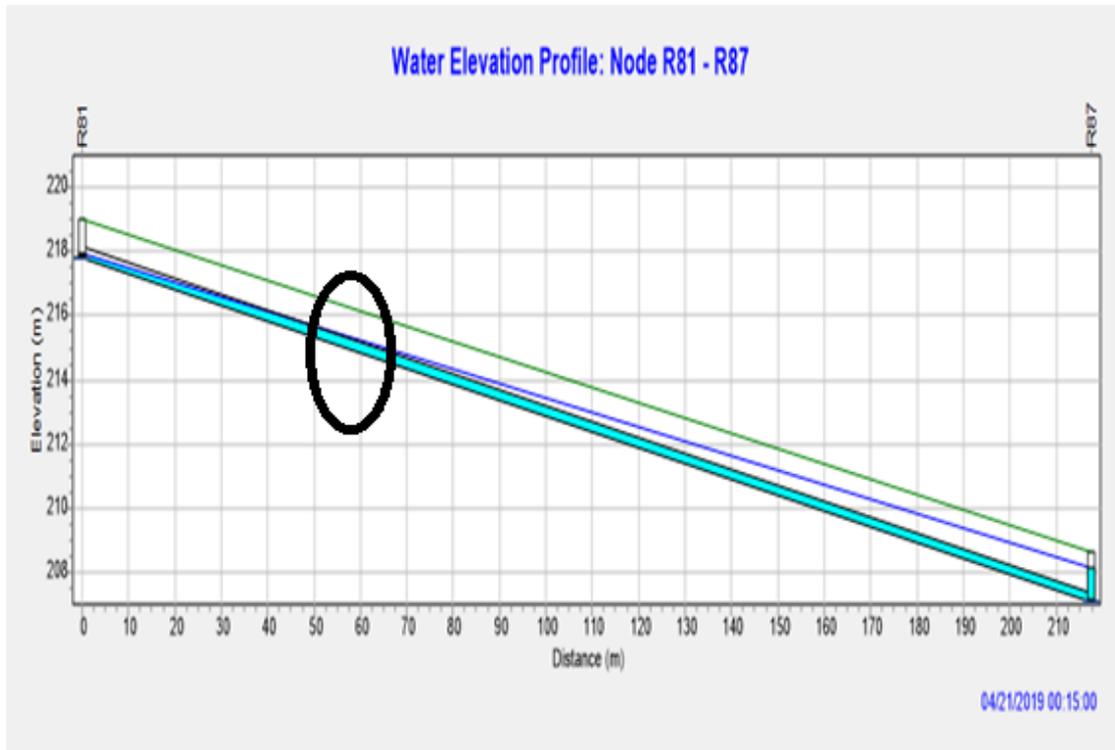


Figure IV.31 : profil en long de la conduite en surcharge (R81-R87)

2. Résolution des problèmes de la première simulation :

Pour résoudre les problèmes cités précédemment de la première simulation plusieurs simulations ont été effectuées afin d'y parvenir en procédant à des changements : des diamètres des conduites, des pentes des conduites et des côtes du radier des regards et même dans certains cas, nous avons varié les profondeurs de jonction aux niveaux des nœuds avals des conduites (Outlet Offset). Le tableau IV.11 résume les résultats des changements effectués de ces paramètres à la réussite de la simulation.

Tableau IV.11 : Changements effectués sur côtes du radier des regards ; les diamètres et les pentes des conduites

Tronçon	cote de radier (Invert El) (m)	D(m)	Max Depth (m)	Outlet offset
R20-R15	225,1	0,3	1,1	0
R15-R12	217,06	0,4	1,2	0
R1-R6	224,07	0,3	1,1	0
R6-R12	219	0,4	1,2	1
R12-R33	213,11	0,6	2,4	0
R39-R49	222,86	0,4	1,53	0
R46-R49	218,41	0,3	1,1	0
R49-R91	212,93	0,5	1,3	0
R35-R33	213,61	0,5	3,3	1
R24-R28	220,065	0,3	1,1	0
R28-R31	217,835	0,4	1,22	0
R22-R31	217	0,5	1,1	0
R31-R33	213,61	0,5	1,23	1
R33-R91	211,3	0,8	2,97	0
R81-R87	217,835	0,5	2	1
R53-R58	223,585	0,4	1,2	0
R58-R62	217,14	0,4	1,2	0,5
R62-R75	213,5	0,7	3,5	0
R66-R72	219,53	0,4	1,2	0
R72-R75	214,185	0,5	1,3	0
R75-R77	212,855	0,7	3,5	0,5
R77-R87	210,955	0,8	3,6	0,5
R87-R91	210	1	2,4	0
R91-R96	207,53	1,2	2	1
R96-REX	203,63	1,2	3	0

✚ En gras les modifications apportées

3. Résultats de la simulation finale :

Nous avons appliqué plusieurs simulation pour obtenir un réseau d'assainissement fiable, et une évacuation des eaux (usées + pluviales) en toute sécurité.

- Nous avons installé des regards de chute au niveau des nœuds : R33, R96, R87 ; R77 ; Figure (IV.32 ; IV.33).

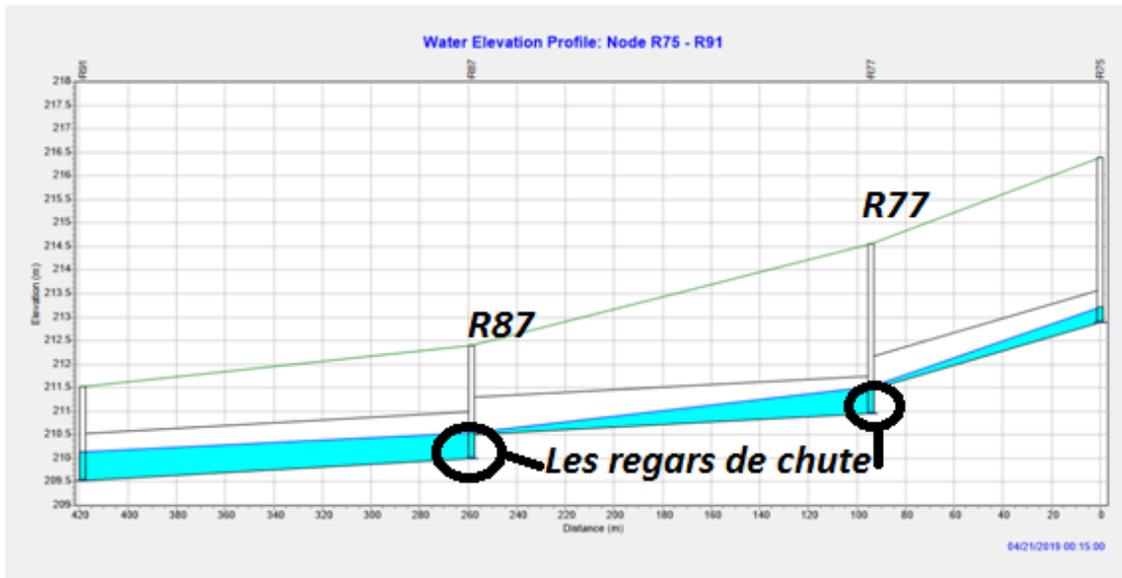


Figure IV.32 : Les regards de chute au niveau de (R77 ; R87)

- Les profondeurs des regards de chute
 Au niveau du regard R77 : 3.6 m
 Au niveau du regard R87 : 2.2 m

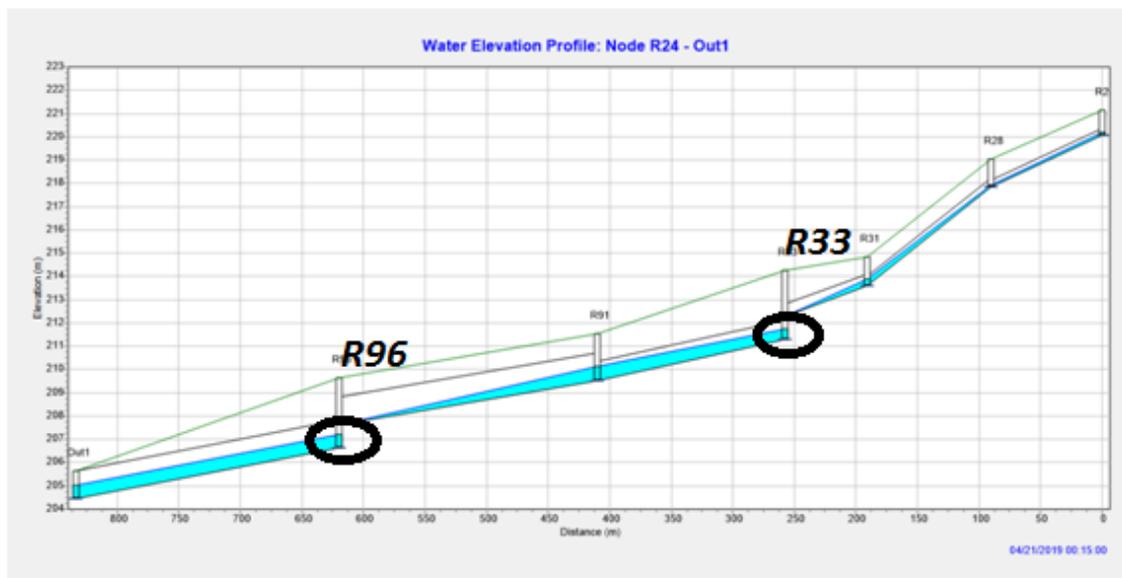


Figure IV.33 : Les regards de chute au niveau de R33 ; R96

- Les profondeurs des regards de chute
 Au niveau du regard R33 : 2.97 m
 Au niveau du regard R96 : 3 m

Nous avons installé les regards de chute pour minimiser les pentes et d'arriver à des valeurs de vitesse d'écoulement convenables pour un bon fonctionnement de ce réseau d'assainissement (Tableau IV.12 et IV.13).

Par exemple : R15-R12 : $I_0=6.22\%$; $I_f=3.09\%$ et $V_0= 2.88 \text{ m/s}$; $V_f= 2.48\text{m/s}$.

Le tableau IV.12 illustre les résultats des pentes obtenues par la première et la dernière simulation.

Tableau IV.12 : Pentes obtenues par la première et la dernière simulation.

Tronçon	$I_0(\%)$	$I_f (\%)$
R20-R15	2.53%	4.04%
R15-R12	6.22%	3.09%
R1-R6	2.55%	2.69%
R6-R12	5.75%	3.92%
R12-R33	2.83%	2,04%
R39-R49	4.46%	4,98%
R46-R49	3.05%	4.94%
R49-R91	5.13%	2.00%
R35-R33	2.66%	1.86%
R24-R28	2,48%	2.48%
R28-R31	1.81%	4.20%
R22-R31	8.58%	4,99%
R31-R33	9.65%	1.96%
R33-R91	1.75%	1.16%
R81-R87	4.96%	3,14%
R53-R58	3,32%	3.32%
R58-R62	3.51%	1.95%
R62-R75	0,72%	0,72%
R66-R72	3,56%	3,56%
R72-R75	2.73%	1.08%
R75-R77	3.01%	1,52%
R77-R87	0,61%	0,82%
R87-R91	0,08%	0,29%
R91-R96	2.65%	0.90%
R96-REX	2.05%	1,08%

A partir de cette dernière simulation nous avons réussi à obtenir des pentes des conduites entre 0.29 et 4,99 %, Nous avons choisi des seuils des barèmes de pentes définis comme suite (Figure IV.34).

$I \leq 0,03 \%$ → (bleu foncé)

$I = 0,03 \%$ à $I = 2 \%$ → pente idéale → (bleu ciel)

$I = 2 \%$ à $I = 5 \%$ → pente relativement forte → (vert)

$I = 5 \%$ à $I = 10 \%$ → pente forte → (jaune)

$I > 10 \%$ → pente trop forte → (Rouge)

Pour notre réseau les pentes sont dans les domaines bleu ciel et vert ce qui implique que toutes les pentes sont entre 0,03 et 5%, ces pentes sont convenables.



Figure IV.34 : Pentas de la simulation finale

Le tableau IV.13 résume les résultats des vitesses obtenues par la première et la dernière simulation.

Tableau IV.13 : Vitesses obtenues par la première et la dernière simulation.

Tronçon	V_0 (m/s)	V_f (m/s)
R20-R15	1.79	1,65
R15-R12	2.88	2,43
R1-R6	2.24	2,13
R6-R12	2.34	3.02
R12-R33	2.45	2,14
R39-R49	2.27	2,12
R46-R49	1.94	1.92
R49-R91	1.96	1.15
R35-R33	0.71	1.76
R24-R28	2.12	2,35
R28-R31	1.57	1.21
R22-R31	2.23	1.26
R31-R33	2.47	2.75
R33-R91	3.17	2,50
R81-R87	1.56	2,33
R53-R58	2.17	1.90
R58-R62	2.62	2,49
R62-R75	1.77	1,55
R66-R72	2.42	2,02
R72-R75	2.32	1.76
R75-R77	2.62	2.90
R77-R87	1.49	1.70
R87-R91	1.86	1,56
R91-R96	4.74	3,23
R96-Out1	4.84	3.39

Les limites des vitesses obtenus pour la simulation finale de la zone d'étude varient de 1,21 m/s à 3,39 m/s, pratiquement dans tous les tronçons les vitesses d'écoulement sont convenables (entre 0.6 à 3m/s), à l'exception des deux tronçons aval (R91-R96 et R96-Out1) ou les vitesses sont respectivement 3,23 et 3,39m/s laissées à l'état pour permettre une évacuation rapide des eaux usées et éviteront l'accumulation des dépôts à l'intérieur ces conduites avals (Figure IV.35).

Remarque : Nous avons remarqué que la vitesse au niveau du collecteur de rejet dépasse les 3 m/s (3,39 m/s); nous avons toléré ce dépassement de vitesse car d'après certains auteurs on peut aller jusqu'à 4m/s pour la vitesse limite, de plus une telle vitesse au collecteur de rejet permettra une évacuation rapide des eaux usées et qui évitera l'accumulation des dépôts à l'intérieur du collecteur

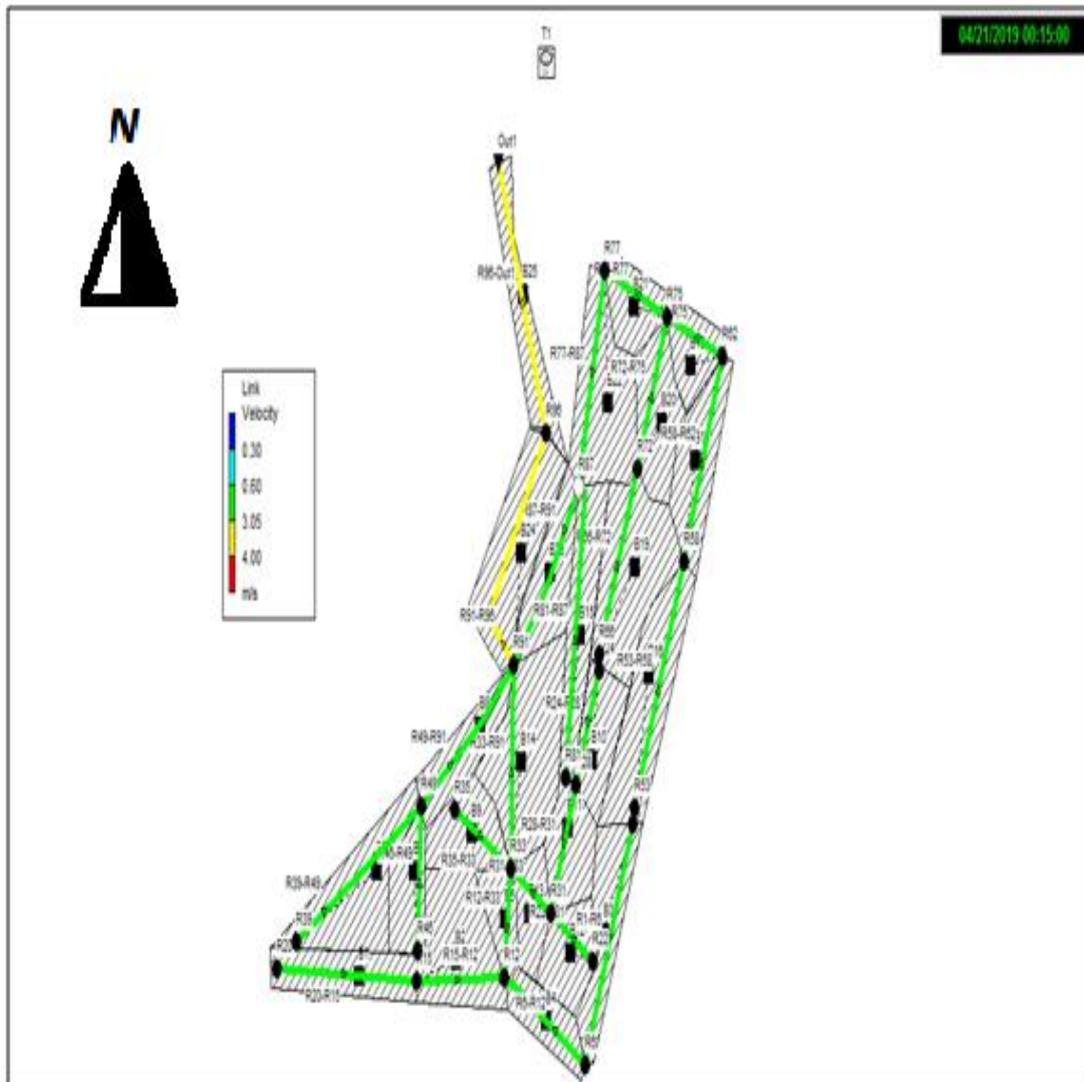


Figure IV.35 : Vitesses d'écoulement à la simulation finale

- ✓ Les résultats obtenus par la modélisation par SWMM de notre réseau d'assainissement sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.14 : Résultat des (Débit, rapport des débits, rapport de remplissage)

Tronçon	Débits (m ³ /s)	Temps maximum de débits (min)	Rapport de débits (Rq)	Rapport de remplissage (Rh)
R20-R15	0,069	00:25	0,35	0,56
R15-R12	0,202	00:20	0,55	0,62
R1-R6	0,085	00:25	0,54	0,54
R6-R12	0,155	00:21	0,37	0,42
R12-R33	0,405	00:21	0,46	0,63
R39-R49	0,117	00:25	0,25	0,44
R46-R49	0,08	00:15	0,37	0,57
R49-R91	0,272	00:17	0,21	0,62
R35-R33	0,067	00:26	0,13	0,24
R24-R28	0,07	00:20	0,46	0,43
R28-R31	0,071	00:20	0,17	0,47
R22-R31	0,083	00:15	0,1	0,37
R31-R33	0,29	00:16	0,55	0,53
R33-R91	0,916	00:21	0,64	0,7
R81-R87	0,23	00:07	0,34	0,43
R53-R58	0,125	00:25	0,33	0,52
R58-R62	0,214	00:26	0,74	0,64
R62-R75	0,26	00:26	0,33	0,44
R66-R72	0,145	00:20	0,37	0,55
R72-R75	0,226	00:22	0,58	0,62
R75-R77	0,553	00:25	0,48	0,49
R77-R87	0,652	00:26	0,94	0,69
R87-R91	0,825	00:27	0,63	0,62
R91-R96	2,134	00:23	0,58	0,54
R96-REX	2,217	00:23	0,56	0,54

Dans le tableau ci-dessus nous avons présenté les différents rapports :

La valeur du rapport de remplissage maximale est de ($r_h = 0,70$) au niveau de la conduite (R33-R91) dont le diamètre est de 800mm avec une hauteur de remplissage qui correspond à 70 %, inférieur à 80 %, ce qui explique que notre réseau d'assainissement fonctionne normalement.

Nous avons aussi présenté les débits évacués par le réseau d'assainissement, dans un temps minimums de 07 minute et maximums 27 minute.

Tableau IV.15 : Résultat du débit et du volume évacué par le réseau d'assainissement

Exutoire(Outfall)	Débit maximum (m ³ /s)	Volume total évacué (10 ⁶ litres)
OUT 1	2,243	27,482

Le débit total évacué par le réseau d'assainissement sur une superficie de 17,5 ha est de 2.243 m³/s, avec un diamètre normalisé du collecteur finale de 1200mm, et une vitesse d'écoulement de 3,55 m.

Remarque : les résultats de La relation entre la précipitation et le ruissellement (pluie-débit) sont les mêmes, dans les deux modèles (Steady flow ; Dynamic Wave).

IV.6. Utilisation de la méthode d'infiltration Horton :

Nous avons gardé les mêmes caractéristiques des sous bassins versants, conduits et des nœuds (les surfaces les pentes les cotes de radier ect) ; notre terrain est de type argileux ; nous avons choisis les paramètres d'Horton qui correspondent aux terres argileuses applicable au Sud de la France (son climat est similaire à celui du Nord algérien) car nous n'avons pas pu avoir les paramètres spécifique à l'Algérie du Nord car d'après le tableau suivant:

Tableau IV.16 : Les paramètres d'Horton pour les terres argileuses [33].

Type des terrains	F_0 (mm /h)	F_c (mm /h)	K (min^{-1})
Terres grasse engazonnée	76	16 en conditions normales. 7.6 en conditions humides.	0.083
Terres sableuses		15 à 25	
Terres lourdes		15 à 25	
Terres argileuses		3	

Avec :

F_0 : La vitesse initiale d'infiltration en (mm/h).

F_C : la vitesse limite d'infiltration (en mm/h).

K : Coefficient de décroissance en (min^{-1}).

La figure IV.36 représente l'éditeur de l'infiltration permettant de faire rentrer les paramètres d'Horton cités si dessus.

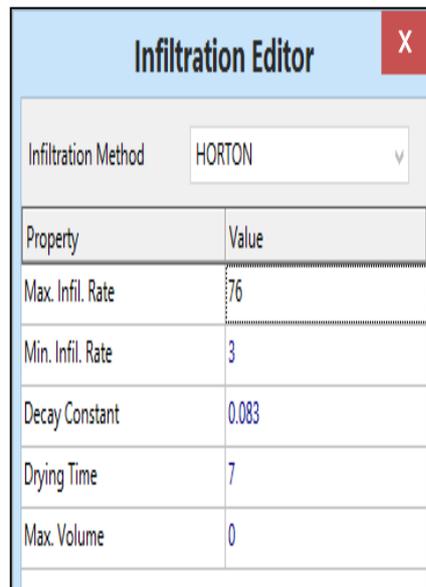


Figure IV.36 : Editeur de propriétés de l'infiltration

IV.6.1. Modèle Steady flow (régime uniforme) :

Les figures de IV.37 à IV.40 illustrent les résultats de la première simulation :

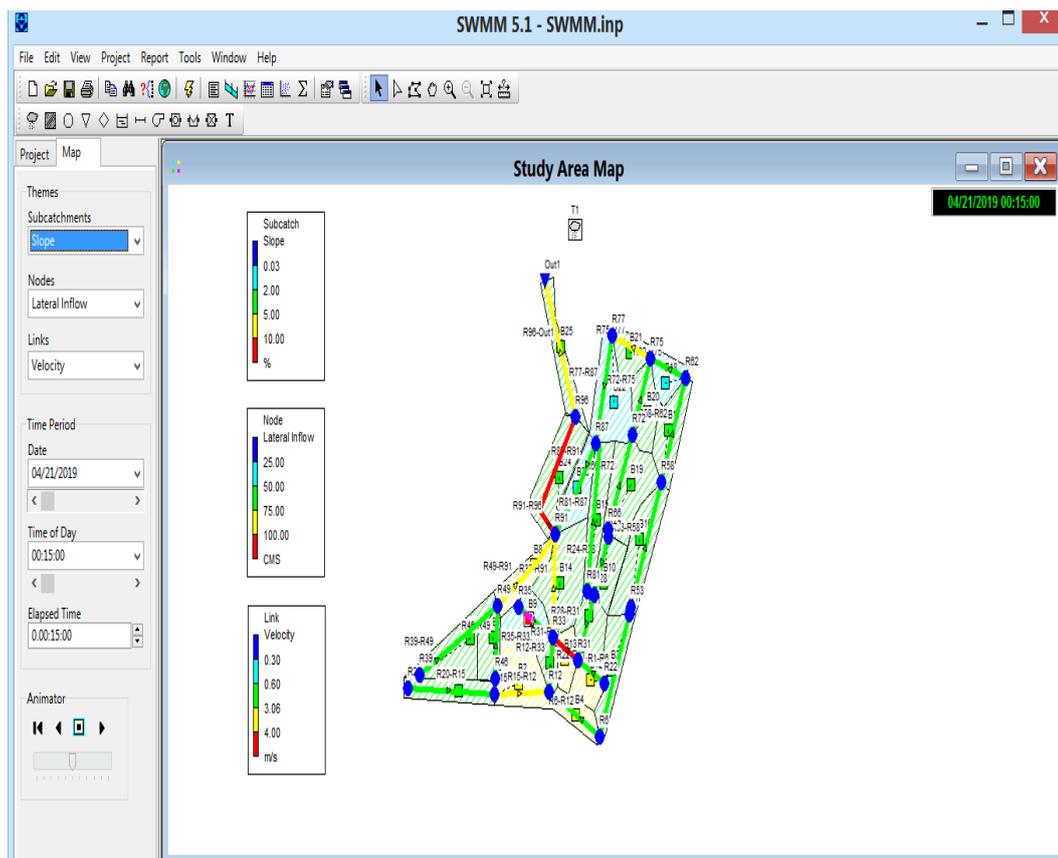


Figure IV.37 : Résultat globale de la première simulation (Steady flow)

➤ **Problèmes rencontrés pendant la première simulation :**

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

- Des pentes motrices trop élevée (non conforme aux normes) dans les conduites R49-R91 (5.13%) ; R22-R31 (8.58%) ; R31-R33 (9.65%) ; R6-R12 (5.45%) ; R15-R12 (6.22%) (Figure IV.38).

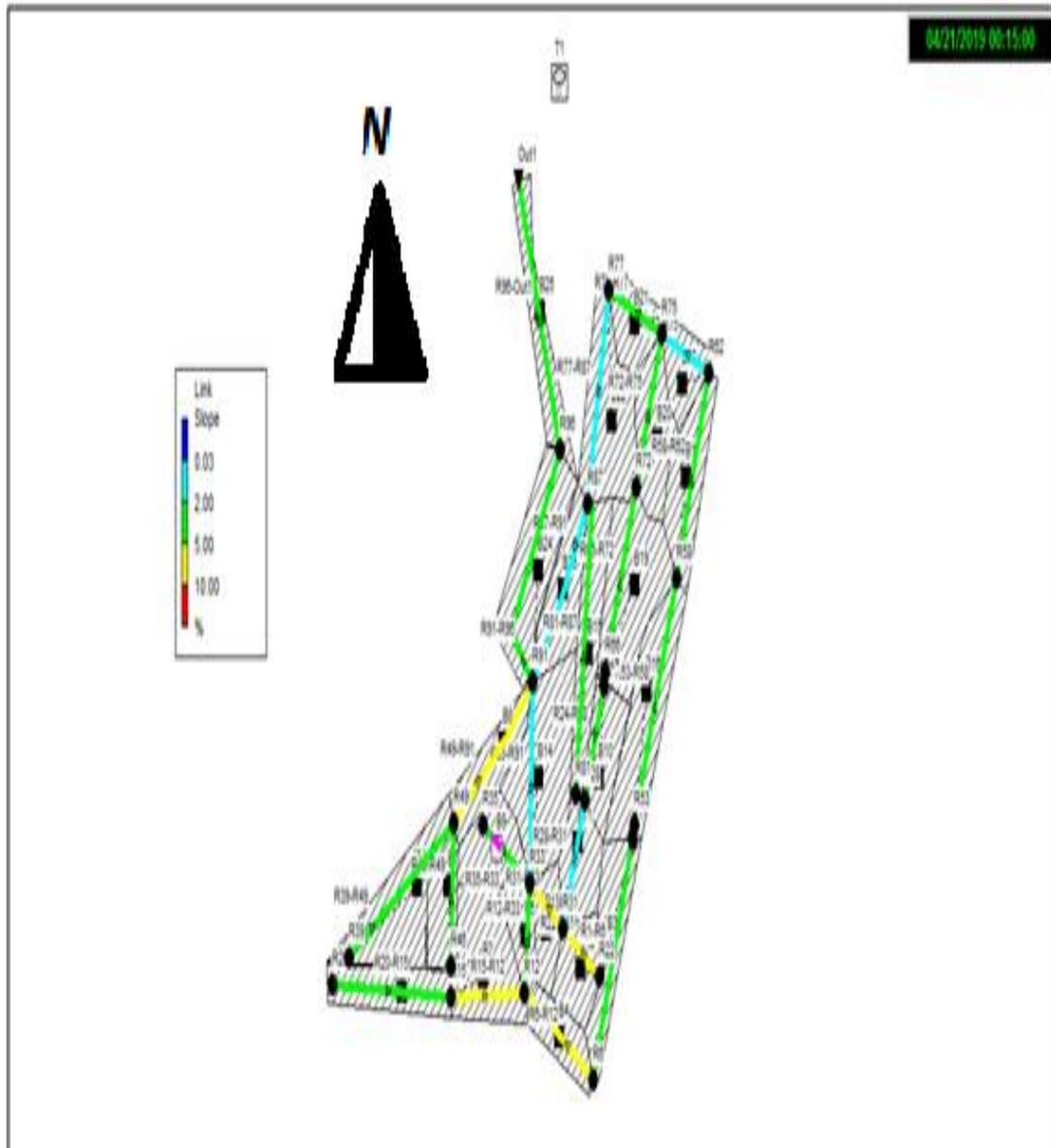


Figure. IV.38: Pentés supérieurs à 5% ; (Steady flow)

- vitesses supérieures à 3 m/s (supérieur à la vitesse limite d'érosion dans la conduite) observé dans les troquons : R49-R91 (3.36m/s) ; R15-R12 (3.39 m/s) ; R31-R33 (4.16m/s) ; R33-R91 (3.07m/s); R91-R96 (4.28 m/s) ; R75-R77 (3.35m/s) et R96-Out1 (3.97 m/s) (Figure IV.39).

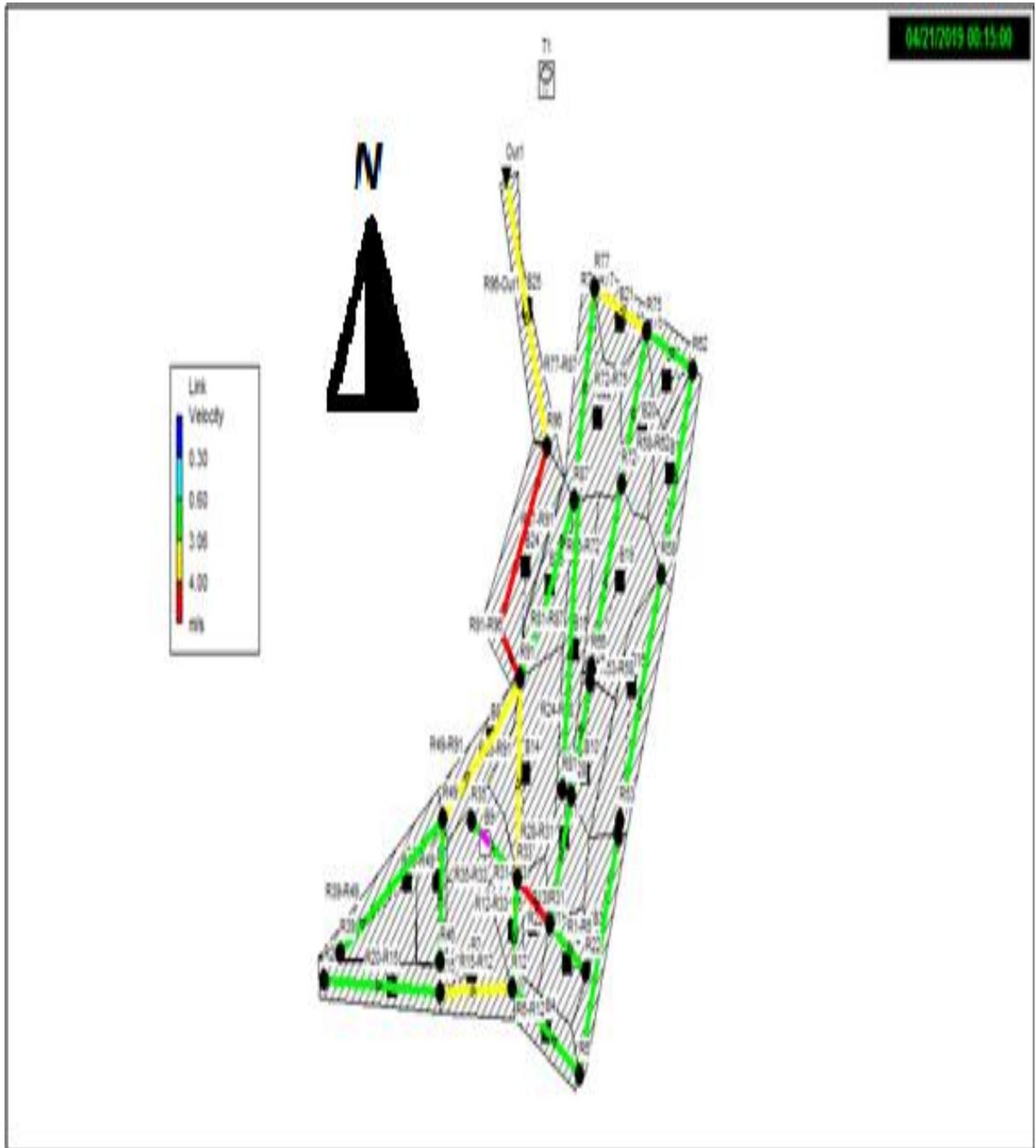


Figure IV.39: vitesses supérieurs à 3 m/s ; (Steady flow)

- Nœud en débordements R87 (Figure IV.40).
- Conduite en surcharges : la conduite du tronçon R87-R91. (Figure IV.40)

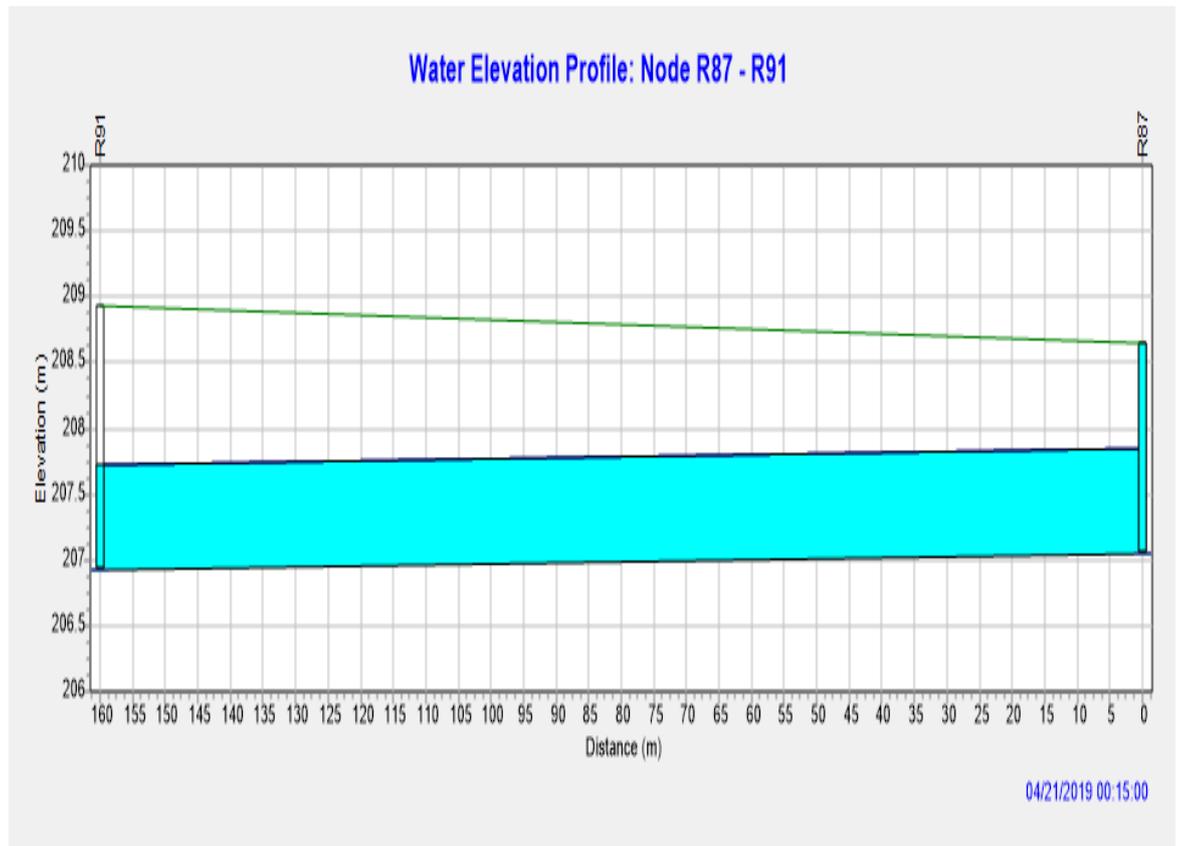


Figure IV.40 : Conduite en surcharges (R87-R91) et nœud en débordements R87

- **Résolution des problèmes de la première simulation :**

Pour résoudre les problèmes cités précédemment au cours de la première simulation, plusieurs simulations ont été effectuées en faisant des changements sur les diamètres des conduites, les pentes des conduites, côtes du radier des regards ; nous avons varié les profondeurs au niveau du nœud aval (Inlet Offset) ou à l'amont de la conduite (Outlet Offset) (tableau IV.17).

Tableau IV.17: côtes du radier, les diamètres et les pentes des conduites (Steady flow)

Tronçon	cote de radier (Invert El) (m)	D(m)	Max depth (m)	Outlet offset
R20-R15	225,1	0,3	1,1	0
R15-R12	217,06	0,4	1,2	0.6
R1-R6	224,07	0,3	1,1	0
R6-R12	219	0,4	1,2	1
R12-R33	213,11	0,6	2,4	0.6
R39-R49	222,86	0,4	1,53	0
R46-R49	218,41	0,3	1,1	0
R49-R91	212,93	0,5	1,3	0
R35-R33	213,61	0,4	3,2	0
R24-R28	220,065	0,3	1,1	0
R28-R31	217,835	0,4	1,22	0
R22-R31	217	0,5	1,1	0
R31-R33	213,61	0,5	1,23	1
R33-R91	211,3	0,8	2,97	0
R81-R87	217,835	0,3	1.8	1
R53-R58	223,585	0,4	1,2	0
R58-R62	217,14	0,4	1,2	0,5
R62-R75	213,5	0,7	3,5	0
R66-R72	219,53	0,4	1,2	0
R72-R75	214,185	0,5	1,3	0
R75-R77	212,855	0,7	3,5	0,5
R77-R87	210,955	0,8	3,6	0,5
R87-R91	210	1	2,34	0
R91-R96	207,53	1,2	2	0,5
R96-REX	203,63	1,2	3	0

✚ En gras les modifications apportées

➤ **Résultats de la simulation finale :**

Après plusieurs simulation nous avons corrigé toutes les anomalies rencontrées afin d'obtenir un réseau d'assainissement fiable, et une évacuation des eaux (usées + pluviales) en toute sécurité.

- Nous avons installé des regards de chute au niveau des nœuds : R12, R96, R87 ; Figure (IV.41 ; IV.42).

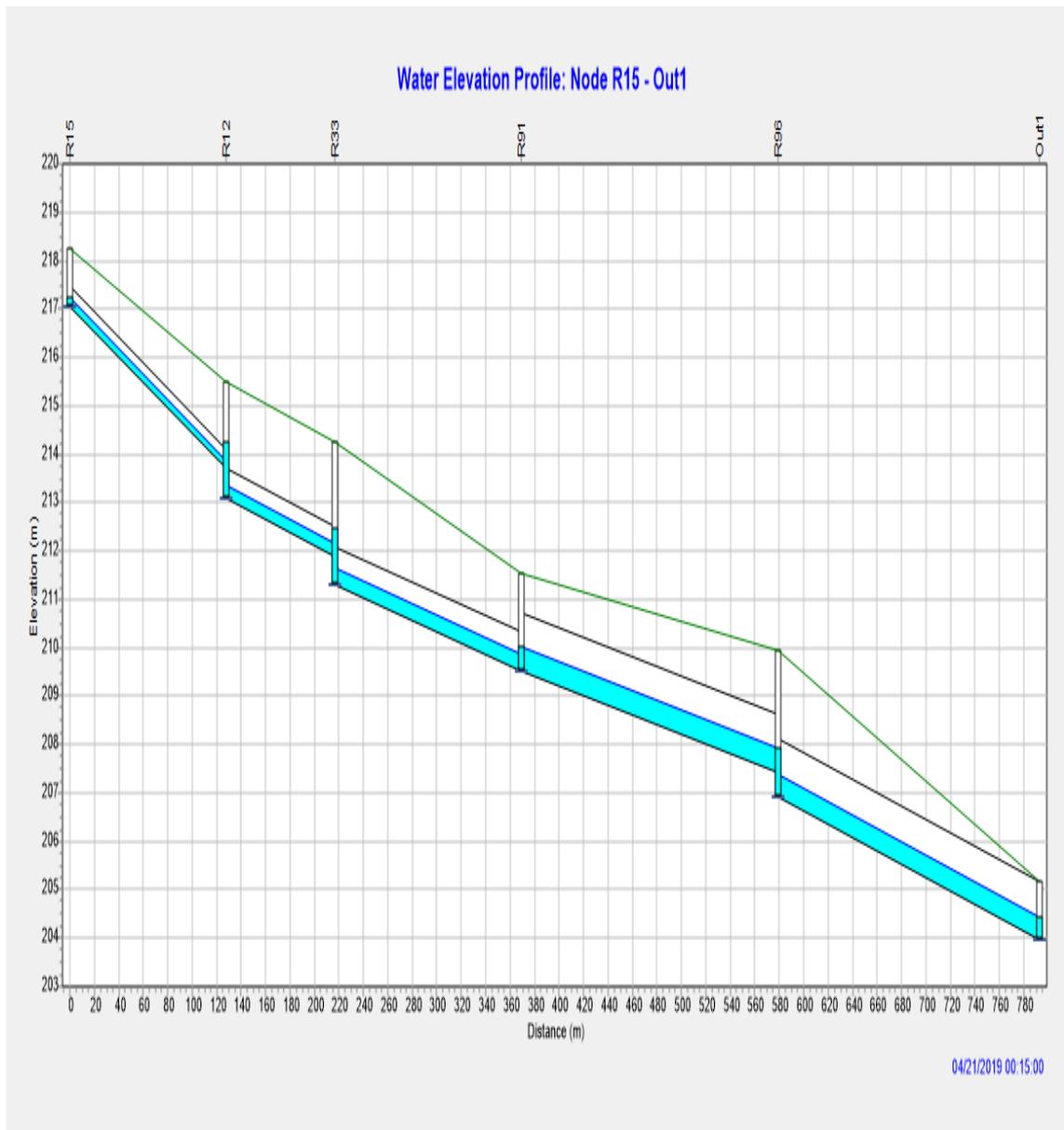


Figure IV.41 : Les regards de chute au niveau de (R12 ; R33 ; R96)

- Les profondeurs des regards de chute
 - Au niveau du regard R12 : 2.4 m
 - Au niveau du regard R33 : 2.97 m
 - Au niveau du regard R96 : 3 m

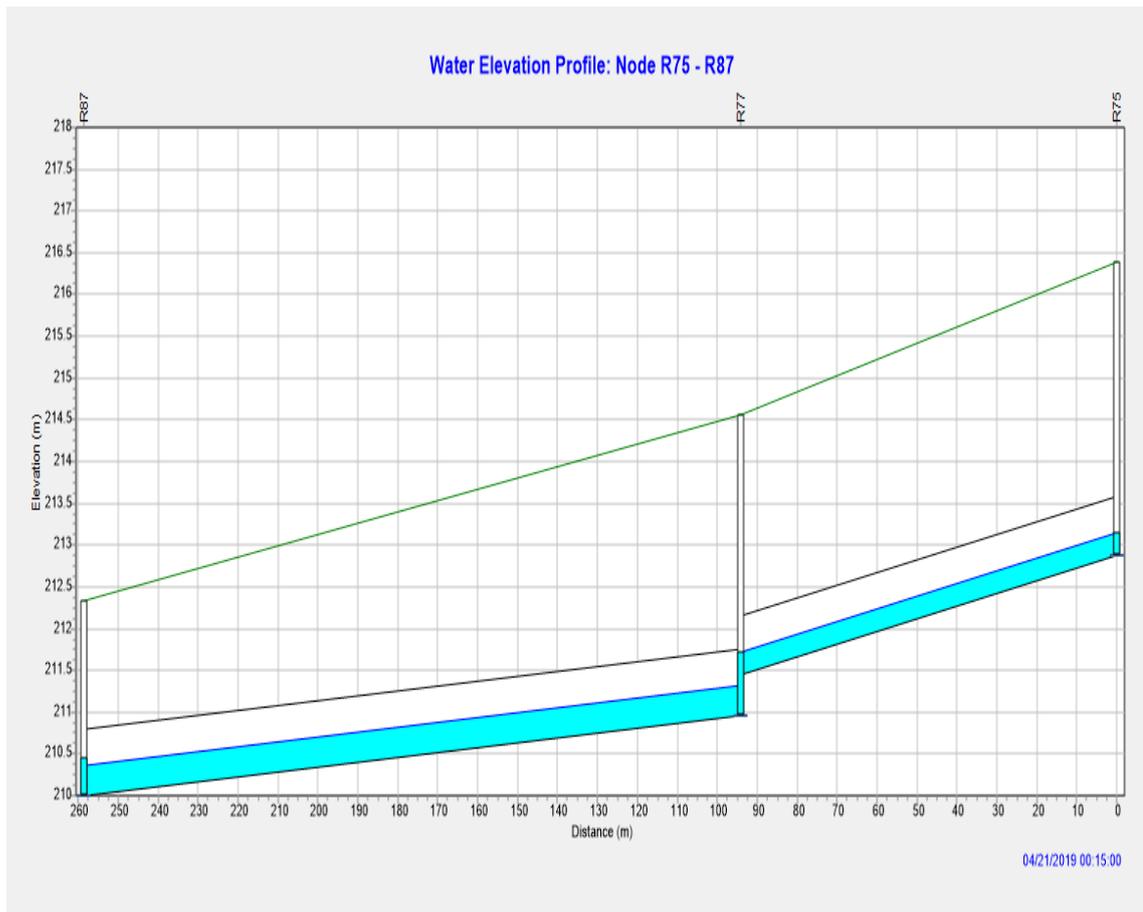


Figure IV.42 : Regards de chute au niveau de R77

- La profondeur de regard de chute
Au niveau du regard R77 : 3.6 m

Le rôle des regards de chute est de minimiser les pentes et arriver à des valeurs de vitesse d'écoulement convenables pour le bon fonctionnement de ce réseau d'assainissement ; Tableau (IV18 ; IV.19).

Exemple : le tronçon R6-R12 : $I_0=5.75\%$; $I_f=4.95\%$ et $V_0= 3.04$ m/s ; $V_f= 2.88$ m/s.

Le tableau IV.18 illustre les résultats des pentes obtenues par la première et la dernière simulation.

Tableau IV.18 : Pentes obtenues par la première et la dernière simulation.

Tronçon	$I_0(\%)$	$I_f(\%)$
R20-R15	2,53%	4.04%
R15-R12	6.22%	2.62%
R1-R6	2,55%	2.69%
R6-R12	5,75%	4.95%
R12-R33	2,83%	2,04%
R39-R49	4,46%	4,98%
R46-R49	3,05%	4,94%
R49-R91	5,13%	2.00%
R35-R33	2,66%	3.00%
R24-R28	2,48%	2,48%
R28-R31	1,81%	4.20%
R22-R31	8,58%	4.99%
R31-R33	9,65%	1.96%
R33-R91	1,75%	1.16%
R81-R87	4.96%	3,60%
R53-R58	3,32%	3,32%
R58-R62	3,51%	1.95%
R62-R75	0.72%	0,72%
R66-R72	3,56%	3,56%
R72-R75	2,73%	1.08%
R75-R77	3,01%	1.52%
R77-R87	0.61%	0,58%
R87-R91	0.08%	0,29%
R91-R96	2,65%	1.00%
R96-REX	2.05%	1,39%

A partir de cette dernière simulation nous avons réussi à obtenir des pentes des conduites entre 0.29 % et 4,96 %, nous avons choisi des seuils des barèmes de pentes définis comme suite ; (Figure IV. 43)

$I \leq 0,03\%$ → (bleu foncé)

$I = 0,03\%$ à $I = 2\%$ → pente idéale → (bleu ciel)

$I = 2\%$ à $I = 5\%$ → pente relativement forte → (vert)

$I = 5\%$ à $I = 10\%$ → pente forte → (jaune)

$I > 10$ → pente trop forte → (Rouge)

Pour notre réseau les pentes sont dans les domaines bleu ciel et vert ce qui implique que toutes les pentes sont entre 0,03 et 5%, ces pentes sont convenables.

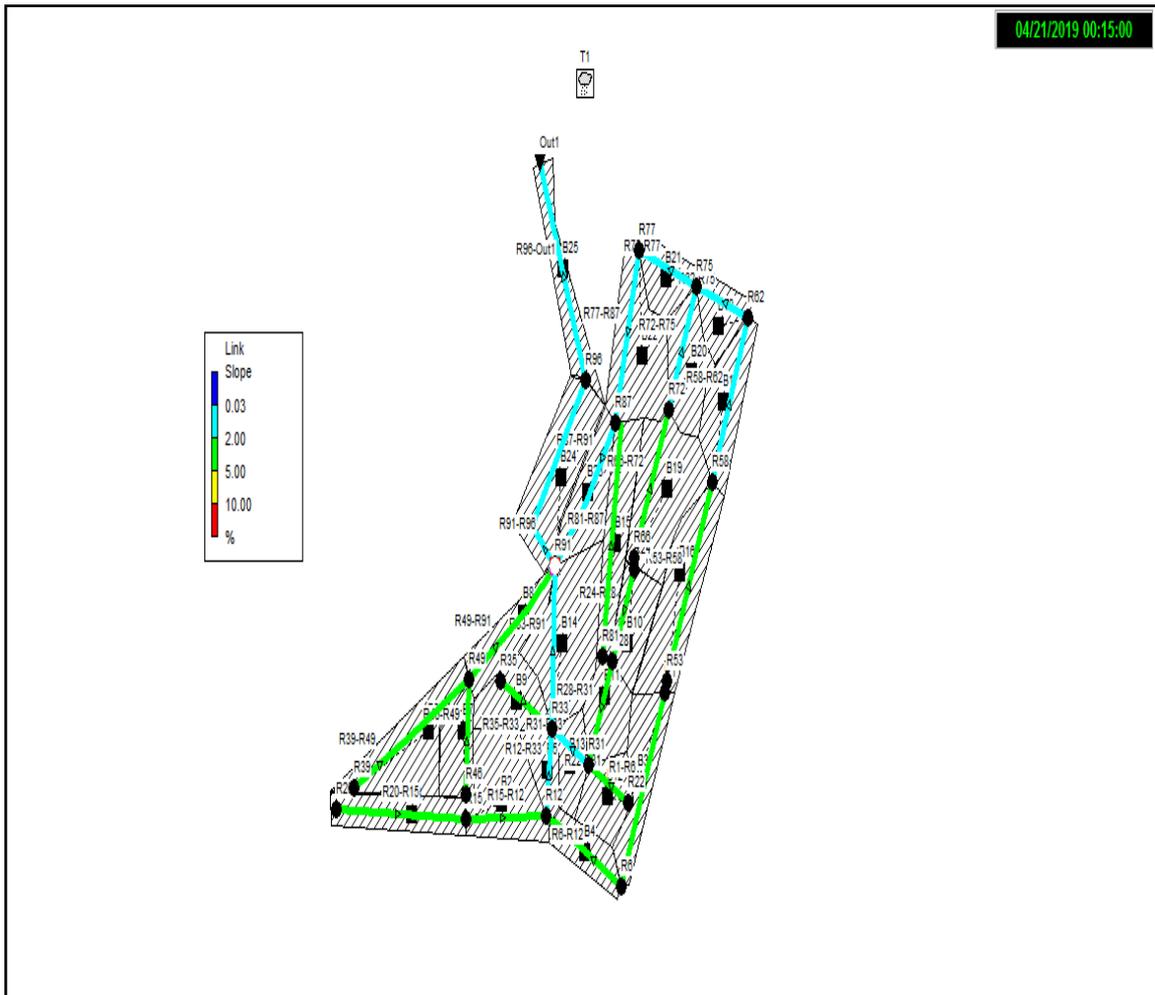


Figure IV.43 : Résultat des pentes de la simulation finale

Le tableau IV.19 résume les résultats des vitesses obtenues par première et la dernière simulation.

Tableau IV.19 : Vitesses obtenues par la première et la dernière simulation.

Tronçon	V_0 (m/s)	V_f (m/s)
R20-R15	1,9	2.25
R15-R12	3.39	2,47
R1-R6	1.99	2.03
R6-R12	3.04	2.65
R12-R33	2,99	2.30
R39-R49	2,61	2.71
R46-R49	1,93	2.29
R49-R91	3.36	2.39
R35-R33	1.78	1,85
R24-R28	1,82	1.82
R28-R31	1,61	2.17
R22-R31	1,76	2.22
R31-R33	4.16	2,35
R33-R91	3.07	2,64
R81-R87	2.59	2,31
R53-R58	2.41	2.41
R58-R62	2,83	2.28
R62-R75	1,64	1,64
R66-R72	2,52	2.52
R72-R75	2.56	1.83
R75-R77	3.35	2,61
R77-R87	1,96	1,93
R87-R91	0.74	1,58
R91-R96	4.28	3,13
R96-Out1	3.97	3,58

Les limites des vitesses obtenus pour la simulation finale de la zone d'étude varient de 1,58 m/s à 3,58 m/s; (Figure IV.44). Le dépassement des vitesses (>3m/s) dans les deux tronçons aval a été intentionnellement toléré pour les même raison cité précédemment (partie IV.5)

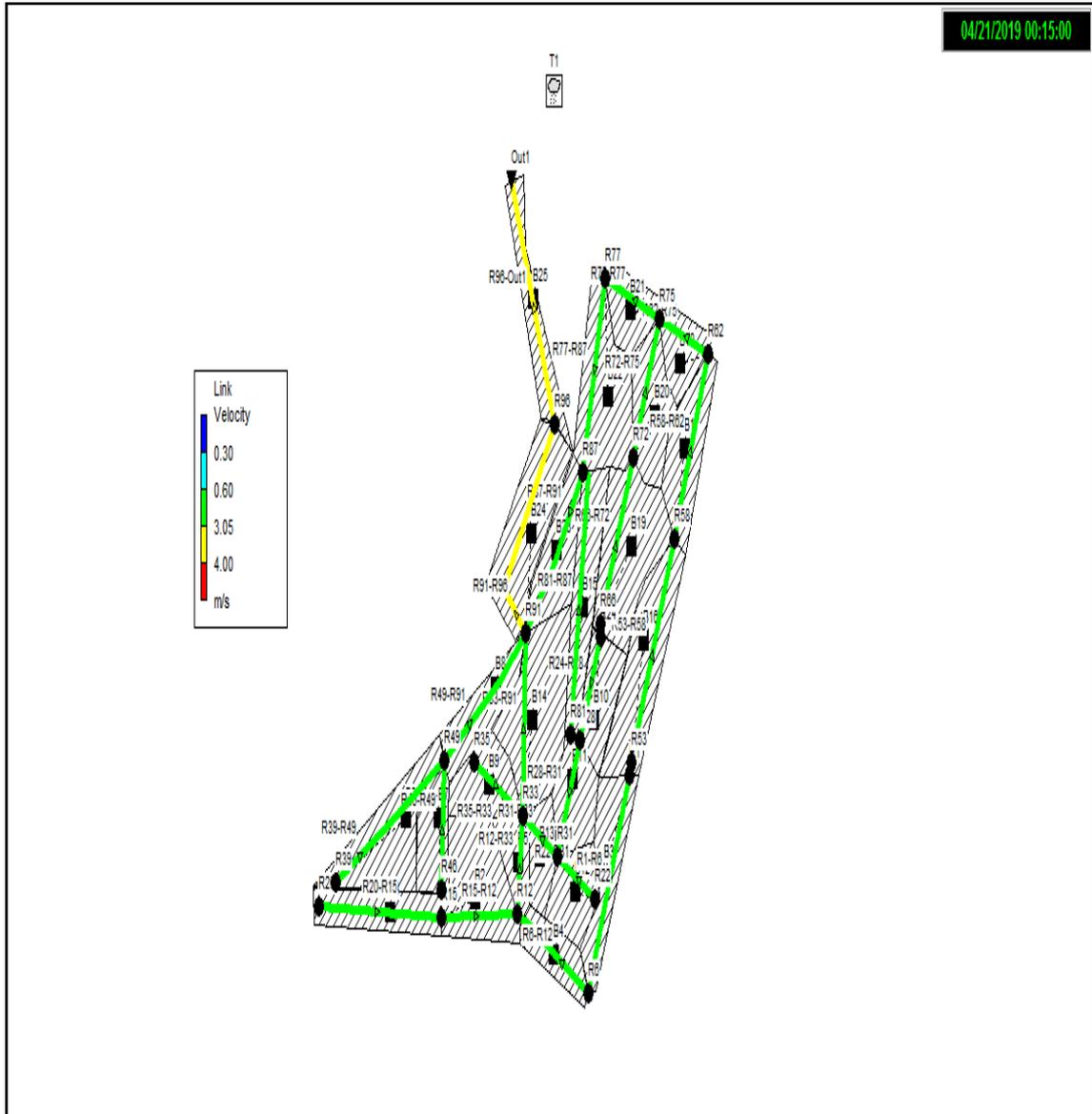


Figure IV.44: Vitesses de la simulation finale

- ✓ Les résultats obtenus par la modélisation par SWMM de notre réseau d'assainissement sont présentés dans les tableaux (IV.20 ; IV.21 ; IV.22)

Tableau IV.20 : Relation entre la précipitation et le ruissellement (pluie-débit)

Sous bassin Subcatchments	précipitation (mm)	infiltration (mm)	ruissellement (mm)	ruissellement 10 ⁶ (litre)	Coefficient de Ruissellement
B1	139.25	97.28	42.24	0.27	0.303
B2	139.25	97.10	42.37	0.42	0.304
B3	139.25	97.23	42.28	0.31	0.304
B4	139.25	97.04	42.42	0.20	0.305
B5	139.25	97.09	42.38	0.14	0.304
B6	139.25	97.25	42.27	0.44	0.304
B7	139.25	96.69	42.73	0.20	0.307
B8	139.25	97.15	42.33	0.26	0.304
B9	139.25	104.19	35.27	0.21	0.253
B10	139.25	97.14	42.34	0.23	0.304
B11	139.25	97.03	42.42	0.23	0.305
B12	139.25	96.82	42.60	0.22	0.306
B13	139.25	96.89	42.54	0.16	0.305
B14	139.25	97.23	42.28	0.55	0.304
B15	139.25	97.27	42.25	0.34	0.303
B16	139.25	97.27	42.25	0.48	0.303
B17	139.25	97.20	42.30	0.31	0.304
B18	139.25	97.34	42.19	0.18	0.303
B19	139.25	97.20	42.30	0.51	0.304
B20	139.25	97.21	42.30	0.28	0.304
B21	139.25	97.05	42.40	0.19	0.305
B22	139.25	97.38	42.11	0.45	0.302
B23	139.25	97.28	42.25	0.28	0.303
B24	139.25	97.27	42.25	0.43	0.303
B25	139.25	97.27	42.25	0.22	0.303

Le tableau montre que la hauteur de précipitation maximale durant 6 heures de pluie (139,25 mm), avec un coefficient de ruissellement simulé qui est d'environ de (30%).

Comme par un exemple, du sous bassin 1 (BV1) de superficie de 0.67 ha avec une pente moyenne de 3.5 % ; produit un volume d'eau ruisselé de deux millions litre (0.84 · 10⁶ litres).

Tableau IV.21 : Résultats des (Débit, rapport des débits, rapport de remplissage)

Tronçon	Débits (m3/s)	Le temps de débits Maximum (min)	Rapport de débits (Rq)	Rapport de remplissage (Rh)
R20-R15	0.054	00:11	0.28	0.36
R15-R12	0.152	00:11	0.45	0.47
R1-R6	0.066	00:11	0.42	0.45
R6-R12	0.116	00:11	0.28	0.36
R12-R33	0.303	00:11	0.42	0.45
R39-R49	0.091	00:11	0.20	0.30
R46-R49	0.050	00:11	0.26	0.35
R49-R91	0.063	00:11	0.37	0.42
R35-R33	0.046	00:11	0.13	0.24
R24-R28	0.051	00:11	0.34	0.40
R28-R31	0.053	00:11	0.12	0.24
R22-R31	0.053	00:11	0.06	0.17
R31-R33	0.201	00:11	0.38	0.43
R33-R91	0.677	00:11	0.48	0.49
R81-R87	0.070	00:11	0.38	0.43
R53-R58	0.098	00:11	0.26	0.35
R58-R62	0.068	00:11	0.57	0.54
R62-R75	0.204	00:11	0.26	0.35
R66-R72	0.110	00:11	0.28	0.36
R72-R75	0.173	00:11	0.44	0.47
R75-R77	0.428	00:11	0.38	0.42
R77-R87	0.506	00:11	0.50	0.50
R87-R91	0.644	00:11	0.50	0.50
R91-R96	1.637	00:11	0.68	0.61
R96-REX	1.733	00:11	0.68	0.61

Dans le tableau ci-dessus nous avons présenté les différents rapports :

Le rapport de remplissage atteint le maximum (rh = 61%) dans tout le réseau d'assainissement au précisément dans les conduites (R91-R96 ; R96-REX) est de D = 1200mm avec une hauteur de remplissage est de 61 % inférieur a 80%,ce qui explique que notre réseau d'assainissement fonctionne normalement.

Nous avons présenté les débits évacués par le réseau d'assainissement, après 11 minutes de précipitations (temps d'arrivée des débits maximums).

Tableau IV.22 : Débit évacué par le réseau d'assainissement

Exutoire(Outfall)	Débit maximum (m ³ /s)	Volume total évacué (10 ⁶ litres)
OUT 1	1.733	14.326

Le débit total évacué par le réseau d'assainissement sur une superficie de 17,5 ha est de 1.733 m³/s, avec un diamètre normalisé du collecteur finale de 1200mm, et une vitesse d'écoulement de 3,49 m/s.

IV.6.2. Modèle Dynamic Wave :

La figure suivante illustre les résultats de la première simulation :

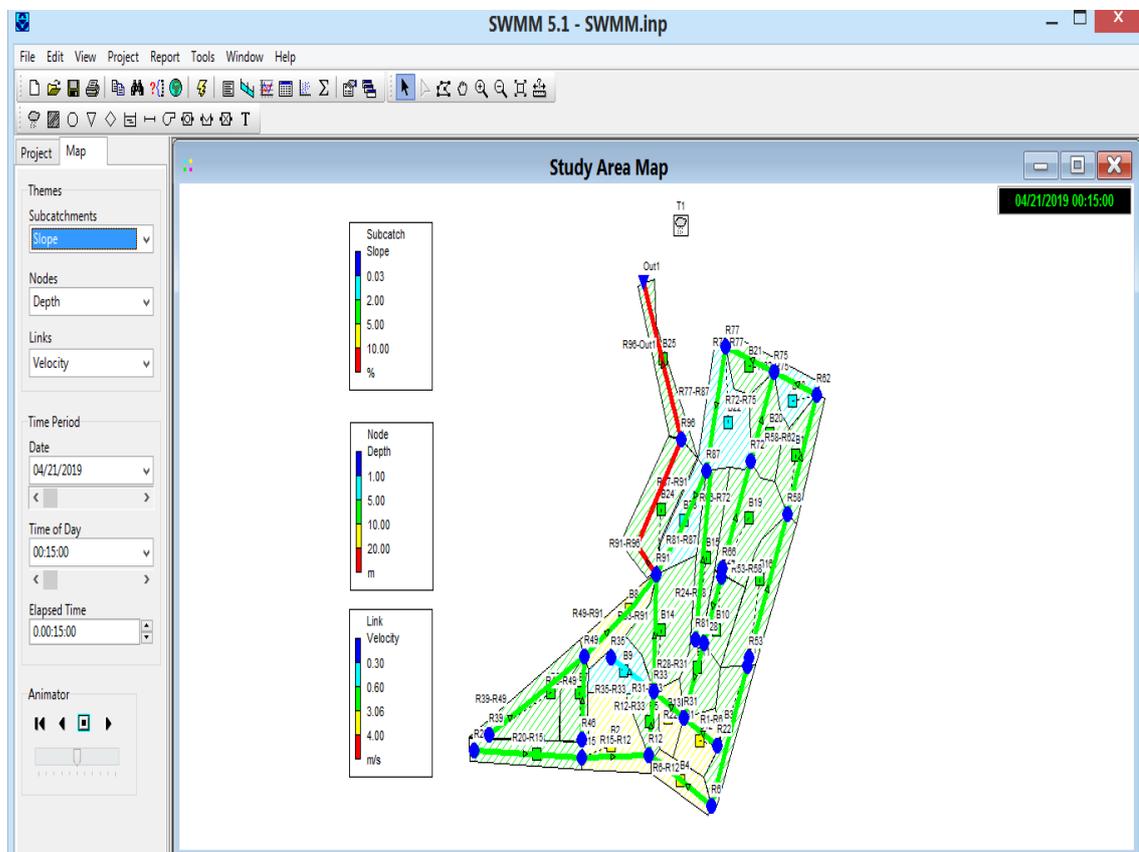


Figure IV.45 : Résultat globale de la première simulation (Dynamic Wave)

1. Problèmes rencontrés pendant la première simulation :

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

- Des pentes motrices trop élevées (non conforme aux normes)

- ❖ les conduites R15-R12 (6.22%) ; R6-R12 (5.75%) ; R22-R31 (8.58%) ; R49-R91 (5.13%) (Figure IV.46).

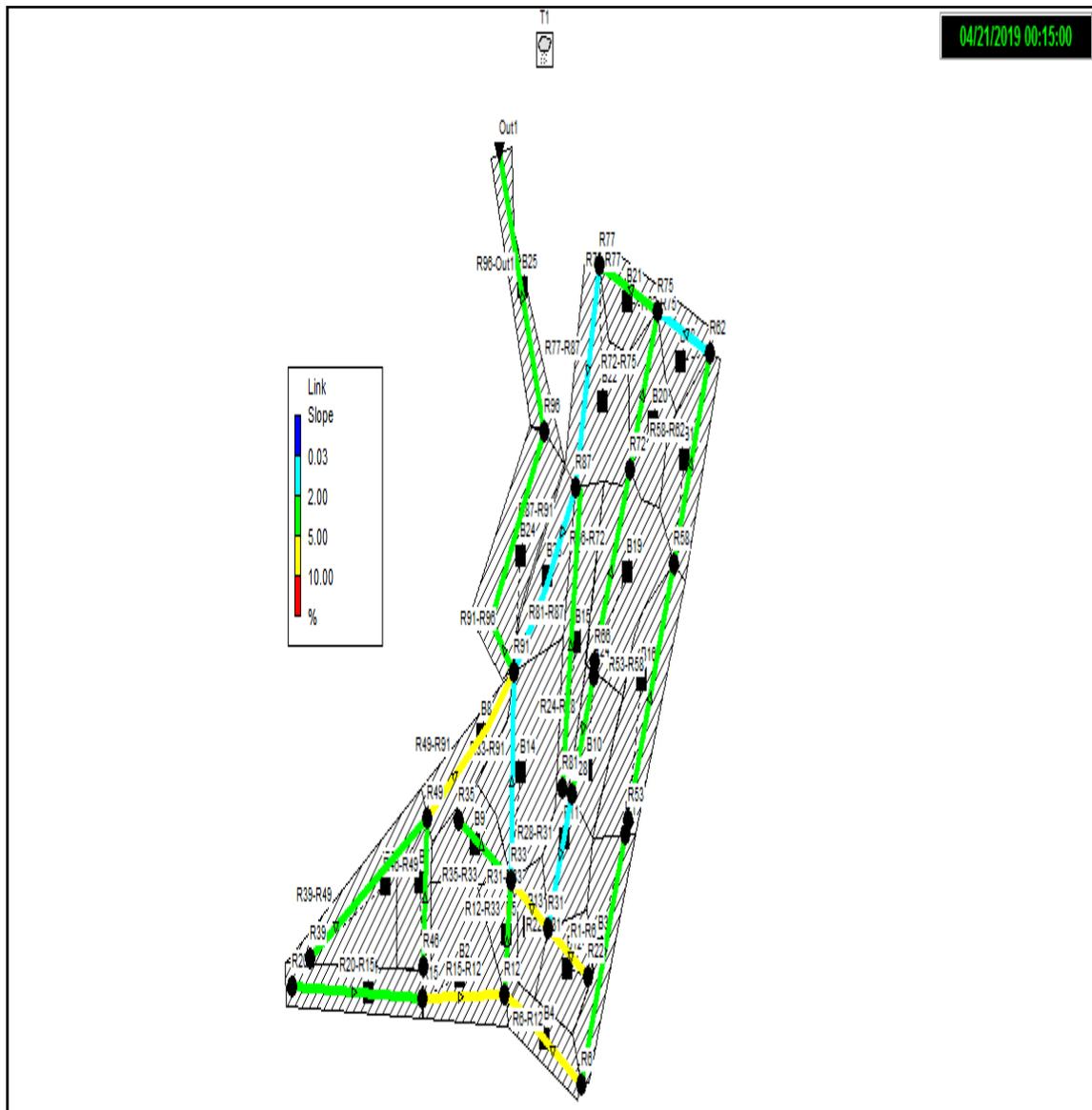


Figure IV.46 : Pentes supérieures à 5%

- Des vitesses supérieures à 3 m/s (supérieur à la vitesse limite d'érosion dans la conduite)
 - ❖ Les conduites : R91-R96 (4.18m/s) ; R96-Out1 (4.06m/s) ;(Figure IV.47).



Figure IV.47 : vitesse supérieur à 3 m/s

➤ Conduite en surcharges :

❖ la conduite du tronçon R81-R87 ; R87-R91 (Figure IV.48)

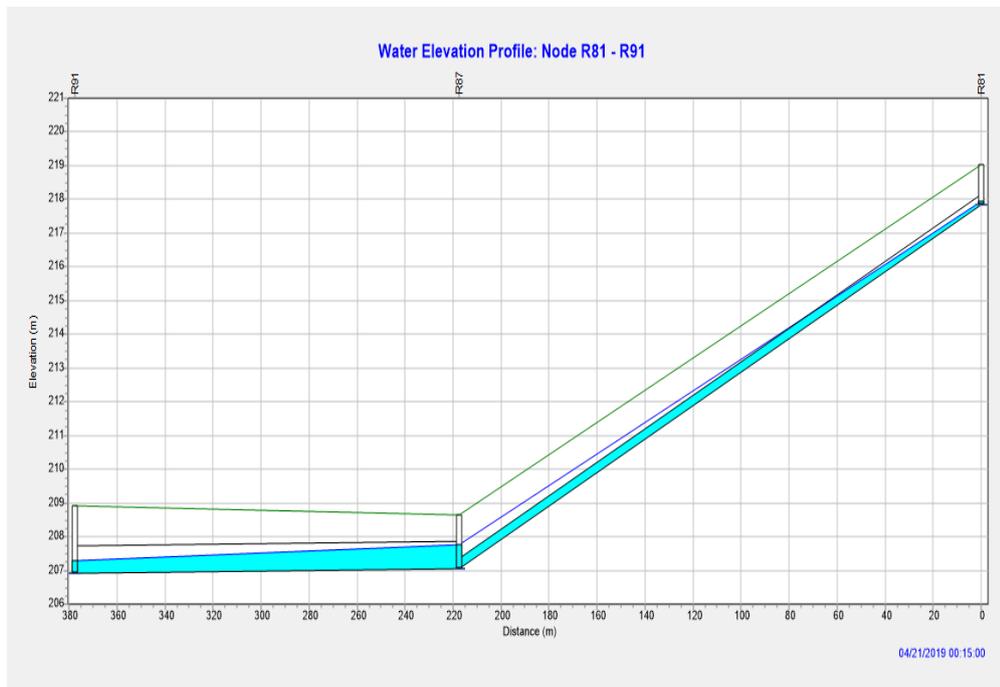


Figure IV.48 : Profil en long de la conduite en surcharge (R81-R87 ; R87-R91)

2. Résolution des problèmes de la première simulation :

Pour résoudre les problèmes cités précédemment au cours de la première simulation, plusieurs simulations ont été effectuées avec des changements : des diamètres des conduites, des pentes des conduites, des côtes du radier des regards et la modification des profondeurs des jonctions des conduites aux niveaux des nœuds (Outlet Offset) (tableau IV.23).

Tableau IV.23 : Côtes du radier des regards, diamètres et pentes des conduites

Tronçon	cote de radier (Invert El) (m)	D(m)	Max depth (m)	Outlet offset
R20-R15	225,1	0,3	1.1	0
R15-R12	217,06	0,4	1.2	0
R1-R6	224,07	0,3	1.1	0
R6-R12	219	0,4	1.2	1
R12-R33	213,11	0,6	2.5	0
R39-R49	222,86	0,4	1.53	0
R46-R49	218,41	0,3	1.1	0
R49-R91	212,93	0,6	1.5	0.4
R35-R33	213,61	0,4	3.3	0.5
R24-R28	220,065	0,3	1.1	0
R28-R31	217,835	0,4	1.22	0
R22-R31	217	0,4	1.1	1
R31-R33	213,61	0,5	1.23	1
R33-R91	211,3	0,8	2.97	0
R81-R87	217,835	0,5	1.2	1
R53-R58	223,585	0,4	1.2	0
R58-R62	217,14	0,4	1.2	0.5
R62-R75	213,5	0,7	3.5	0
R66-R72	219,53	0,4	1.2	0
R72-R75	214,185	0,5	1.3	0
R75-R77	212,855	0,7	3.5	0.5
R77-R87	210,955	0,8	3.6	0
R87-R91	210	1	2.34	0.5
R91-R96	207,53	1,2	2	1
R96-REX	203,63	1,2	3	1

3. Résultats de la simulation finale :

La dernière simulation nous a permis d'obtenir un réseau d'assainissement fiable, et une évacuation des eaux (usées + pluviales) en toute sécurité.

- Nous avons installé des regards de chute au niveau des nœuds : R31, R33, R96, R87 ; Figure (IV.49 ; IV. 50).

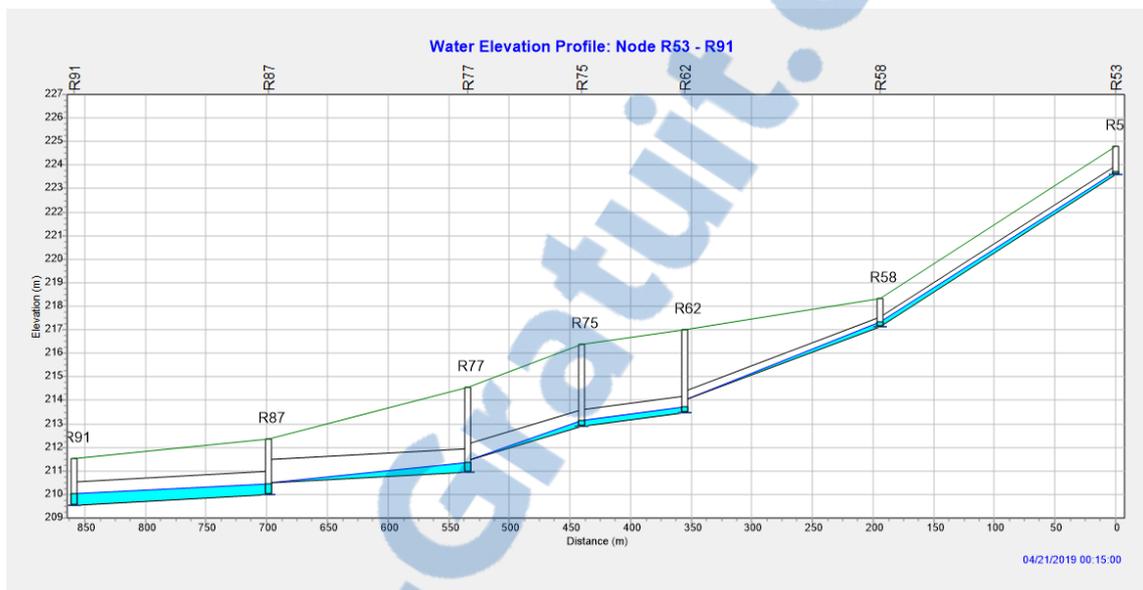


Figure IV.49 : Les regards de chute au niveau de (R62 ; R77 ; R87).

- Les profondeurs des regards de chute
 - Au niveau du regard R62 : 3.5 m
 - Au niveau du regard R77 : 3.6 m
 - Au niveau du regard R87 : 2.34 m

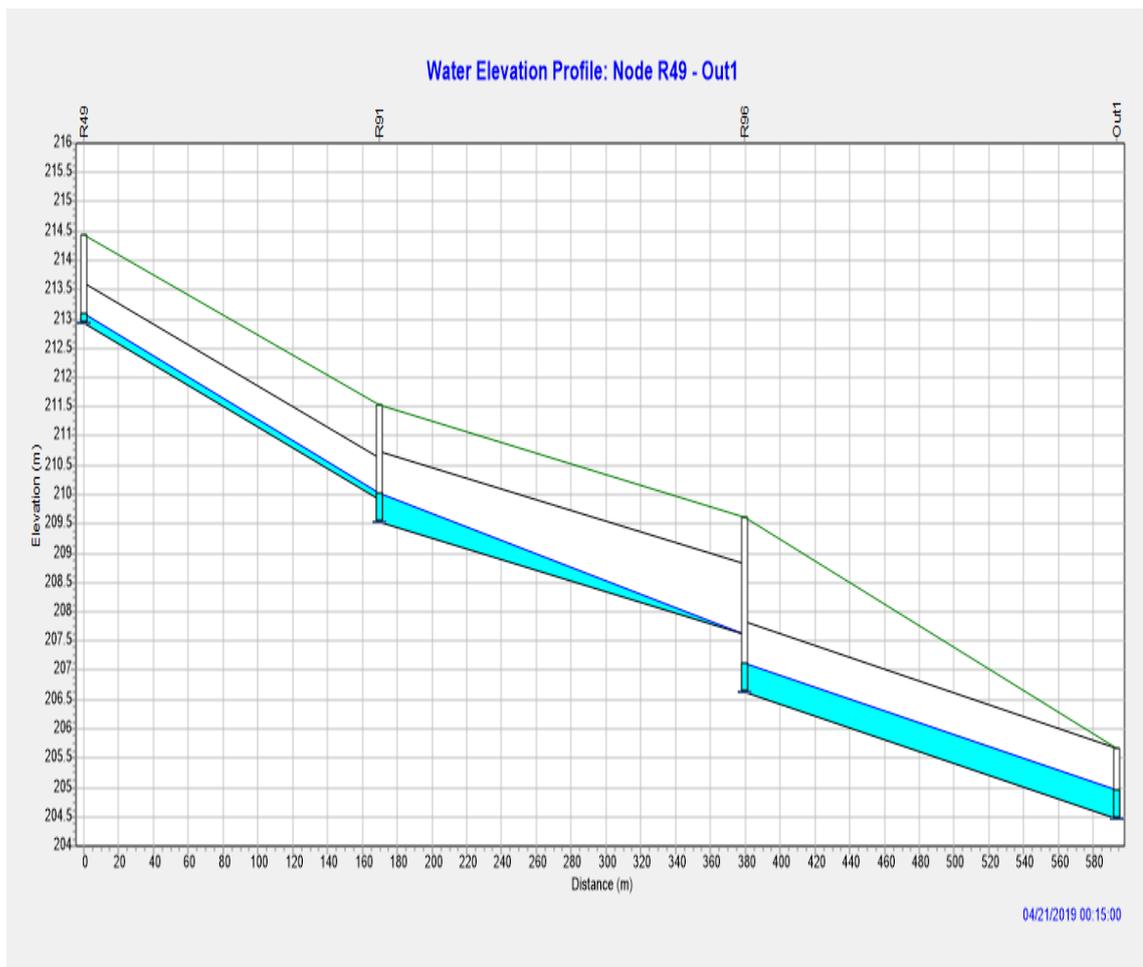


Figure IV.50 : Les regards de chute au niveau de R91 ; R96.

- Les profondeurs des regards de chute
 - Au niveau du regard R91 : 2 m
 - Au niveau du regard R96 : 3m

Nous avons installé les regards de chute pour minimiser les pentes et arriver à des valeurs de vitesse d'écoulement dans les normes pour le bon fonctionnement de ce réseau d'assainissement. Les Tableaux IV.24 et IV.25 résument bien ces changements.

Exemple: pour le tronçon R6-R12: $I_0=5.75\%$; $I_f=3.92\%$ et $V_0= 2.02$ m/s; $V_f= 2.67$ m/s.

Le tableau IV.24 illustre les résultats des valeurs des pentes obtenues par la première et la dernière simulation.

Tableau IV.24 : les résultats des pentes obtenues par la première et la dernière simulation.

Tronçon	I_0 (%)	I_f (%)
R20-R15	2,53%	4.04%
R15-R12	6.22%	3.09%
R1-R6	2,55%	2.69%
R6-R12	5,75%	3.92%
R12-R33	2,83%	2.04%
R39-R49	4,46%	4,98%
R46-R49	3,05%	1.77%
R49-R91	5,13%	2.43%
R35-R33	2,66%	2.48%
R24-R28	2,48%	4.20%
R28-R31	1,81%	3,52%
R22-R31	8,58%	4.25%
R31-R33	9,65%	1.16%
R33-R91	1,75%	1.77%
R81-R87	4.96%	3,14%
R53-R58	3,32%	3,32%
R58-R62	3,51%	1.95%
R62-R75	7,20%	0,72%
R66-R72	3,56%	3,56%
R72-R75	2,73%	1.08%
R75-R77	3,01%	1.52%
R77-R87	0.61%	0.28%
R87-R91	0.08%	0,29%
R91-R96	2,65%	0,9%
R96-REX	2.05%	1,30%

A partir de cette dernière simulation nous avons réussi à obtenir des pentes des conduites entre 0.28 % et 4,98 %, Nous avons opté pour les mêmes seuils des barèmes de pentes définis en IV.5 (Figure IV.51).

Pour notre réseau les pentes sont dans les domaines bleu ciel et vert ce qui implique que toutes les pentes sont entre 0,03 et 5%, ces pentes sont convenables.

Le tableau IV.25 résume les résultats des vitesses obtenues par première et la dernière simulation.

Tableau IV.25 : Vitesses obtenues par première et la dernière simulation.

Tronçon	V_0 (m/s)	V_f (m/s)
R20-R15	1,7	1,56
R15-R12	2,48	2,20
R1-R6	2,03	1,91
R6-R12	2,02	2,67
R12-R33	2,19	1,77
R39-R49	2,09	1,86
R46-R49	1,37	1,26
R49-R91	1,6	2,25
R35-R33	0,58	1,67
R24-R28	1,79	2,00
R28-R31	1,46	1,13
R22-R31	1,7	2,07
R31-R33	1,91	2,36
R33-R91	2,75	2,07
R81-R87	1,13	2,11
R53-R58	1,97	1,71
R58-R62	2,29	2,31
R62-R75	1,66	1,44
R66-R72	2,12	1,73
R72-R75	1,99	1,52
R75-R77	2,34	2,66
R77-R87	1,25	1,55
R87-R91	1,44	1,49
R91-R96	4,18	3,00
R96-Out1	4,06	3,45

Les limites de vitesses obtenues pour la simulation finale de la zone d'étude varient de 1,26 m/s à 3,45 m/s. La figure IV.52 représente les résultats finals des vitesses.

- ✓ Les résultats obtenus par la modélisation par SWMM de notre réseau d'assainissement sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.26 : Résultat des (Débit, rapport des débits, rapport de remplissage)

Tronçon	Débits (m3/s)	Temps maximum des débits (min)	Rapport de débits (Rq)	Rapport de remplissage (Rh)
R20-R15	0.053	00:11	0.27	0.47
R15-R12	0.145	00:11	0.39	0.49
R1-R6	0.065	00:11	0.41	0.45
R6-R12	0.108	00:12	0.26	0.35
R12-R33	0.284	00:12	0.21	0.43
R39-R49	0.090	00:10	0.19	0.37
R46-R49	0.050	00:10	0.23	0.45
R49-R91	0.180	00:13	0.15	0.26
R35-R33	0.045	00:11	0.08	0.19
R24-R28	0.051	00:10	0.33	0.36
R28-R31	0.052	00:11	0.12	0.38
R22-R31	0.252	00:07	0.32	0.18
R31-R33	0.639	00:11	0.45	0.53
R33-R91	0.185	00:07	0.28	0.38
R81-R87	0.096	00:10	0.25	0.42
R53-R58	0.384	00:13	0.34	0.40
R58-R62	0.149	00:13	0.51	0.51
R62-R75	0.184	00:13	0.23	0.36
R66-R72	0.108	00:10	0.28	0.46
R72-R75	0.165	00:11	0.42	0.50
R75-R77	0.384	00:13	0.34	0.40
R77-R87	0.455	00:15	0.36	0.40
R87-R91	0.568	00:15	0.44	0.48
R91-R96	1.373	00:16	0.37	0.42
R96-REX	1.436	00:16	0.37	0.42

Dans le tableau ci-dessus nous avons présenté les différents rapports :

Le rapport de remplissage atteint le maximum ($r_h = 0,53$) dans tout le réseau d'assainissement dans la conduite (R31-R33) est de $D = 800\text{mm}$ avec une hauteur de remplissage est de 53 % inférieur a 80 %, ce qui explique que notre réseau d'assainissement fonctionnera normalement.

Aussi nous avons présenté les débits évacués par le réseau d'assainissement après un temps minimums de 07 minutes et maximums 16 minutes (temps d'arrivée des débits maximums).

Le tableau IV.27 montre le débit maximal et le volume d'eau évacué après 6 heures de pluies.

Tableau IV.27 : Résultat du débit évacué par le réseau d'assainissement

Exutoire(Outfall)	Débit maximum (m ³ /s)	Volume total évacué (10 ⁶ litres)
OUT 1	1,458	14,268

Le débit total évacué par le réseau d'assainissement sur une superficie de 17,5 ha est de 1,458m³/s, avec un diamètre normalisé du collecteur final de 1200mm, et une vitesse d'écoulement de 3,53 m/s.

IV.7. Comparaison entre les résultats simulés à l'aide de logiciel SWMM et les résultats calculés par la méthode Rationnelle:

Afin de réaliser cette comparaison nous avons procéder comme suit :

IV.7.1 : Comparaison des résultats entre les modèles: Grèen Ampt ; Horton et la méthode Rationnelle en régime uniforme (Steady flow) :

Pour faire une comparaison entre les trois méthodes nous avons suivi les étapes suivantes :

A. Comparaison des diamètres :

La figure ci-dessous met en évidence la différence entre les diamètres calculés par la méthode classique (rationnelle) et les diamètres simulés par la modélisation.

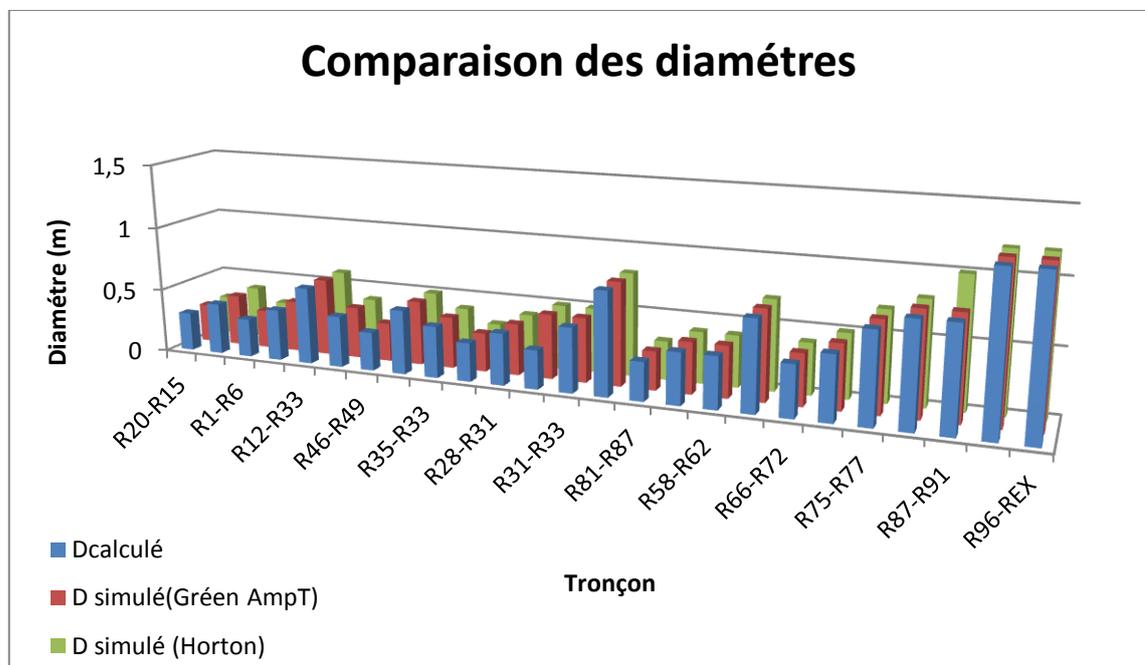


Figure IV.53 : Comparaison entre les diamètres des trois méthodes (Calculé, Grèen Ampt et Horton)

Nous remarquons que les diamètres obtenus sont pratiquement les mêmes pour les trois méthodes, sauf dans les conduites suivante; (R22-R31); ($D_{calculé}=0.3\text{m}$; $D_{simulé}$ (Grèen Ampt, Horton)= 0.5m), (R87-R91); ($D_{calculé}=$; $D_{simulé}$ (Grèen Ampt)= 0.8m ; $D_{simulé}$ (Horton)= 1m).

B. Comparaison des Profondeurs :

Le figure ci-dessous montre les différences entre les profondeurs obtenus par les trois méthodes ; la méthode classique (Rationnelle), et par modélisation (le modèle Green Ampt et le modèle d'Horton).

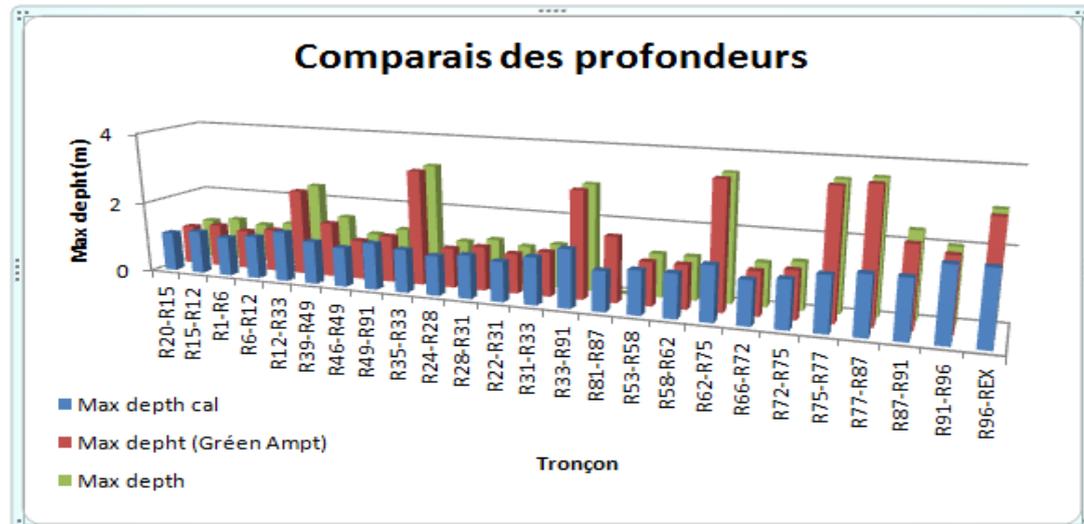


Figure IV.54 : comparaison entre les profondeurs des trois méthodes (calculé, Gréen Ampt et Horton)

En comparant les résultats de simulation (Gréen Ampt et Horton), nous avons remarqué que les valeurs des profondeurs sont proches ; par contre ces résultats sont plus grandes que ceux obtenus par la méthode rationnelle surtout au niveau des regards suivants : (R12, R 35, R33, R62, R75, R77et R96) ;

C. Comparaison des débits :

La figure ci-dessous illustre la différence entre les débits calculés par la méthode classique (rationnelle) et les débits simulés par la modélisation.

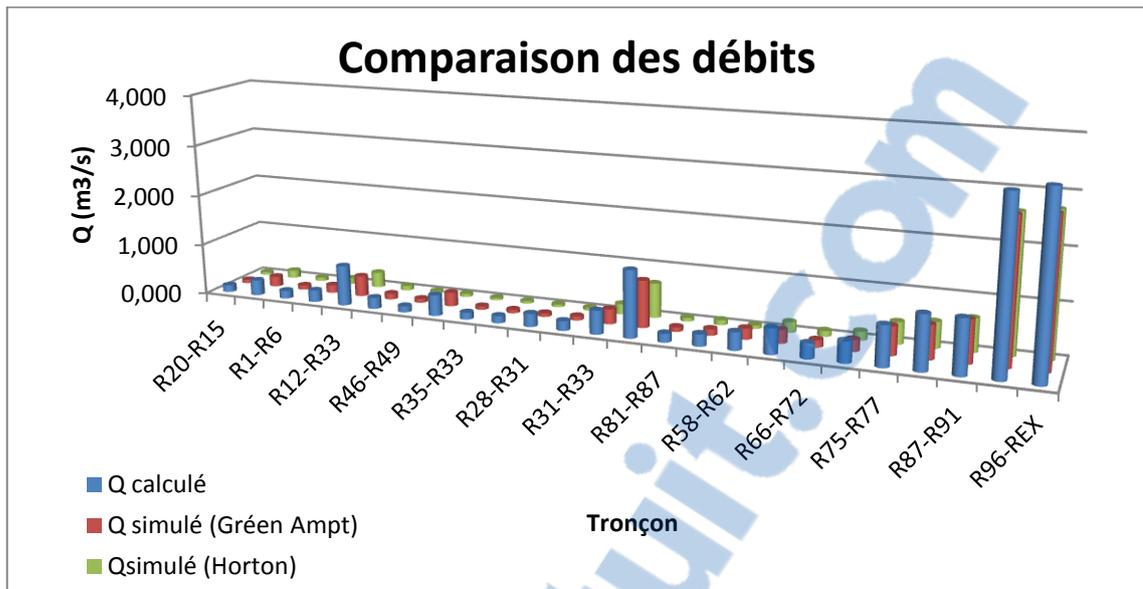


Figure IV.55 : Comparaison des débits de trois méthodes (Calculé, Grèen Ampt et Horton)

Dans tout le réseau nous remarquons que les débits calculés par la méthode rationnelle de chaque tronçon sont plus grand que les débits simulés (G. Ampt et Horton) et que les débits obtenus par G. Ampt sont relativement proche aux résultats calculés. La différence est marquée dans les conduites suivantes : (R12-R33), (R31-R33), (R75-R77), (R87-R91) (R91-R96), (R96-REX); Par exemples : conduites (R12-R33), ($Q_{\text{calculé}}=0.793\text{m}^3/\text{s}$; $Q_{\text{simulé}}(\text{Grèen Ampt})=0.406\text{ m}^3/\text{s}$; $Q_{\text{simulé}}(\text{Horton})=0.303\text{ m}^3/\text{s}$).

D. Comparaison de pourcentage des hauteurs de remplissages:

La figure ci-dessous montre une différence entre les hauteurs de remplissages calculés par la méthode classique (rationnelle) et celles obtenue par la simulation.

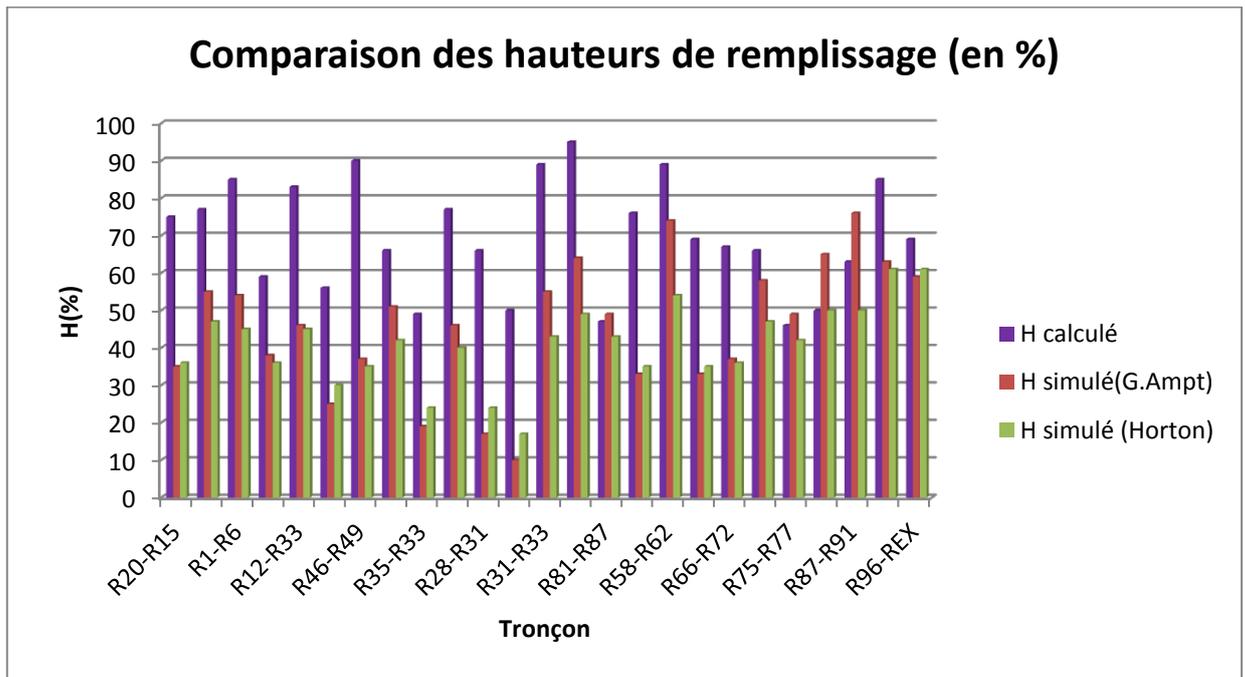


Figure IV.56 : Comparaison les hauteurs de remplissage des trois méthodes (calculé, Grèn Ampt et Horton)

D'après la figure IV.56, les hauteurs de remplissage par les trois méthodes varient de 10 % à 95 % tout dépend le diamètre de la conduite.

E. Comparaison des pentes :

La figure ci-dessous met en évidence la différence entre les pentes calculées par la méthode classique (rationnelle) et les pentes simulées par la modélisation.

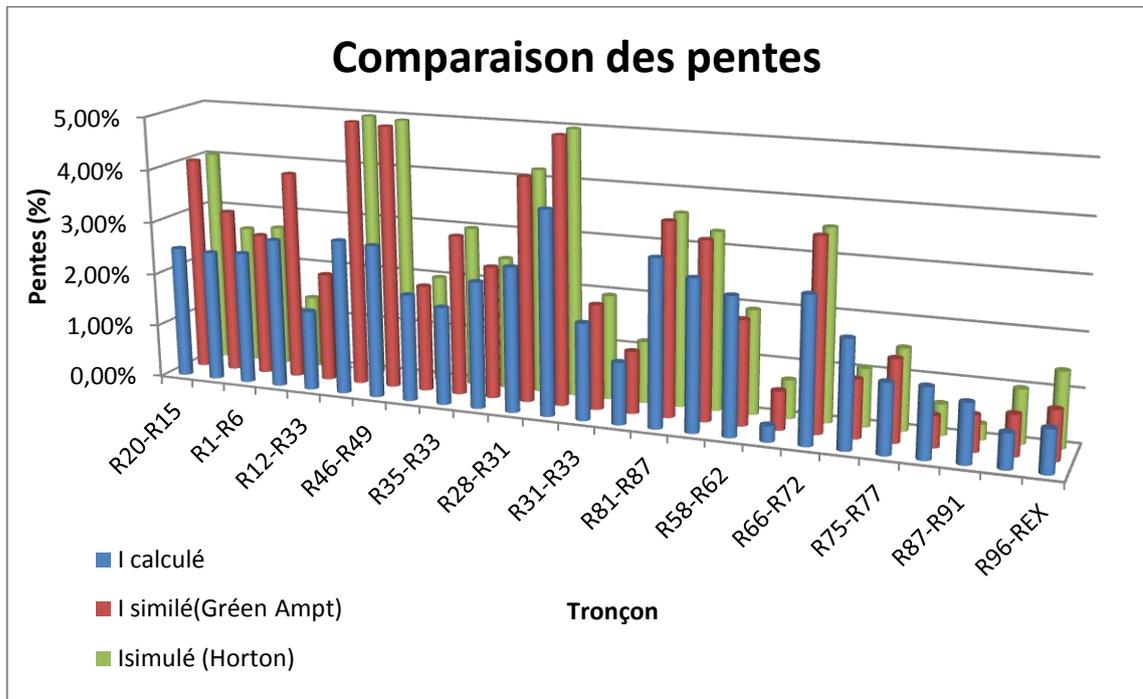


Figure IV.57 : Comparaison les Pentes des trois méthodes (calculé, Grèen Ampt et Horton)

La figure IV.57, montre une différence des pentes simulé soit par le modèle de G. Ampt soit par le modèle d'Horton par rapport aux pentes calculés précisément dans les conduites suivantes ;(R20-R15), (R46-R49), (R12-R33), (R35-R33), (R28-R31).

Dans la conduite (R20-R15), la pente simulée atteint 4% et la pente calculée est de 2,5%, dans le tronçon (R46-R49) la pente simulée est environ de 5% et la pente calculé est de 2 ,5%.

F. Comparaison des Vitesses:

La figure ci-dessous met en évidence la différence entre les vitesses calculées par la méthode classique (rationnelle) et les vitesses simulées par la modélisation.

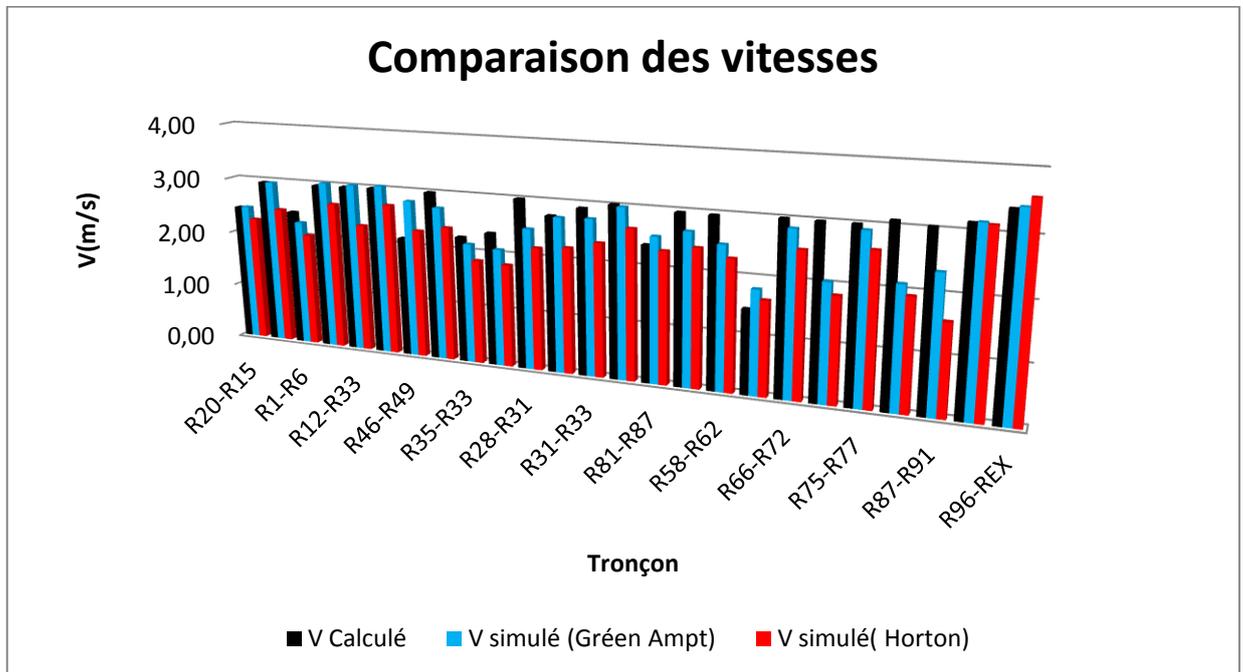


Figure IV.58 : Comparaison les vitesses des trois méthodes (calculé, Gréen Ampt et Horton)

D'après la figure IV.58 nous avons marqué que les valeurs des vitesses calculés sont très proche à les valeurs des vitesses simulées par G. Ampt d'une part, d'autre part nous avons constaté une différence entre la vitesse calculés et les vitesses simulées par le modèle d'Horton ; Pour les trois méthodes la vitesse ne dépasse pas les 3 m/s sauf que pour le rejet la vitesse atteint les 3,5m/s.

Grâce à cette comparaison entre les différentes méthodes (calculé, Grèen Ampt, Horton), nous avons abouti à un résultat final selon lequel nous avons conclu que les résultats de la méthode de Grèen Ampt sont les plus proche des résultats de la méthode rationnelle en considérant le régime uniforme comme modèle hydraulique de dimensionnement.

La différence entre les résultats obtenus par des trois méthodes utilisées sont due:

- L'influence des débits pluviaux estimés (les débits d'eau usées demeurent constants car ils sont évalués manuellement et introduit à chaque nœuds lors de la simulation)
- Aux paramètres d'application de chaque méthode (absence des paramètres des modèles G. Ampt et Horton applicable à l'Algérie).
- Chaque méthode a une équation de calcul différente d'estimation des débits pluviaux.
- La variation des profondeurs, des pentes, des cotes des regards, les cotes amont et aval des conduites qui en conséquence des débits pluviaux estimés.

IV.7.2: Comparaison entre les régimes d'écoulement Steady flow et Dynamic Wave des deux modèle Grèen Ampt et Horton :

Pour mener à bien la comparaison entre les deux régimes d'écoulement nous avons suivis les étapes ci-après :

A. Modèle Grèen Ampt :

Nous avons procéder à une comparaison des différents paramètres (diamètres des conduites, pentes, vitesses.....)

A.1. Comparaison des diamètres :

La figure IV.59, montre une comparaison entre les diamètres des conduites des deux régimes Steady flow (uniforme) et Dynamique Wave (varié) par le modèle Grèen Ampt

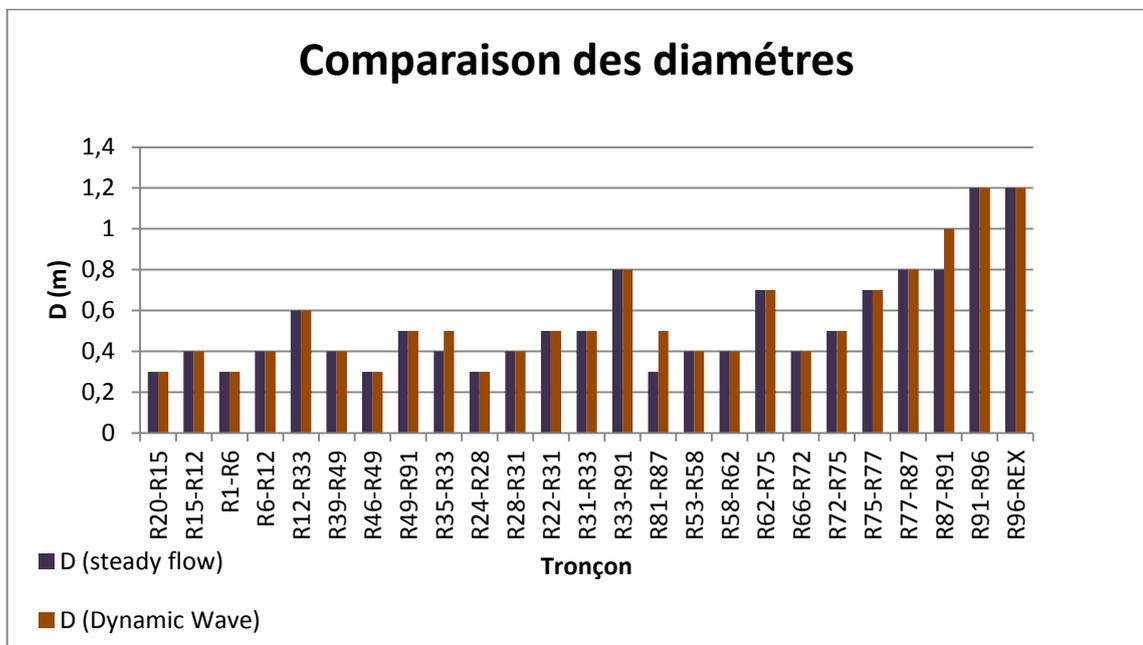


Figure IV.59 : Comparaison entre les diamètres (Steady flow et Dynamic Wave)

On remarque que pour les deux régimes les diamètres sont les mêmes sauf dans les cas où on a rencontré des conduites en surcharges pour le régime varié ; précisément dans les tronçons suivants : (R87-R91), ($D_{\text{Steady Flow}}=0.8\text{m}$, $D_{\text{Dynamic Wave}}=1\text{m}$);(R81-R87), ($D_{\text{Steady Flow}}=0.3\text{m}$, $D_{\text{Dynamic Wave}}=0.5\text{m}$); (R35-R33), ($D_{\text{Steady Flow}}=0.4\text{m}$, $D_{\text{Dynamic Wave}}=0.5\text{m}$).

A.2. Comparaison des profondeurs :

La figure IV.60 montre une comparaison entre les profondeurs des conduites des deux régimes Steady flow (uniforme) et Dynamique Wave (varié) par le modèle Grèen Ampt.

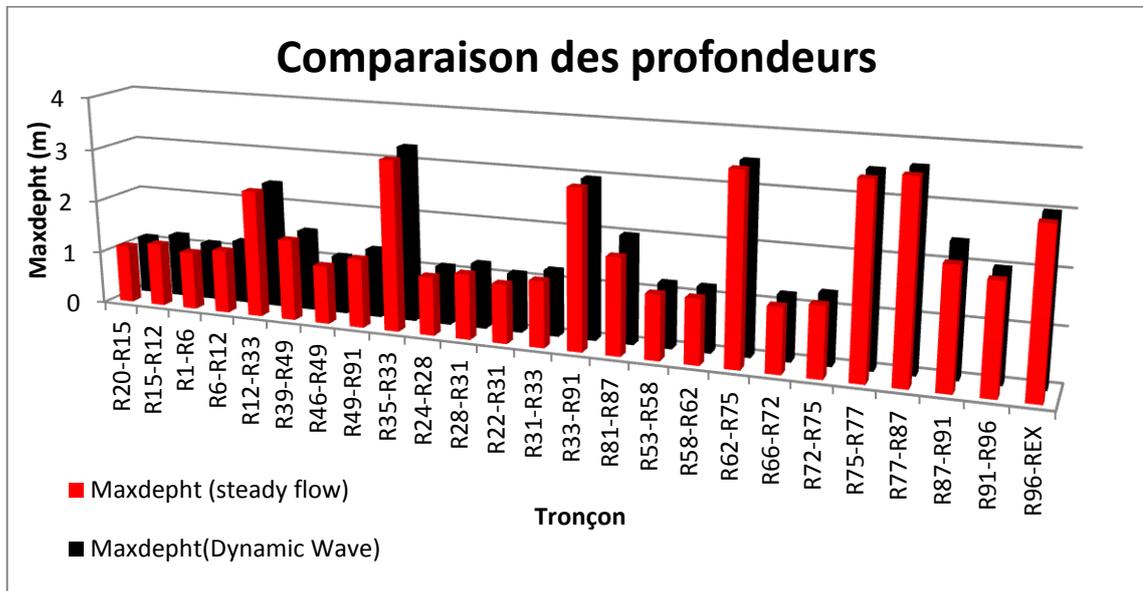


Figure IV.60 : Comparaison des profondeurs (Steady flow et Dynamic Wave)

On remarque qu'il y'a une différence infiniment petites parce que nous n'avons pas variés les profondeurs par des grandes valeurs entre le régime uniforme et le régime varié sauf ou nous avons rencontré la surcharge des conduites et le débordement.

Par exemple dans la conduite :

- (R87-R91) ; ($\text{Maxdepth}_{\text{SteadyFlow}}=0.8\text{m}$, $\text{Maxdepth}_{\text{Dynamic Wave}}=1\text{m}$).

A.3. Comparaison des débits :

La figure IV.61 montre une comparaison entre les débits des conduites des deux régimes Steady flow (uniforme) et Dynamique Wave (varié) par le modèle Grèen Ampt.

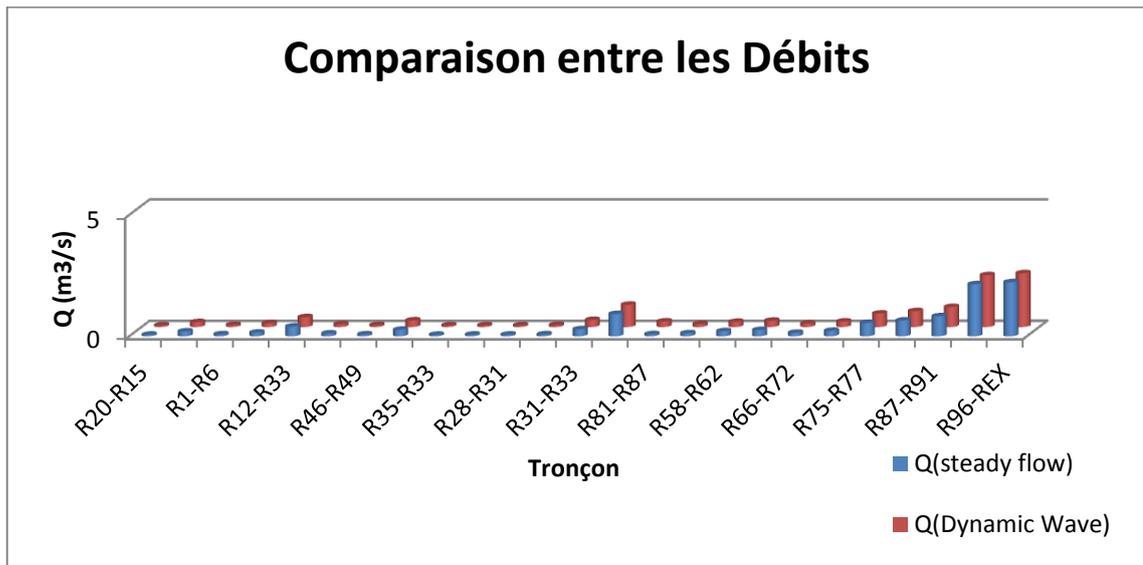


Figure IV.61 : Comparaison des débits (Steady flow et Dynamic Wave)

Cette comparaison, montre une affinité des valeurs des débits simulés par le régime uniforme (Steady flow) et le régime varié (Dynamique Wave) dans tout le réseau surtout au niveau du rejet ; (R96-REX), ($Q_{\text{Steady Flow}} = 2.228\text{m}^3/\text{s}$; $Q_{\text{Dynamic Wave}} = 2.217\text{m}^3/\text{s}$)

A.4. Comparaison de pourcentage des hauteurs de remplissage:

La figure IV.62 montre une comparaison entre les hauteurs de remplissage des conduites en pourcentage des deux régimes Steady flow (uniforme) et Dynamique Wave (varié) par le modèle Grèen Ampt.

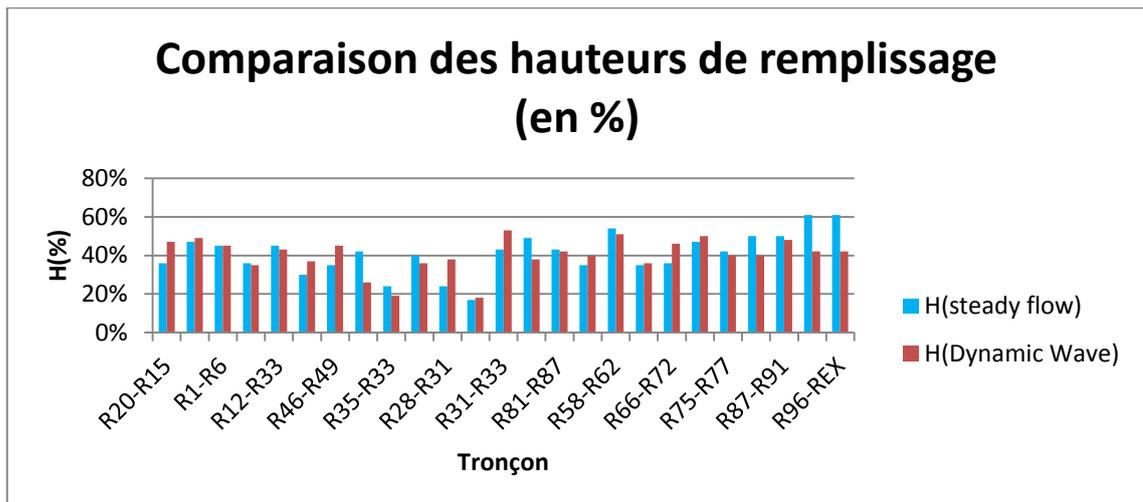


Figure IV.62 : Comparaison des hauteurs de remplissages (Steady flow et Dynamic Wave)

La figure illustre la variation des hauteurs de remplissage entre les deux régimes on déduit que les hauteurs dans les différents tronçons sont comprises entre 10 et 76 %.

A.5. Comparaison des pentes :

La figure IV.63 montre la comparaison entre les pentes des conduites des deux régimes Steady flow (uniforme) et Dynamique Wave (varié) par le modèle Grèen Ampt.

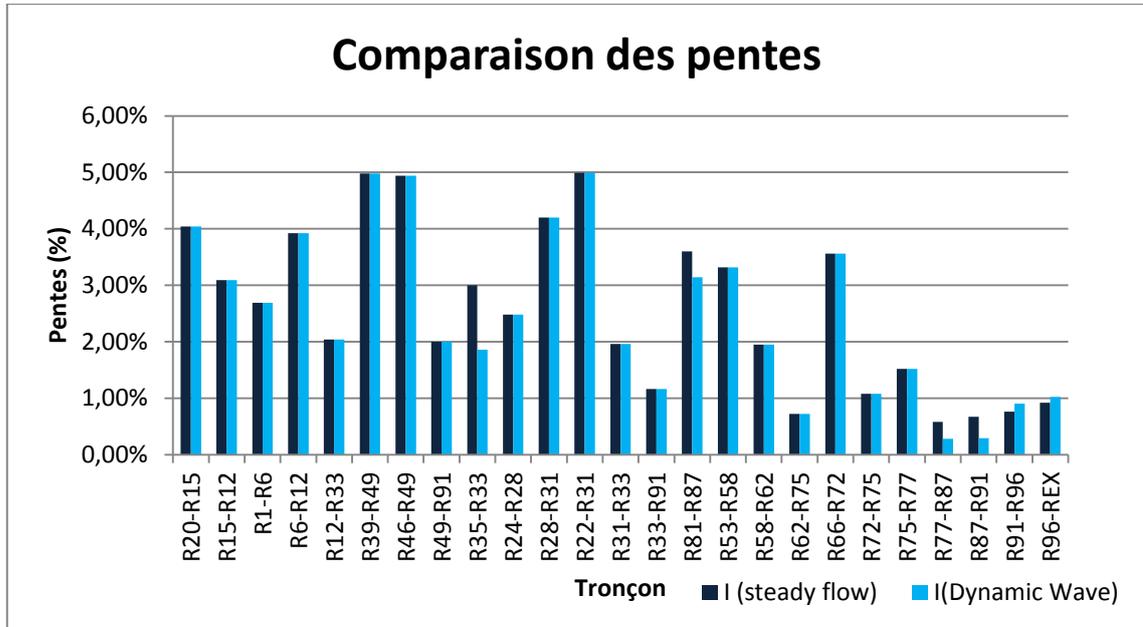


Figure IV.63 : Comparaison entre les pentes (Steady flow et Dynamic Wave)

la comparaison entre les pentes simulées à l'aide des deux régimes montre une variation des pentes (5% en maximum et 0. 3% en minimum) pour les deux régimes, et que ses valeurs sont les mêmes, mis a part dans les tronçons ; (R35-R 33), (R87-R 91), (R91-R 96) dont les valeurs du régime uniforme sont plus grandes que celles de régime varié en prend par exemple la conduite (R35-R 33) est 3% dans le Steady flow et de 1.86 % dans le Dynamic Wave.

A.6. Comparaison des vitesses :

La figure IV.64 montre une comparaison entre les vitesses des conduites des deux régimes Steady flow (uniforme) et Dynamique Wave (varié) par le modèle Grèen Ampt.

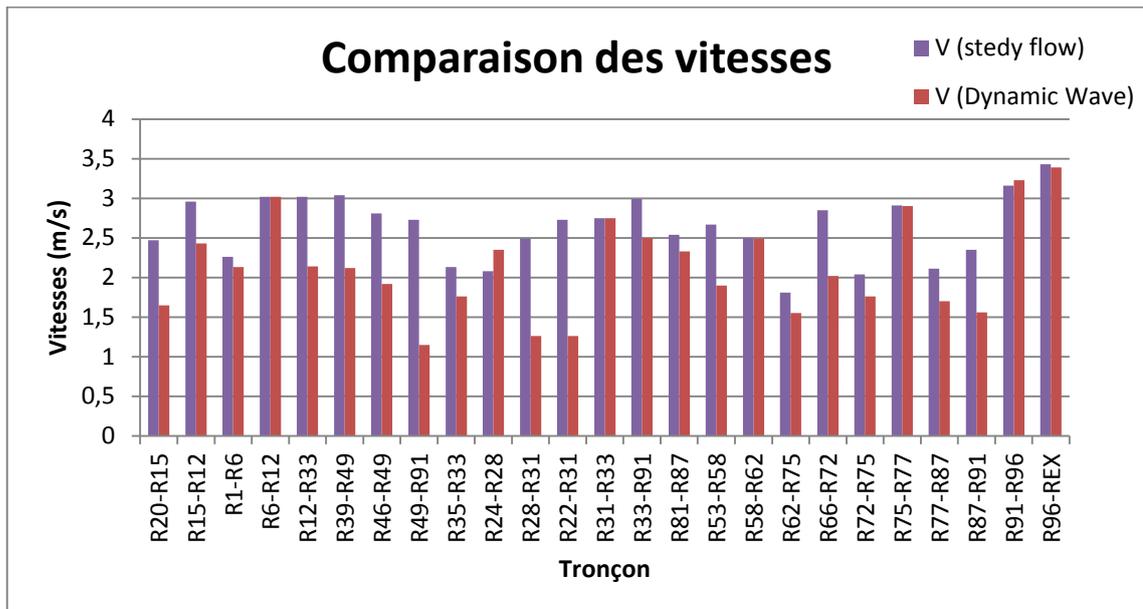


Figure IV.64 : Comparaison des vitesses du modèle Grèen Ampt (Steady flow et Dynamic Wave)

D’après le figure nous avons marqué que les vitesses simulées par Steady flow sont différentes dans la plupart de conduites des vitesses simulées par Dynamic Wave.

Exemple: (R20-R15), ($V_{\text{Steady Flow}} = 2.49 \text{ m/s}$; $V_{\text{Dynamic Wave}} = 1.52 \text{ m/s}$).

B. Modèle Horton :

B.1. Comparaison des diamètres :

La figure IV.65 montre une comparaison entre les diamètres des conduites des deux régimes Steady flow (uniforme) et Dynamique Wave (varié) par le modèle Horton.

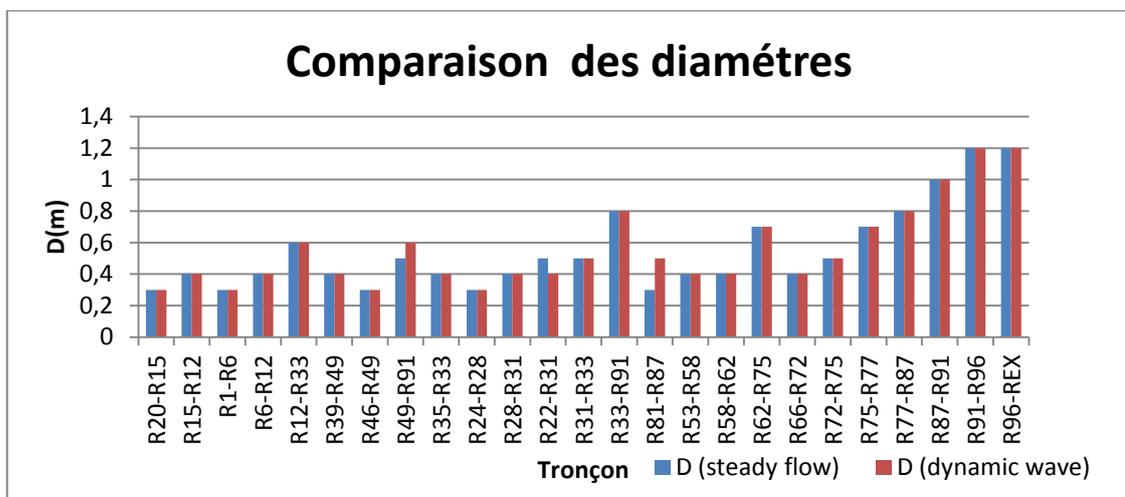


Figure IV.65 : Comparaison entre les diamètres du modèle Horton (Steady flow et Dynamic Wave).

La figure montre que les diamètres des conduites sont les mêmes pour les deux régimes ,sauf dans les cas le tronçons (R49-R91) , ($D_{Steady\ Flow}=0.5m$, $D_{Dynamic\ Wave}=0.6m$) et la conduite (R81-R87) , ($D_{Steady\ Flow}=0.3m$, $D_{Dynamic\ Wave}=0.5m$) .

B.2. Comparaison des profondeurs :

La figure IV.66 montre une comparaison entre les profondeurs des conduites des deux régimes Steady flow (uniforme) et Dynamique Wave (varié) par le modèle Horton.

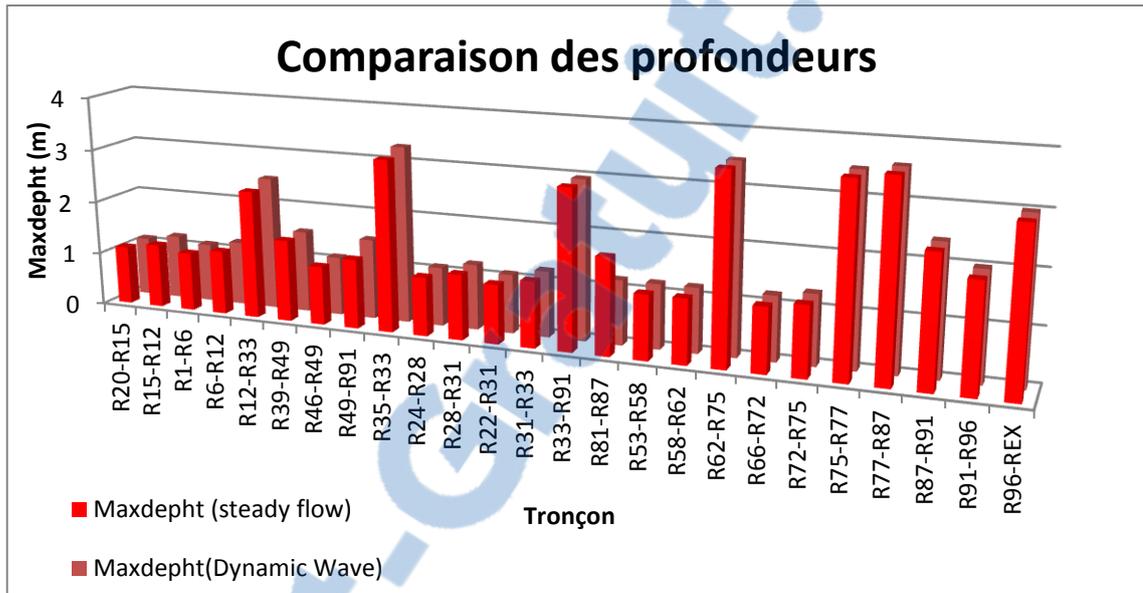


Figure IV.66 : Comparaison entre les profondeurs du modèle Horton (Steady flow et Dynamic Wave)

La figure montre qu'il y'a une affinité importante des profondeurs (Max depth) entre les résultats de simulation sauf dans la conduite (R81-R87 (Maxdépht_{Steady Flow}=1.8m , Maxdépht_{Dynamic Wave}= 1.2m)).

B.3. Comparaison des débits :

La figure montre une comparaison des débits des conduites entre les deux régimes Steady flow (uniforme) et Dynamique Wave (varié) par le modèle Horton.

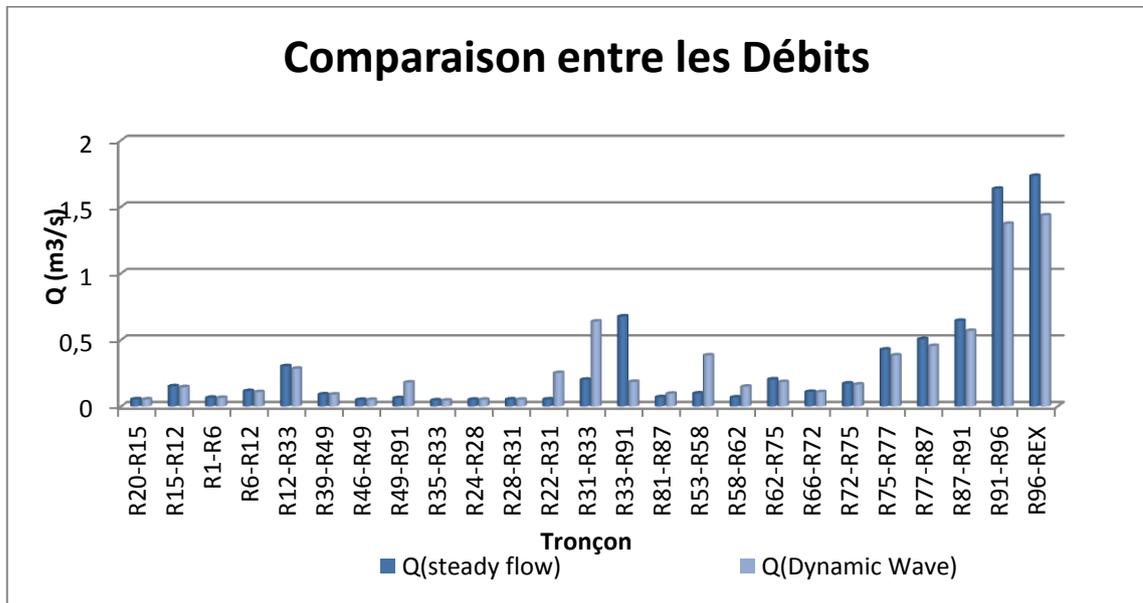


Figure IV.67 : Comparaison des débits du modèle Horton (Steady flow et Dynamic Wave)

La figure illustre la variation des débits depuis le début du réseau à l'exutoire, on remarque que tous les débits à évacuer dans tous les différents tronçons pour les deux régimes sont presque pareils à l'exception dans certains tronçons les tronçons : (R33-R91 "Q_{Steady Flow}= 0.677m³/s, Q_{Dynamic Wave}= 0.185 m³/s "); (R31-R33 "Q_{Steady Flow}= 0.201 m³/s, Q_{Dynamic Wave}= 0.639 m³/s ").

B.4. Comparaison de pourcentage des hauteurs de remplissage:

La figure montre une comparaison entre les hauteurs de remplissage des conduites des deux régimes Steady flow (uniforme) et Dynamique Wave (varié) par le modèle Horton.

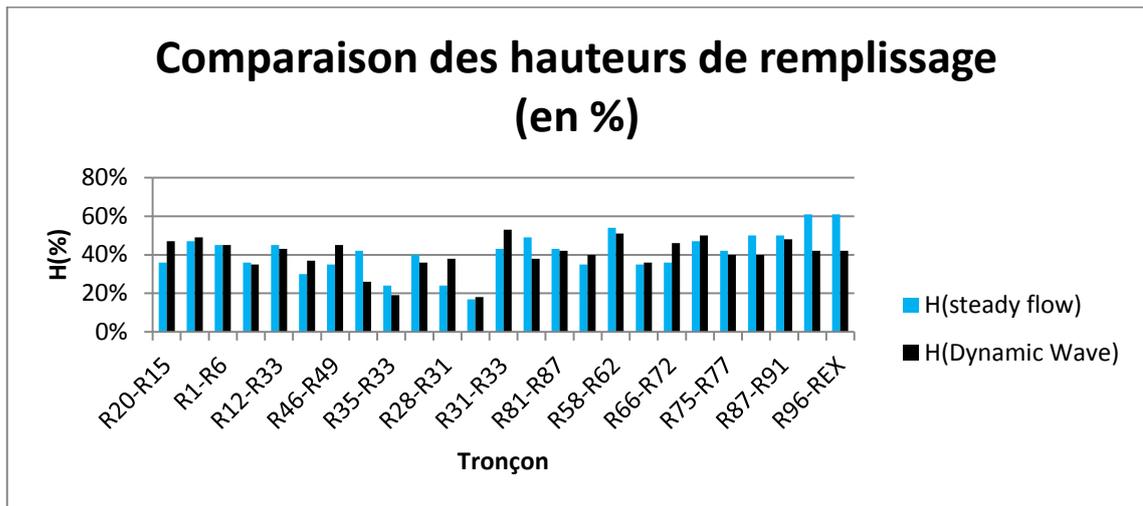


Figure IV.68 : Comparaison des hauteurs de remplissage du modèle Horton (Steady flow et Dynamic Wave)

D’après l’histogramme ci-dessus on déduit que les hauteurs dans les différents tronçons sont comprises entre 17 et 61%.

B.5. Comparaison des pentes :

La figure ci-dessous montre une comparaison les pentes des conduites des deux régimes Steady flow (uniforme) et Dynamique Wave (varié) par le modèle Horton.

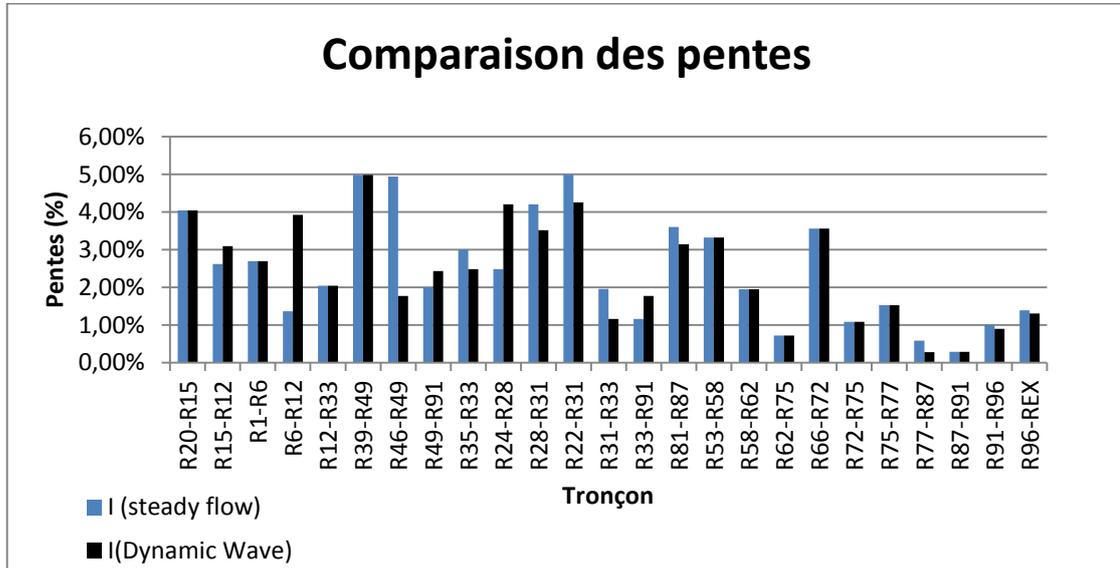


Figure IV.69 : Comparaison entre les pentes du modèle Horton (Steady flow et Dynamic Wave)

La figure illustre une différence entre les pentes qui est très remarquable surtout au niveau des tronçons (R6-R12 “ $I_{Steady\ Flow} = 4.95\%$, $I_{Dynamic\ Wave} = 3.92\%$ ”);

(R46-R49 "I_{Steady Flow}= 4.94%, I_{Dynamic Wave}= 1.77% ").

B.6. Comparaison des vitesses :

La figure IV.70 montre une comparaison entre les vitesses des conduites des deux régimes Steady flow (uniforme) et Dynamique Wave (varié) par le modèle Horton.

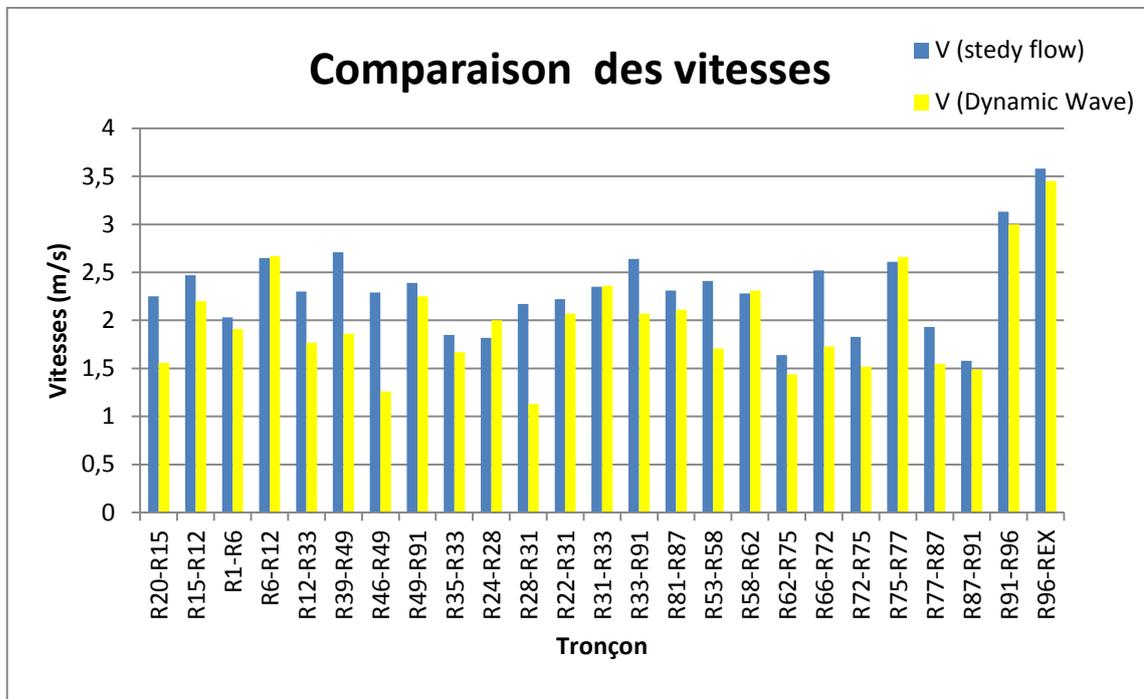


Figure IV.70 : Comparaison des vitesses du modèle Horton (Steady flow et Dynamic Wave)

Selon la figure de comparaison entre les vitesses avec les deux régimes hydrauliques ; on remarque que toutes les vitesses dans les différents tronçons sont plus grandes dans le régime uniforme par rapport au régime varié ; (R46-R49 "V_{Steady Flow}= 2.29m/s V_{Dynamic Wave}= 1.26m/s "), (R28-R31 "V_{Steady Flow}=2.17m/s, V_{Dynamic Wave}= 1.13m/s ").

Les résultats que nous avons obtenu en comparant les différents régimes d'écoulement, qu'il soit sur le modèle Grèen Ampt ou Horton, donne une différence des résultats; Ce résultat est logique vue que chaque régime se base sur des d'applications distincts :

- Le modèle Dynamic Wave il résout l'équation de Barré de Saint Venant, il permet de représenter des écoulements variant à la fois dans le temps et dans l'espace.
- Le modèle Steady flow considère à chaque pas de temps 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.

Remarque:

- ✓ Nous n'avons pas pu faire une comparaison entre les résultats des Modèles hydraulique car dans la méthode manuelle (M. Rationnelle), le dimensionnement est effectué uniquement en régime uniforme.
- ✓ Nous signalons qu'en régime uniforme dans chaque tronçon la vitesse et la profondeur d'écoulement demeurent constants par contre ils sont variables en régime varié ce qui a une incidence directe sur les débits maximaux et leurs temps d'arrivée aux nœuds.
- ✓ Il est à signaler qu'en Algérie les ingénieurs dimensionnent les réseaux d'assainissement selon le modèle rationnel ou le modèle superficielle de Caquot pour l'évaluation des débits pluviaux et selon le régime uniforme pour la détermination des paramètres hydrauliques (Diamètre, pente motrice, vitesse...).

CONCLUSION

Le présent mémoire est consacré au dimensionnement du réseau d'assainissement unitaire de la zone Nord -Est de Ain Temouchent par un calcul manuel en utilisant la méthode Rationnelle qui nous a permis d'estimer et de quantifier le débit de pointe à l'exutoire du bassin versant et simulé à l'aide du logiciel SWMM5.1 le réseau d'assainissement projeté de cette localité d'une superficie d'environ 17.5 ha .Puis nous avons procédé à la comparaison des résultats obtenus .

Après avoir dimensionné le réseau avec la méthode rationnelle et simulé le réseau par SWMM 5.1 en appliquant deux modèles d'infiltration (**Green Ampt et Horton**) pour deux régimes hydrauliques **Steady flow** (régime uniforme) et **Dynamic Wave** (régime varié).

La simulation de notre réseau nous a permis de ressortir les résultats suivants appliquant les modèles d'infiltration par différentes régimes:

- **Le modèle d'infiltration de green Ampt appliquant le régime Steady flow (régime uniforme) :**
 - ✓ Vitesses comprises entre ; 1.81 m/s et 3,43m/s.
 - ✓ Pentes motrices atteint les en maximum 4.98%et en minimum 0.58%.
 - ✓ Débit de $0.069 m^3/s$ à $2.22m^3/s$.
 - ✓ Rh est compris entre 0.65 et 0.1.
- **Le modèle d'infiltration de green Ampt appliquant le régime Dynamic Wave (régime varié) :**
 - ✓ Vitesses comprises entre : 1.15m/s 3. 39 m/s.
 - ✓ Pentes motrices atteint les en maximum 4.98% et en 0.29% minimum.
 - ✓ Débit : de $0.069 m^3/s$ a $2.22m^3/s$.
 - ✓ Rh varie entre 0.70 et 0.24.
- **Le modèle d'infiltration de Horton appliquant le régime Steady flow (régime uniforme) :**
 - ✓ Vitesses comprises entre : 1.64m/s a 3.59 m/s
 - ✓ Pentes motrices atteint les en maximum 4.99% et 0.29% en minimum.

Conclusion

- ✓ Débit $0.046 \text{ m}^3/\text{s}$ à $3.59 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ Rh est de 0.61 et 0.17.
- **Le modèle d'infiltration de Horton appliquant le régime Dynamic Wave (régime varié) :**
 - ✓ Vitesses comprises entre : 1.13m/s a 1.73m/s
 - ✓ Pentes motrices atteint les en maximum 0.98% et en 0.29 minimum.
 - ✓ Débit : $0.045 \text{ m}^3/\text{s}$ à $1.43 \text{ m}^3/\text{s}$.
 - ✓ Rh varie entre 0.67et 0.18.

La simulation SWMM donne un intervalle des diamètres pour les deux modèles compris entre 0.3m et 1.2m.

Au terme de notre travail nous avons fait une comparaison des résultats obtenus par la méthode rationnelle et par modélisation sur SWMM par les deux modèles d'infiltration ; Cette comparaison nous a permis d'en déduire les remarques suivantes :

- ❖ la simulation à l'aide de logiciel SWMM donne une différence entre les calculs classiques et la simulation de ceux calculés soit sur l'estimation de débit à évacuer, ou les diamètres des conduites projetés, ou les vitesses et les pentes.
- ❖ 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.

A la fin de cette étude, nous incitant les ingénieurs et techniciens d'utiliser la simulation numérique dans les différentes études de réhabilitation et de réalisation de drainage et autres réseau d'assainissement

Il est conseillé d'utiliser le SWMM pour l'évaluation des charges de polluantes rejetées vers le milieu naturel.

Malgré que la modélisation est plus fiable et donne des résultats optimaux par rapport à la méthode classique, elle reste difficile à appliquer dans un grand nombre de réseaux urbains Algérien à cause de l'absence ou de la non fiabilité des données, surtout avec le manque des enregistrements météorologique (les pluies), et les débits

Conclusion

émanant des averses dans le réseau, ce qui constitue une grande difficulté au concepteur pour réaliser le calage des modèles.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **GHODBANE R, 2016**, Modélisation d'un réseau d'assainissement et contribution à sa gestion à l'aide d'un système d'information géographique, Etude de la Ville de Boutaleb, Mémoire de magistère, Biskra, Université Mohamed Khider – Biskra, 131p.
- [2] **PASCALE S, 1996**, Approche d'une caractérisation simple de la pollution, en hydrologie urbaine, à partir du couple "temps-sec/pluie", Thèse de doctorat, École National supérieur de Nancy, 243p.
- [3] **GHEDEIR H et HERMA H, 2017**, Modélisation d'un Système d'assainissement par le modèle "SWMM" (étude d'un cas de la région de Ouargla), Mémoire de master, Ouargla, Université Kasdi Merbah Ouargla, 159p.
- [4] **PONGMALA, K, 2012**, Modélisation de la contamination microbienne et des concentrations d'un micropolluant dans les débordements de réseaux d'égouts unitaires. Mémoire de master, France, Université de Montréal, École polytechnique de Montréal, 141p.
- [6] **LEWIS A, 2009**, Storm water management model User's manual Version 5.0, 276p.
- [8] **MARION T, 2010**, Manuel d'initiation Traduction et adaptation libres du tutoriel du manuel de l'utilisateur : "Storm Water Management Model – User's Manuel", 28p.
- [9] **JULIEN B, 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. Rapport de Master, Ecole polytechnique Fédérale de Lausanne, 31p.
- [11] **AMELIE T, 2013**, Quantification des apports en coliformes fécaux en milieu urbain par modélisation hydrologique/hydraulique: le cas du bassin versant de la rivière Beauport, Mémoire de Master, Université du Québec Institut national de la recherche scientifique Centre Eau Terre Environnement, 152p.
- [12] **SYLVAIN F, 2011**, Modélisation des effets de la végétalisation en milieu urbain sur les eaux de ruissellement dirigées à l'égout, Mémoire de master, L'école de technologie supérieure Montréal, 136p.
- [13] **BRAHAMI D, 2015**, Simulation de l'écoulement dans un réseau d'assainissement- Application à un cas réel, Mémoire de magister, Bejaïa, Université Abderrahmane Mira Bejaia, 130p.
- [14] **FANDI H et BENZAZZA F, 2017**, Simulation d'un réseau d'eau pluviale à l'aide du logiciel SWMM (Storm water mangement model), Mémoire de master ,Tlemcen, Université de Tlemcen, 132p.

- [15] **BRAHMI M et ZILAL M. 2018**, 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, Mémoire de master, Tlemcen, Université de Tlemcen, 147p.
- [16] **BETTAHAR T et HADDADA, 2017**, Étude du schéma directeur d'assainissement d'eaux usées de la commune de souk-ouffela, Bejaia, Mémoire de mastère, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, 253p.
- [17] **KERARMA M, 2017**, valorisation du patrimoine de 19^{ème} et 20^{ème} siècle de la ville d'Ain Témouchent projet reconversion d'une mairie à un musée, Mémoire de master, Université Abou Bekr belkaid Tlemcen, p145.
- [18] Centre d'étude et de la réalisation en urbanisme Tlemcen, 2012, Étude zone NORD-EST AIN TEMOUCHENT 17.5 ha, 65p.
- [19] **BENMESMOUDI A et BENDIMERAD I, 2017**, Un Pôle de recherche et de développement pour une meilleure compétitivité Territoriale de la ville d'Ain Temouchent, Mémoire de master, Université Abou Bekr belkaid Tlemcen, 95p.
- [20] **EL HADJ SAID I et MOSTEFAOUI I, 2017**, la gare d'Ain Temouchent: une nouvelle forme de dynamique urbaine, Mémoire de master, Université Abou Bekr belkaid Tlemcen, 103p.
- [21] Ministère de l'hydraulique et de l'assainissement direction de l'hydraulique, Mai 2015, Normes pour l'alimentation en eau potable en milieu rural et semi urbain, 23p.
- [22] **BELHOCINE A, 2002**, Diagnostic du réseau d'assainissement de la ville de Cherchell (W.TIPAZA), P.E.F d'Ingénieur en hydraulique urbaine, École nationale supérieure de l'hydraulique ARBAOUI Abdallah, 71p.
- [23] **KERLOC'H B et MAELSTAF D, 2014**, le dimensionnement des réseaux d'assainissement des agglomérations, Édition: paris, imprimerie nationale, 67p.
- [24] **REGIE B, 2008**, Le réseau d'assainissement : calcul, application, perspective, Édition DOC& PEC, 1011p.
- [25] **TOURABI R, 2015**, Etude d'un réseau d'assainissement de l'UC 08 flanc Nord Chatouane –Tlemcen, Mémoire de mastère, Université de Tlemcen, 125p.
- [26] **SAVANE M, 1981**, Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations, Edition : paris, imprime nationale, 71p.
- [27] **BOUKHOBZA M, 2016**, Diagnostic De réseau d'assainissement de la ville de Chatouane –Tlemcen, Mémoire de mastère, Université Elchahid Hamma Lakhdar, 99p.
- [28] **GHALI S, 2012**, Etude D'un Schéma Directeur D'assainissement De La Ville Marsa Ben M'hidi, Mémoire de mastère, Université de Tlemcen, 138p.

[29] OUSMANE N et ABDOU G, 2006, Etude du plan directeur d'assainissement de Touba, Mémoire d'ingénieur de conception, Université Cheikh Antadiop De DAKAR, Université de Bejaia ,161p.

[30] JEAN V, 2017, Conception et dimensionnement des systèmes de gestion des eaux pluviales et de collecte des eaux usées, Edition : association scientifique et technique pour l'eau et l'environnement, 275p.

[31] BOUAITA F et MOUMEN S, 2018, simulation d'un réseau d'eau pluviale de la ville OUED ZIAD à l'aide du logiciel SWMM, Wilaya de Annaba, Mémoire de mastère, Univesité de Baji mokhtar-Annaba, 92p.

[32] BOUHANT C, 2012, Diagnostic du réseau d'Assainissement de la ville AHMEDRACHAD, Wilaya de Mila via SWMM, Mémoire d'Ingénieur d'État, École nationale polytechnique d'Alger, 120p.

Sites internet :

[5]<https://continue/sessionscourtesqualifiantes/formations-a-distance/ass-4415-modelisation-des-reseaux-dassainissement> (consulté le 13-02-2019).

[7]<https://www.epa.gov/water-research/storm-water-management-model-swmm> (consulter le 02/03/2019).

[10]<https://www.epa.gov/sites/production/files/2018-11/documents> (consulté le 13-02-2019).

[33] http://logiciels-certified.fr/IMG/pdf/Parametres_Horton (10/05/2019).