

Higher National School of Hydraulic

The Library

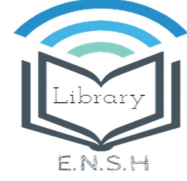
Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Simulation mathématique d'un réseau d'assainissement urbain via l'utilisation du logiciel EPA-SWMM5 sur la région d'Oued Ouchaiah (w. Alger).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 6-0036-17

APA Citation (توثيق APA):

Boukhebache, Zeineb (2017). Simulation mathématique d'un réseau d'assainissement urbain via l'utilisation du logiciel EPA-SWMM5 sur la région d'Oued Ouchaiah (w. Alger)[Thèse de master, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open DSpace software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics. <http://dspace.ensh.dz/jspui/>

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات، مبداعات، مقالات، البوريات، كتب....) و بنه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة DSpace و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE



MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE MASTER

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Hydraulique

Option: Assainissement

THEME DU PROJET :

**SIMULATION MATHEMATIQUE D'UN RESEAU
D'ASSAINISSEMENT URBAIN VIA L'UTILISATION DU LOGICIEL
EPA-SWMM5 SUR LA REGION D'OUED OUCHAIAH (W.ALGER)**

PRESENTE PAR :

Mlle : BOUKHEBACHE Zeineb

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M KHODJET-KESBA Omar	Professeur	Président
M KAHLERRAS Djillali	M.C.B	Examinateur
M ^{me} AMMOUR Fadila	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} SALHI Chahrazed	M.A.B	Examinatrice
Mr SAHLI Belkacem	M.C.A	Promoteur

Avril 2017

Dédicace :

Je dédie ce modeste travail à tous ceux que j'aime mais surtout :

A mes parents qui ont toujours été les étoiles de mon ciel et qui ont illuminé mon chemin depuis ma naissance, je ne les remercierai jamais assez (maman et papa que Dieu me les garde);

A mes grands-parents maternels que Dieu les protège ;

A ma grand-mère paternelle que Dieu la garde ;

A ma sœur Hayet et tous mes cousins et cousines ;

A toute ma famille d'Alger spécialement à Bouzereah, Belcourt, et aussi Cherchel, Jijel

A tous mes amis

A Bilel

A toute ma promotion sans exception ;

A tout les enseignants de l'ENSH qui m'ont accompagné durant mes études ;

A toute personne utilisant ce document pour un bon usage.

Zeineb

Remerciements:

Je remercie Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail dans les meilleures conditions.

J'aimerais exprimer ma gratitude pour la patience, le soutien et l'aide qu'a pu m'apporter mon promoteur Monsieur le directeur de l'école Mr Mr SAHLI Belkacem

Mes remerciements également à :

Tout le personnel de l'ENSH et en particulier ceux de la bibliothèque ;

A Mr RASSOUL Abdelaziz ;

Tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce travail ;

Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation du primaire jusqu'au cycle universitaire ;

Aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.

Enfin un grand merci tout spécial à ma famille, à mes parents qui m'ont permis de poursuivre mes études, à ma sœur, ainsi qu'à tous mes amis qui n'ont cessé de me soutenir et de m'encourager au cours de mes années d'études et de m'avoir plus d'une fois remonté le moral. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

ملخص

شهد مجمع الصرف الصحي لواد اوشايع - ولاية الجزائر مؤخرا مشاكل عديدة تتعلق بجودة صرف المياه المستعملة و مياه الامطار بالأخص.

نظرا لتدهور حالة الشبكة، عملنا هذا مخصص لدراسة معمقة لشبكة الصرف الصحي. وهذا بهدف تحسين عملها و ذلك من خلال تباين مواضع الخلل الهيكلية لذلك استعملنا نموذج رقمي تحت برنامج المحاكاة (EPA-SWMM 05) من اجل تحديد مختلف نقاط الخلل وفق العديد من المميزات.

Résumé

Le collecteur d'assainissement de (Oued Ouchaiah)-wilaya d'Alger a connu, dernièrement des grands problèmes liés à la fiabilité de l'évacuation des eaux usées et pluviales surtout. Vu l'état de défaillance du réseau, notre travail est consacré à une étude approfondie du diagnostic de ce réseau, dans le but d'améliorer son fonctionnement. Et cela, en identifiant les différents dysfonctionnements structuraux du réseau. En utilisant un modèle numérique sous le logiciel EPA-SWMM 05, afin de déterminer les différents points de dysfonctionnements hydrauliques en fonction de la variation de plusieurs paramètres.

Abstract

The sewerage collector of (Oued Ouchaiah)-Wilaya of Algiers has recently been subject of major problems associated with wastewater and rainwater evacuation. Due the fainting status of network, our work is devoted to a detailed study of the diagnosis of this network, in order to improve its functioning, by identifying the different structural disturbances. We have to used a numerical model under the EPA-SWMM 05 software to determine the points of hydraulic malfunction in function of the variation of several parameters.

Sommaire

Table des matières

Introduction générale

Chapitre I : Indices de dysfonctionnement et diagnostique du réseau d'assainissement

Introduction.....	01
I.1.Problématique de l'assainissement au milieu urbain en temps de pluie.....	01
I.2.Gestion des réseaux d'assainissement.....	02
I.2.1. La connaissance du réseau.....	02
I.2.2. La surveillance du réseau.....	03
I.2.3. Programme périodique d'entretien.....	03
I.2.4. Les travaux d'entretien.....	03
I.2.5. Enlèvement des dépôts.....	03
I.2.6. Détection des fuites.....	03
I.2.7. Détection des eaux parasites.....	03
I.2.8. Rénovation des joints et des conduites défectueuses.....	04
I.3.Défauts et dysfonctionnement des réseaux d'assainissement.....	04
I.3.1.Défauts possibles aux réseaux d'assainissement.....	04
I.3.1.1.Cassure.....	04
I.3.1.2.Déformations.....	05
I.3.1.3.Les défauts d'étanchéité.....	05
I.3.1.4. Les anomalies ponctuelles.....	05
I.3.1.5. Les dégradations permanentes.....	06
I.3.2. Les causes de dégradation des ouvrages.....	06
I.3.2.1.Risques géotechniques et hydrogéologiques.....	06
I.3.2.2.Risques hydrauliques.....	06
I.3.2.3.Risques structurels.....	06
I.4.1.Dysfonctionnements.....	06
I.4.Conséquences des dysfonctionnements du réseau d'assainissement.....	07
I.5. Diagnostic du réseau d'assainissement.....	07
I.6.L'étude de diagnostic.....	08
II.6.1.Données d'orientation.....	08

II.6.2.Le pré diagnostic.....	09
II.6.3.Reconnaissance approfondie.....	09
II.6.4.Etude fonctionnelle des bassins versants élémentaires.....	09
II.6.5.Conception de la nouvelle structure d'assainissement.....	09
II.6.6.Conclusion et permanence du processus d'étude.....	09
I.7.Description du système actuel.....	10
II.7.1.Bassin versant.....	10
II.7.2.Présentation quantitative.....	11
II.7.2.1.Collecteur.....	11
II.7.2.2.Regards.....	12
II.3.2.3.Noeuds.....	13
II.7.2.4.Noeuds spécifique de type exutoire.....	14
II.7.2.5.Déversoirs d'orage.....	15
II.7.2.6.Etat du rejet actuel.....	15
Conclusion.....	16
Chapitre II : Modélisation hydraulique du réseau d'assainissement	
Introduction.....	18
II.1. Modélisation hydraulique.....	19
II.1.1. Modélisation : concepts, approches, et étapes.....	19
II.1.1.1.Les modèles.....	19
II.1.1.2.Les différents types des modèles.....	20
II.1.1.2.1. Avec l'approche empirique.....	20
II.1.1.2.2. Avec l'approche conceptuelle.....	21
II.1.1.2.3. Avec l'approche mécaniste.....	22
II.1.1.3.Recherche bibliographique.....	23
II.1.1.3.1.Avec l'approche empirique.....	23
II.1.1.3.2.Avec l'approche conceptuelle.....	23
II.1.1.3.3.Avec l'approche mécaniste.....	24
II.1.1.4.Les problèmes à résoudre.....	24
II.1.2.Etapes méthodologiques.....	26
II.1.3.Prise en compte des données.....	26
II.2. Description du logiciel.....	29
II.2.1.Choix du logiciel.....	29

II.2.2.Modèles utilisés par ce logiciel.....	30
II.2.2.1.Modèles hydrauliques.....	30
II.2.2.1.1. Modèle de la translation simple en régime permanent uniforme.....	33
III.2.2.1.2. Modèle de l'onde cinématique.....	33
III.2.2.1.3. Modèle de l'onde dynamique.....	34
III.2.2.2. Méthodes hydrologiques.....	34
III.2.2.2.1. Modèles utilisables pour la production.....	34
III.2.2.2.2. Modèles utilisables pour le transfert.....	36
Conclusion.....	42

Chapitre IV : Application du modèle d'EPA-SWMM dans le collecteur d'Oued

Ouchaih

Introduction.....	43
III.1. Localisation et caractéristiques de la zone d'étude.....	43
III.1.1. Situation géographique.....	43
III.1.2. Précipitation.....	45
III.2.Prise en compte de la pluie de projet.....	45
III.3. Construction du modèle.....	49
III.3.1. Délimitation du bassin.....	50
III.3.2. Réseau modélisé.....	53
III.4. Simulations et diagnostic du réseau modélisé.....	54
III.4.1. Résultats de la simulation.....	54
Conclusion.....	66

Liste des figures

Figure I.1 : Cassure pouvant survenir au niveau des réseaux.....	04
Figure I.2 : Exemple d'affaissement de voute.....	05
Figure I.3 : Exfiltration.....	05
Figure I.4 : Découpage des bassins versants de la wilaya d'Alger [SAFEGE - JUIN 2009].....	10
Figure I.5 : Collecteur Oued Ouchaiah (en rouge).....	12
Figure I.6 : Regard en état dégradé.....	13
Figure I.7 : Regard d'ouverture impossible.....	13
Figure I.8 : Regard en bon état.....	13
Figure I.9 : Regard en état moyen.....	13
Figure I.10 : Représentation d'un regard de visite.....	13
Figure I.11 : Regard de changement de direction.....	14
Figure I.12 : Différents régimes dans l'exutoire.....	15
Figure I.13 : schéma représentatif de déversoir d'orage.....	15
Figure I.14 : Premier rejet dans l'Oued Ochaiah.....	16
Figure I.15 : Deuxième rejet dans l'Oued Ochaiah.....	16
Figure II.1 : Principe de fonctionnement d'un modèle conceptuel.....	21
Figure II.2 : Relation entre les modèles.....	22
Figure II.3 : Etapes méthodologiques dans la mise en œuvre des modèles.....	26
Figure II.4: Schématisation du processus de l'infiltration de Green-Ampt.....	35
Figure II.5 : Evolution générale du régime d'infiltration et d'infiltration cumulative au cours du temps (Ks conductivité hydraulique à saturation).....	36
Figure II.6 : Précipitations et volumes produits cumulés pendant une averse d'intensité constante (Maidement.D ; 1992).....	38
Figure II.7 : Représentation d'un bassin versant par un canal rectangulaire ($A=B*L$)..	39
Figure II. 8 : Représentation du modèle de réservoir linéaire.....	40
Figure II. 9 : Représentation du modèle du réservoir non linéaire.....	41
Figure III.1 : Situation géographique générale du bassin versant de la zone d'application.....	43
Figure III.2 : Vue satellitaire de la zone d'application.....	44
Figure III.3 : Tracé du réseau d'assainissement.....	44

Figure III.4 : Pluviométrie moyenne annuelle dans le nord algérien (source Google 2017).....	45
Figure III.5 : Pluies de projet type Desbordes.....	47
Figure III.6 : Pluie de projet double triangle symétrique appliquée à la simulation.....	49
Figure III.7 : Numérotation des nœuds et des conduites du réseau modélisé.....	53
Figure III.8 : Pentés des conduites du réseau avec leur numérotation.....	53
Figure III.9 : Capacité des tronçons de réseau au bout de 01 h 45 min.....	54
Figure III.10 : Variation des débits dans les deux tronçons C5 et C6.....	54
Figure III.11 : Débits de pointe dans le réseau au bout de 02 h 45 min.....	56
Figure III.12 : Vitesses maximales dans le réseau au bout de 02 h 45 min.....	56
Figure III.13 : Vitesse d'écoulement dans le tronçon C2.....	57
Figure III.14 : Vitesse d'écoulement dans les tronçons C1 et C13.....	57
Figure III.15 : Nombre de Froude dans le réseau au bout de 01 h 30 min.....	58
Figure III.16 : Ligne d'eau (cas de pointe) en J1-J6.....	59
Figure III.17 : Ligne d'eau (cas de pointe) dans la conduite C1.....	59
Figure III.18 : Ligne d'eau (cas de pointe) J6-J8.....	60
Figure III.19 : La hauteur d'eau dans les tronçons C1, C6 et C10.....	61
Figure III.20: Hyétogramme à l'entrée du sous bassin.....	61
Figure III.21 : Hydrogramme de ruissellement sur le sous bassin.....	62
Figure III.22 : Courbe des pertes sur le sous bassin.....	62
Figure III.23 : Schéma d'une conduite sans dépôt (gauche), et avec dépôt (droite).....	63
Figure III.24 : Capacité du réseau avec dépôts.....	64
Figure III.25 : Regards causant le débordement du réseau.....	64
Figure III.26 : Ligne d'eau sur le tronçon J1-exutoire (onde dynamique).....	65

Liste des tableaux

Tableau III.1 : Pluies de projet type Desbordes.....	46
Tableau III.2: Valeurs de la pluie de projet double triangle symétrique..	49
Tableau III.3 : Caractéristiques de bassin.....	51
Tableau III.4 : Caractéristiques des tronçons.....	52

Introduction Générale

Les inondations ont à leur origine des événements météorologiques et/ou hydrologiques sont très difficiles à prévoir quant à leur période de retour et leur intensité. Elles sont d'autant plus à redouter lorsqu'elles se produisent en ville, là où se situe une forte concentration des activités humaines. Par conséquent, les activités économiques sont fortement perturbées et les coûts pour la société deviennent exorbitants. D'où la nécessité de prévoir et d'empêcher le retour de ces catastrophes. Pour y parvenir, un travail interdisciplinaire dont les acteurs principaux sont les hydrauliciens, aménageurs et gestionnaire des villes est indispensable. La lourde tâche repose sur l'hydraulicien où il est contraint d'approcher l'aléa pluviométrique et sa modélisation, et de résoudre les problèmes complexes liés à l'hydraulique des réseaux.

Le collecteur d'assainissement de (OUED OUCHAIAH)-wilaya d'Alger a connu dernièrement, des grands problèmes liés à la fiabilité de l'évacuation des eaux usées et pluviales surtout. Il en résulte que le réseau n'est plus capable de jouer son rôle d'évacuation des eaux de ruissellement en cas de pluies exceptionnelles. Forte de ce constat, les dysfonctionnements des réseaux d'assainissement urbain provoquent des déversements parfois incontrôlés dans les milieux urbains entraînant la pollution de ces derniers. Ces dysfonctionnements sont souvent dus à l'augmentation des débits de ruissellement engendrée par l'urbanisation et les changements climatiques et à la réduction de la capacité hydraulique causée par l'usure et le manque de maintenance du réseau. Dans notre travail nous intéressons au dysfonctionnement débordement.

La protection contre les débordements est une fonction traditionnellement évaluée lors de la gestion des systèmes d'assainissement. L'objectif est ici de proposer une démarche méthodologique permettant d'évaluer le niveau de protection des personnes, des structures et des biens vis-à-vis du risque de débordement des systèmes d'assainissement. Notre approche ne cherche pas à rendre prévisible le système mais à renseigner le décideur sur le niveau de risque actuel et sur les actions à mettre en place pour gérer efficacement ce risque. Les finalités opérationnelles sont doubles :

- Tout d'abord, la simulation fournit une image du risque de débordement au gestionnaire et au décideur. L'objectif est de définir une méthode reproductible et

systematique pour déterminer le risque en tout point de l'agglomération. La mesure du risque permet ainsi au gestionnaire de :

- a) connaître les zones les plus soumises aux débordements et les plus vulnérables.
- b) hiérarchiser l'importance relative du risque entre les territoires.
- L'autre aspect de la méthode consiste à déterminer les causes des dysfonctionnements entraînant les débordements pour les zones les plus risquées. Cette étape fournit au gestionnaire l'information nécessaire à la mise en place d'actions visant à améliorer la qualité de service rendu.

C'est dans ce contexte que se situe notre travail, et consiste en un travail de diagnostic du collecteur principal de (OUED OUCHAIAH). Par le biais d'un logiciel open source SWMM5 développé par U.S Environmental Protection Agency (E.P.A.). Il s'articulera en :

- ✓ Un premier Chapitre traitera d'une recherche sur les indices de dysfonctionnements et auscultation du collecteur existant ;
- ✓ Un deuxième Chapitre consacré à la modélisation dans l'assainissement, suivie d'une présentation du logiciel EPA- SWMM 05 ;
- ✓ Un troisième Chapitre sur composé d'une présentation de secteur d'étude avec une application du réelle logiciel, et sera suivi d'une discussion des résultats avec quelques recommandations ;

Enfin nous terminerons notre travail par une conclusion générale et des perspectives relatives à des sujets pouvant découler de ce travail.



Chapitre I

*Indices de dysfonctionnement et
diagnostic du réseau d'assainissement*

Introduction

La gestion patrimoniale d'un réseau d'assainissement vise à maintenir l'infrastructure dans un état satisfaisant vis-à-vis d'enjeux sanitaires, environnementaux, économiques, etc. Elle comprend l'acquisition d'informations, l'évaluation des performances de l'infrastructure, et la réhabilitation d'éléments ou des sous-systèmes considérés comme défaillants ou à risque. L'évaluation du patrimoine doit être structurée par l'identification de toutes les défaillances et les dégradations. Elles sont obtenues par des voies complémentaires : inspections visuelles des collecteurs, mesures en réseau, données issues de l'exploitation du réseau, données relatives à la vulnérabilité des environnements exposés.

Un réseau d'assainissement est dit dégradé lorsqu'il est incapable d'assurer les conditions nécessaires à la réalisation des objectifs qui lui sont assignés. Une composante d'un réseau peut continuer à se dégrader sous l'effet de l'environnement auquel elle est soumise : la variation des contraintes qui lui est appliquée et l'action abrasive de l'effluent. Si ces mécanismes ne sont pas contrôlés par le biais d'une maintenance corrective, les défaillances subséquentes auront des conséquences graves sur le réseau lui-même et sur son environnement, donc on doit faire un diagnostic du réseau.

1.1.Problématique de l'assainissement au milieu urbain en temps de pluie

En milieu urbain, l'imperméabilisation des sols entraîne une augmentation considérable des volumes des eaux ruisselées en temps de pluie et par la suite une forte sollicitation des réseaux d'assainissement ; ce qui induit des débordements et des inondations en cas de leur sous dimensionnement. Ceci menace la sécurité des biens et des personnes, ainsi que leur santé et touche à l'environnement côtoyant à l'activité humaine. Les débordements en cas de réseau unitaire sont très chargés en polluants des eaux usées car ils entraînent avec eux les dépôts de matière organique cumulée dans le réseau pendant la période du temps sec. Ceci est très néfaste pour le milieu naturel et pour la population.

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.

1.1.1. Historique des dégâts du l'Oued Ouchaiah :

Inondations et affaissement de maisons à la Glacière (Alger) : En 10/10/2010, plusieurs quartiers de la capitale ont été touchés par les fortes pluies qui se sont abattues sur plusieurs régions du pays. Dans certains quartiers, comme celui de la Glacière, dans la commune d'El Harrach, les eaux se sont infiltrées dans plusieurs habitations qui ont connu également des affaissements. Les habitations ont également subi des préjudices dus au débordement des eaux de Oued Ouchaiah.

Tout a débuté vers 1 heure du matin. En à peine une demi-heure, plus de 55 mm de pluie sont tombés sur la capitale. Une pluviométrie très suffisante pour transformer plusieurs quartiers en véritables piscines.

Un mort et deux blessés à Oued Ouchaiah : En 24/11/2011, dans la commune de Bachdjarah, à Alger, les eaux pluviales se sont infiltrées dans plusieurs habitations précaires suite à la montée des eaux de l'Oued Ouchaiah, causant la mort d'un quinquagénaire et des blessures graves à deux personnes en sus de dégâts matériels importants.

Les eaux pluviales ont inondé l'ensemble des bidonvilles de Bachdjarah et les opérations de leur évacuation ont été menées par les habitants de ces bidonvilles, tôt dans la matinée d'hier. Les eaux en furie ont emporté trois personnes parmi les habitants de ces bidonvilles.

Un homme emporté par l'Oued Ouchaiah: En 12/12/2011, des émeutes suite aux intempéries ont été signalées dans différents quartiers d'Alger touchés par les inondations. De fortes pluies se sont abattues ces derniers jours sur le pays. Des crues d'oueds, des inondations et dégâts matériels importants ont été enregistrés à travers le territoire national. Un homme habitant à Hussein Dey, a été porté disparu depuis avant-hier, selon la Protection civile dont les équipes mènent des recherches au niveau de l'embouchure de l'oued. Les précipitations ont mis à nu également, comme à l'accoutumée, les carences relevées dans l'exécution des travaux d'assainissement, en d'autres termes «le bricolage».

1.2. Gestion des réseaux d'assainissement

De tous les temps l'assainissement des agglomérations a posé un certain nombre de problèmes, et il a trop souvent été considéré, dans l'ensemble des équipements, comme le

parent pauvre. Cependant, la situation de l'assainissement s'est profondément modifiée pour de nombreuses raisons :

- L'importance de l'accroissement démographique, la concentration urbaine et l'urbanisation qui s'est étendue sur la périphérie, rarement les écoulements vers le centre où la capacité est devenue rapidement insuffisante, constituent l'élément majeur de saturation ;
- Le développement de l'usage de la voiture et des moyens de transport routier a nécessité davantage de surfaces revêtues, de parkings et des aires industrielles de plus en plus vastes ;
- L'amélioration des toitures, des revêtements, des descentes et des engouffrements a diminué les temps de ruissellement et de concentration aux différents points des réseaux ;
- La couverture hâtive des cours d'eau sans augmenter les gabarits et de façon générale la mauvaise prévision en espaces, rend les améliorations de réseaux difficiles ;
- L'augmentation des besoins en eau et par conséquent les rejets d'eaux polluées contribuent à la saturation et à la dégradation des milieux récepteurs ;
- La conception des réseaux neufs a été faite jusqu'ici avec le souci de collecter toutes les eaux pluviales et usées, et de les évacuer aussi vite que possible vers les rivières et les stations d'épuration.

A l'instar des autres réseaux d'infrastructure (transport, eau potable), le système d'assainissement fait partie d'un patrimoine collectif indispensable au développement économique de la cité, en plus c'est un système qui aide à préserver le patrimoine le plus précieux qui nous été donné : le milieu naturel.

La sauvegarde du système d'assainissement se fait par une gestion rigoureuse et rationnelle de celui-ci. Les travaux principaux pour mener à bien cette tâche sont :

1.2.1. La connaissance du réseau

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

- Le tracé exact de celui-ci ;
- Toutes ces caractéristiques hydrauliques (Débit ; Vitesse, etc.) ;
- Toutes ces caractéristiques topographiques (Pente ; Côte, etc.).

1.2.2. La surveillance du réseau

La surveillance du réseau se fait en continu par des opérations d'inspections périodiques, et qu'on double après chaque événement exceptionnel (Inondation ; Pluies torrentielles).

1.2.3. Programme périodique d'entretien

Dans tous les domaines il vaut mieux prévenir que guérir, cela conduit naturellement le gestionnaire à établir un véritable programme d'entretien se rapportant à l'ensemble des équipements, et qui s'accroît sur les pièces les plus vénérables (Déversoir d'orage ; Les tronçons de conduite ou les vitesses d'eau sont susceptibles d'engendrer de dépôts).

1.2.4. Les travaux d'entretien

Ces travaux ne se font pas d'une manière anarchique mais suivant un programme établi au préalable, et en mettant les moyens nécessaires.

1.2.5. Enlèvement des dépôts

L'ennemie première des réseaux d'assainissement est le dépôt des matières en suspension, surtout, le sable. Le curage peut se faire automatiquement par des regards de chasse, mais ces derniers ont montré leur limite d'utilisation, donc il vaut mieux prévoir des chasses hydrodynamiques ou faire un curage à la main.

1.2.6. Détection des fuites

Les causes principales des fuites sont :

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

1.2.7. Détection des eaux parasites

Les eaux parasites proviennent des nappes ou du réseau d'alimentation en eau potable, la détection se fait la nuit et on reconnaît les eaux parasites par leur clarté.

1.2.8. Rénovation des joints et des conduites défectueuses

Dans la majeure partie des cas lorsqu'on détecte un élément défectueux on le répare, mais l'expérience a montré qu'il est préférable de le changer. Pour travailler à sec lors de la réparation du réseau on utilise un coussin gonflable qui sert d'obturateur.

1.3.Défauts et dysfonctionnement des réseaux d'assainissement

L'idée directrice de la méthode RERAU (*Réhabilitation des Réseaux d'Assainissement Urbains*) est d'identifier «les tronçons prioritaires vis- à-vis d'investigations ou de réhabilitations en basant cette hiérarchisation sur l'impact des défauts détectés ou susceptibles de l'être.

- *Les défauts* caractérisent l'état physique des ouvrages, ils seraient éventuellement inadmissibles en réception d'ouvrages neufs, mais qui peuvent n'avoir guère de conséquences pratiques sur des ouvrages en service. Les défauts sont en général observables par ITV (ex : joint déboîté) ;
- *Les dysfonctionnements* sont les conséquences des défauts sur le fonctionnement des ouvrages. Certains dysfonctionnements sont également observables par ITV.
- *Les impacts* traduisent le caractère plus ou moins nocif des dysfonctionnements.

1.3.1.Défauts possibles aux réseaux d'assainissement

1.3.1.1.Cassure

Les cassures sont l'une des familles de dégradations les plus liées à des risques structurels. Leurs conséquences sur l'intégrité de la structure des conduites sont lourdes et elles sont à l'origine de dysfonctionnements comme

- D'une part, la perturbation des écoulements ;
- D'autre part, les entrées d'eaux parasites de nappe et des fuites d'effluent.

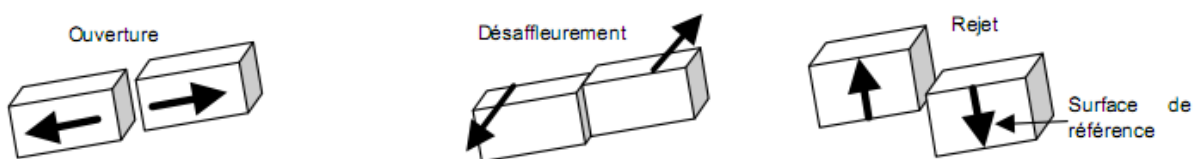


Figure I.1 : Cassure pouvant survenir au niveau des réseaux.

1.3.1.2.Déformations

Les déformations relèvent, comme les cassures, d'une famille de dégradations liées à des risques structurels. Elles sont, elles aussi, à l'origine de désordres fonctionnels : perturbation des écoulements, infiltrations / exfiltrations.

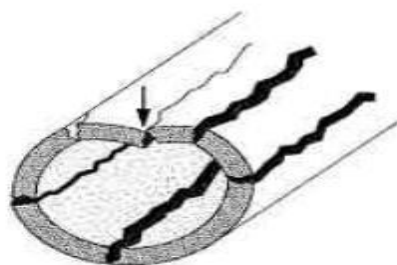


Figure I.2 : Exemple d'affaissement de voûte

1.3.1.3. Les défauts d'étanchéité

L'autre famille de défauts pouvant être constatée au niveau des réseaux d'assainissement est constituée par les défauts d'étanchéité. Ces dégradations peuvent être liées aux cassures et aux déformations et sont à l'origine de dysfonctionnements essentiellement hydrauliques.

Leur ampleur peut également menacer l'intégrité structurelle.

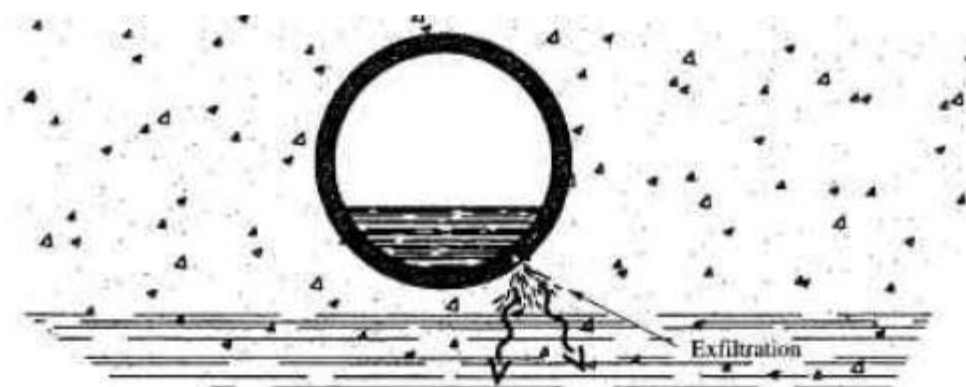


Figure I.3 : Exfiltration

1.3.1.4. Les anomalies ponctuelles

Du fait même de leur faible étendue, les anomalies ponctuelles ne constituent pas une menace directe et immédiate pour l'intégrité structurelle et le fonctionnement hydraulique d'une conduite. Toutefois, leur caractère évolutif présente de fait un réel niveau de risque pour la conduite.

1.3.1.5. Les dégradations permanentes

Les dégradations superficielles constituent une famille de désordres sans caractère de gravité immédiate mais qui peuvent s'amplifier et justifier, de ce fait, une démarche de réhabilitation.

1.3.2. Les causes de dégradation des ouvrages

1.3.2.1. Risques géotechniques et hydrogéologiques

Les risques sont :

- ✓ Entrainement de fines :
- ✓ Tassement
- ✓ Dissolution
- ✓ Effondrement dû aux vides
- ✓ Gonflement - retrait
- ✓ Glissement de terrain
- ✓ Sismicité
- ✓ Mouvements tectoniques
- ✓ Eboulement rocheux
- ✓ Marnage

1.3.2.2. Risques hydrauliques

L'effluent exerce une charge hydraulique dynamique ou statique sur l'ouvrage. Lors de crues ou de taux de remplissage inhabituel, l'ouvrage peut également subir des charges hydrauliques pour lesquelles il n'a pas été conçu.

1.3.2.3. Risques structurels

Ce sont :

- ✓ Les charges statiques et dynamiques
- ✓ Maintenance
- ✓ Constructions

1.4.1. Dysfonctionnements

Ils se résument en :

- ✓ Infiltration (INF)
- ✓ Exfiltration (EXF)
- ✓ Réduction de la capacité hydraulique (HYD)
- ✓ Débordement (DEB)
- ✓ Déversement (DEV)
- ✓ Ensablement (ENS)

- ✓ Dégradation du complexe sol-conduite (DSC)
- ✓ Dégradation de la conduite par attaque chimique (ATC)
- ✓ Dégradation de la conduite par intrusion des racines (RAC)
- ✓ Dégradation de la conduite par abrasion (ABR)
- ✓ Effondrement (EFF)

1.4. Conséquences des dysfonctionnements du réseau d'assainissement

L'ensemble des impacts dont le réseau d'assainissement peut être responsable dans le cas d'un dysfonctionnement sont les suivants :

- Pollution des eaux de surfaces (POL) ;
- Pollution des sols et des eaux souterraines (NUH) ;
- Nuisances diverses (sur le trafic...) (TRA);
- Dommages au bâti (SOB) ;
- Surcoûts d'exploitation du réseau (CXR) et surcoûts d'exploitation de la station d'épuration (CXS)
- Coût de la réduction de la durée des conduites(CDV) ;

1.5. Diagnostic du réseau d'assainissement

Le diagnostic est l'ensemble des mesures prises pour réhabiliter ou améliorer la performance d'un réseau d'assainissement.

L'étude du diagnostic nous permet de juger l'état physique ainsi que le bon fonctionnement hydraulique des réseaux d'assainissement, en générale elle nous aide à :

- Connaître le réseau ;
- Comprendre le fonctionnement du réseau ;
- Rechercher les défauts ;
- Hiérarchiser les réparations ;
- Proposer un programme de réhabilitation ;
- Prévoir la gestion du système.

1.6.L'étude de diagnostic

Avant de commencer le diagnostic il faut en premier lieu faire la collecte des données et des informations relatives au réseau actuel. Les données à recueillir sont :

- a) données relatives à la collecte :

- ✓ Nombre d'habitants et leur consommation en eau potable ;
- ✓ La surface totale drainée et ces caractéristique : intensité de pluie et pente.
- b) données relatives au réseau et ces ouvrages annexes :
 - ✓ Collecteur, station de relevage, déversoir d'orage, bassin de retenue*
- c) données relatives au traitement :
 - ✓ bilans de traitement ;
 - ✓ état de fonctionnement de l'ouvrage de traitement.
- d) données relatives au milieu récepteur :
 - ✓ Qualité actuelle.

Après le recueil des données on distingue six phases de diagnostic :

II.6.1. Données d'orientation

Elles sont relatives aux conséquences que peuvent avoir les différents dysfonctionnements : impact sur le bâti et les réseaux voisins, perturbation des usages en surface, pollution d'une nappe, etc*

Elles sont qualifiées de données d'orientation car elles servent à définir les lieux et les types de pré-diagnostic à mettre en place.

On distingue comme données d'orientation, les symptômes et les signes. Dans notre étude, pour rester en cohérence avec le langage habituellement utilisé en génie urbain, nous adopterons les définitions suivantes :

- > **Signe** : toute manifestation extérieure au réseau physique (structurel) ; comme par exemple, les plaintes des riverains et des usagers, les effondrements de chaussées,... ;
- > **Symptôme** : toute marque intérieure au réseau physique, comme par exemple les fissures, les déboîtements, les effritements de l'enduit,....

Les symptômes et les signes sont ceux qu'interprète un diagnostic, par les auscultations, pour trouver les causes d'un dysfonctionnement, ou d'une panne.

II.6.2. Le pré diagnostic

Dans la phase initiale, et après le recueil des données, un examen préalable du réseau ainsi que des ouvrages annexes est nécessaire pour établir une préconisation des travaux à adopter pour améliorer les caractéristiques du réseau et à remédier aux différentes détériorations et insuffisances constatées.

II.6.3.Reconnaissance approfondie

La deuxième phase consiste à faire une reconnaissance approfondie et détaillée des réseaux et des ouvrages annexes ce qui permet de :

- > quantifier les fuites de pollution dans les milieux récepteurs et l'étude de l'impact de rejet sur la nappe d'eau environnante ;
- > détecter les apports des eaux parasites ;
- > rechercher l'origine d'éventuelle pollution toxique d'origine industrielle, des graisses et des métaux lourds ;
- > vérification de la présence de l' H_2S aux débouchées des conduites de refoulement, car la libération de ce gaz provoque une oxydation et une fermentation de H_2SO_4 qui provoque à son tour une attaque des matériaux constituant les ouvrages d'assainissement.

II.6.4.Etude fonctionnelle des bassins versants élémentaires

Cette phase permet de localiser les tronçons suspects, elle comporte à priori une représentation des espaces et des réseaux à partir des outils qui conduisent au découpage en sous bassins élémentaires ou secteurs de desserte homogènes ou sous-secteurs d'activités qui tient en compte de l'importance de la superficie et du linéaire du réseau.

II.6.5.Conception de la nouvelle structure d'assainissement

La quatrième phase comprend des dispositions de réhabilitation, de restructuration et d'extension. Autres dispositions particulières sont à étudier telles que les rétentions de pollution, le traitement spécifique aux eaux pluviales déversées par le réseau unitaire et les rejets de station d'épuration.

II.6.6.Conclusion et permanence du processus d'étude

En résumé, le processus consiste à prendre en compte la situation actuelle de l'assainissement, à étudier précisément le fonctionnement et le dysfonctionnement pour concevoir la solution d'amélioration grâce à la mise en place d'outils permanents de gestion.

I.7. Description du système actuel

II.7.1. Bassin versant

C'est le sous bassin versant du collecteur Oued Ouchaiah (C36) sur la figure avec une surface $S=2119$ ha.

Il fait partie du bassin versant Centre de la wilaya Alger ;

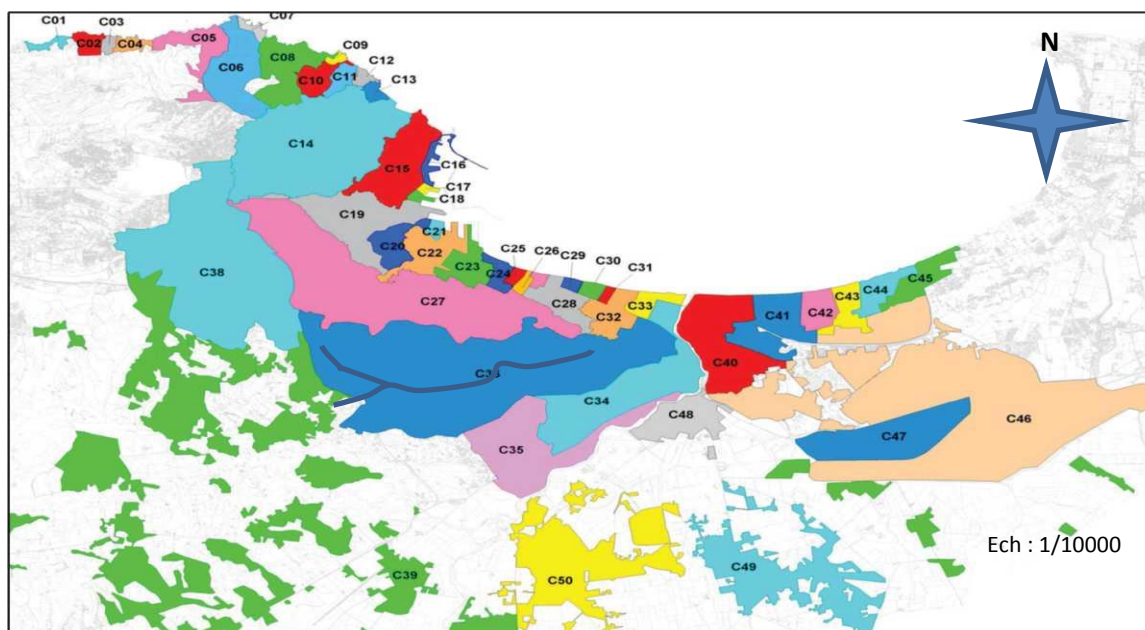


Figure I.4 : Découpage des bassins versants de la wilaya d'Alger [SAFEGE - JUIN 2009].

Le découpage de la zone d'étude en sous-bassins versants a été réalisé pour deux types de paramètres :

- Les caractérisations géométriques de bassin étudié par exemple :
 - _ La superficie drainée ;
 - _ La longueur du plus long chemin hydraulique ;
 - _ La pente moyenne ;
 - _ Nœud d'injection.

- Les données « hydrologiques » intrinsèques du bassin :
 - _ Coefficient d'imperméabilisation, qui caractérise le taux d'occupation du sol ;
 - _ Coefficient de réduction, caractérisant la collecte de surface ;

- Longueur et pente, permettant de calculer le temps de concentration, caractérisant le temps nécessaire à l'arrivée à l'exutoire des écoulements les plus éloignés à la périphérie du bassin versant.

II.7.2.Présentation quantitative

II.7.2.1.Collecteur

Cette phase consiste à faire une reconnaissance approfondie et détaillée des réseaux et des ouvrages élémentaires composant le réseau :

Le collecteur Oued Ouchaiah suit le tracé de l'oued du même nom sur une longueur de près de 6 000 m, entre la Rocade Sud et l'avenue de l'ALN (quartier Caroubiers). Il traverse les communes de Kouba, Bach Djerrah et El Magharia. Deux tronçons principaux peuvent être distingués :

- en amont, un premier tronçon de 900 m est composé de deux conduites circulaires de 2 m de diamètre; sur ce tronçon, l'oued Ouchaiah a entièrement disparu ;
- en aval, sur une longueur de près de 5 100 m, la section de l'ouvrage diminue de façon importante (canalisation unique de type ovoïde 1.60 m x1.20 m).

Ces deux tronçons sont limités par trois points particuliers:

- en amont, au niveau de la Rocade Sud, la configuration du point de départ des deux tronçons DN 2000 permet d'orienter les écoulements de temps sec vers le tronçon le plus au Nord, alors que le tronçon Sud n'accueillera que les eaux excédentaires par temps de pluie ;
- en aval du premier tronçon, au niveau du lotissement Michel (pont du chemin Benhabiles), du fait de la réduction de section, les débits excédentaires de temps de pluie sont déversés vers l'oued ;
- enfin, en aval du second tronçon, le collecteur Oued Ouchaiah se rejette dans l'oued quelques dizaines de mètres avant la confluence de celui-ci avec l'oued El Harrach; sur ce dernier tronçon de l'Oued Ouchaiah, un seuil a été aménagé pour pouvoir détourner les eaux usées vers le collecteur El Harrach Rive Gauche.

Plusieurs collecteurs secondaires d'importance alimentent le collecteur Oued Ouchaiah:

- en tête de l'ouvrage, le collecteur reçoit les apports d'un important bassin versant situé au Sud de la Rocade Sud (communes de Kouba et de Bir Khadem), par l'intermédiaire des collecteur Romana et Abki, et des oueds du même nom qui ont été conservés ;

- ensuite, deux collecteurs d'importance rejoignent le collecteur Ouchaiah :
 - _ Le collecteur El Ain (également nommé Jolie Vue, du nom du quartier qu'il traverse) ;
 - _ Le collecteur Ben Omar (anciennement appelé ravin du cimetière).

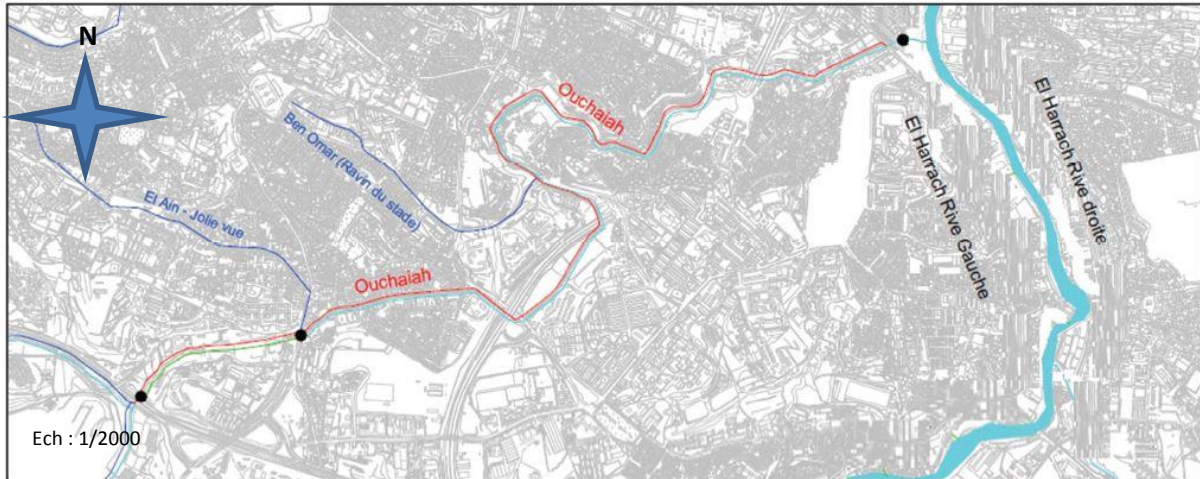


Figure I.5 : Collecteur Oued Ouchaiah (en rouge) (DRE Alger 2016)

II.7.2.2.Regards

Le réseau d'assainissement d'Oued Ouchaiah a des regards en fonte et en béton armé de types circulaires et carrés. La profondeur maximale est de 3 m et la distance entre les regards varie de 20 à 70 m, la forme du regard est carrée avec une dimension de (50*50 cm)

La majorité des regards sont dans un état lamentable (envasé), ceci est dû au manque d'entretien. De plus, ces regards sont parfois sans dalles. Ce constat a été observé au niveau des regards et des avaloirs, ce qui provoque leur remplissage par des débris, par la terre et surtout des déchets solides.

La négligence exorbitante dans le domaine d'entretien et de maintenance a rendu une partie des regards dans un état non identifié et couvert par les chaussées, et l'accumulation des débris sableux, et des ordures publiques dans les regards non couverts.



Figure I.6 : Regard en état dégradé (10/11 2016)



Figure I.7 : Regard d'ouverture impossible (10/11 2016)



Figure I.8 : Regard en bon état (10/11 2016)



Figure I.9 : Regard en état moyen (10/11 2016)

II.3.2.3.Regards de visite

Les nœuds, au même titre que les conduites, représentent le plus souvent les regards de visite du réseau.



Figure I.10 : Installation d'un regard de visite.

Les principales caractéristiques des regards sont :

- Les cotes de terrain naturel et de radier;
- Le diamètre ;
- Le type de nœud ;

❖ « Normal » : lorsque le réseau se met en charge et déborde, l'eau est maintenue fictivement sur une grande surface et réinjectée dans le modèle à la décrue;

❖ « Scellé » : lors de la mise en charge, l'eau ne déborde pas et la mise en charge inhérente est traduite en terme de pression ;

❖ « Déversant » : lorsque le réseau déborde, les volumes déversés sont «perdus».

Différents types de Pertes de Charge permettant de modéliser des changements brusques des sections, des chutes, etc.

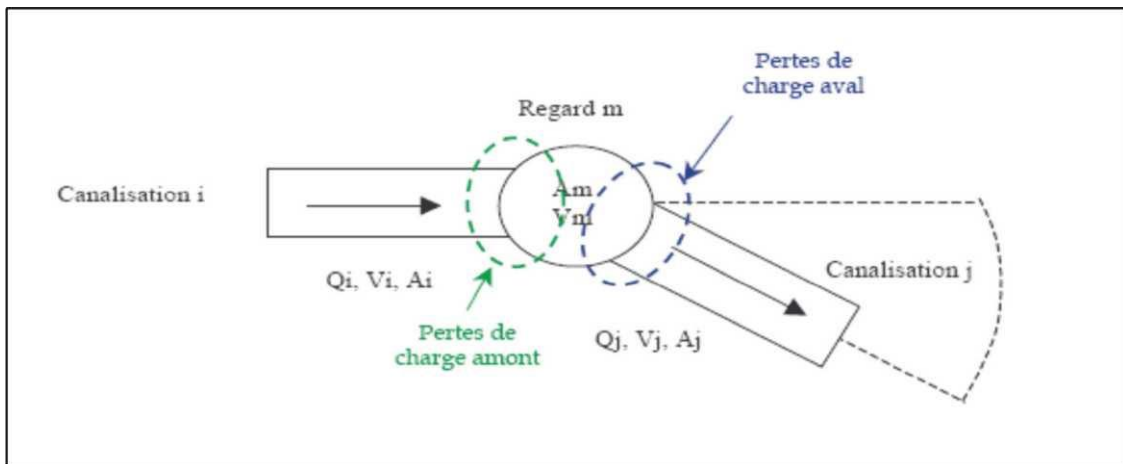


Figure I.11 : Regard de changement de direction.

Pour la réalisation du modèle, certaines données comme des cotes de radiers de certains nœuds ont fait défaut.

Dans ces cas particuliers nous avons procédé à des interpolations linéaires entre les nœuds amont et aval dont les cotes topographiques sont connues.

II.7.2.4. Regards spécifique de type exutoire

Les exutoires constituent les limites aval des réseaux. Ils relèvent d'un caractère spécifique car ils permettent de modéliser les conditions d'écoulement à l'arrivée des réseaux au milieu récepteur soit en régime dénoyé, soit en régime noyé. Il est ainsi possible de modéliser l'influence d'une marée sur la sortie d'un exutoire en mer.

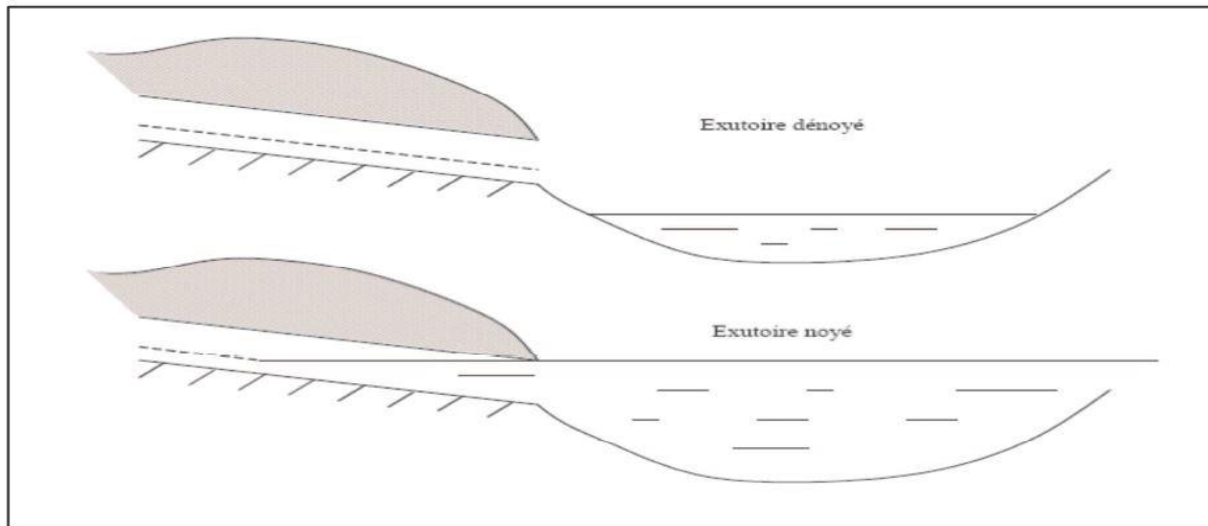


Figure I.12 : Différents régimes dans l'exutoire

II.7.2.5. Déversoirs d'orage

La plupart des déversoirs d'orage qui existe (les DO du collecteur El Harrach Rive droite) comprennent une section d'étranglement (d'une capacité inférieure au tronçon amont) et un canal de décharge. Dans notre collecteur on a un déversoir latéral.

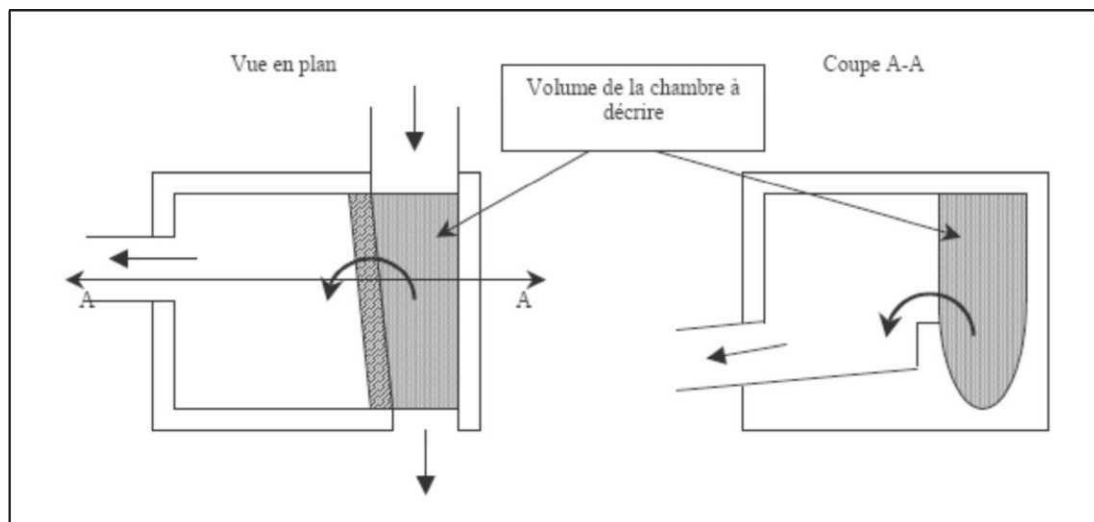


Figure I.13 : schéma représentatif de déversoir d'orage de type latéral

II.7.2.6. Etat du rejet actuel

Le rejet du collecteur est dans l'Oued Ochaiah puis ce dernier se jette directement dans l'Oued El Harrach.



Figure I.14 : Premier rejet dans l'Oued Ochaiah (prise en 10/11 2016)



Figure I.15 : Deuxième rejet dans l'Oued Ochaiah (prise en 10/11 2016)

NB : La fraction des eaux pluviales est beaucoup plus grande que la fraction des eaux usées en plus il existe beaucoup de maisons dans la région qui n'ont pas un raccordement avec le réseau d'assainissement donc on néglige la quantité des eaux usées par rapport aux eaux pluviales.

Conclusion

Les caractéristiques des différents défauts pouvant affectés un réseau d'assainissement urbain interagissant entre elles sont si nombreuses qu'il est difficile de rendre compte de son état global. Ce dernier s'effectue à cet effet généralement de façon subjective, à partir de

constatations, pour la plupart du temps, pour obtenir un meilleur fonctionnement du réseau nous effectuons un diagnostic pour identifier tous les dysfonctionnements possibles.

Après l'analyse et le diagnostic sur les ouvrages de protection et d'évacuation des eaux pluviales provenant des Bassins versants on peut conclure que :

- Le problème majeur de collecteur de l'Oued Ouchaiah est au niveau des rejets dans le milieu naturel ce qui entraîne la pollution des oueds qui provoque des problèmes de la santé publique ;
- Problème des regards non identifiés qui se trouvent sous la chaussée, qui empêche le nettoyage de ces derniers ;
- Le problème des regards qui ne sont pas munis d'échelles et qui ne comportent pas de tampons.
- Le problème d'extension ; les diamètres des collecteurs primitifs sont tous presque à revoir étant donné que le diamètre a été étudié en fonction du nombre d'habitant déterminé ;
- Le problème de fissuration des conduites ;
- Le passage des collecteurs sous les constructions;
- Le problème des rejets de riverains qui rejettent les eaux usées à ciel ouvert directement vers l'oued ;
- Absence du réseau d'assainissement pour les bidonvilles.



Chapitre II

*Simulation hydraulique du réseau
d'assainissement*

Chapitre II : Modélisation hydraulique du réseau d'assainissement

Introduction

En raison de l'accroissement constant de l'urbanisation et de l'extension des surfaces imperméabilisées, le ruissellement urbain a pris de plus en plus d'importance depuis une trentaine d'années. Afin de protéger les riverains contre les inondations, les eaux pluviales ont longtemps été considérées sous un angle purement hydraulique avec la volonté d'évacuer le volume ruisselé le plus rapidement possible.

Néanmoins, l'urbanisation croissante ne se manifeste pas seulement en matière de débit, mais aussi en matière de pollution. Ce n'est cependant qu'à partir des années 90 que l'on s'est véritablement tourné vers une approche qualitative des eaux pluviales et donc de leurs impacts sur le milieu naturel.

En effet, la pluie se charge en poussière dans l'air, la lessive des toitures, les trottoirs et les chaussées, rejoint le réseau d'assainissement, est éventuellement mélangée à des eaux usées urbaines, peut éroder des dépôts se trouvant dans les collecteurs, avant de rejoindre le milieu naturel.

- A l'heure actuelle, elle passe par deux méthodes principales pour la connaissance des phénomènes mis en jeu à l'amont et au sein du réseau d'assainissement :
 - La mesure in situ ;
 - La modélisation numérique.

D'une manière générale la modélisation est une représentation mathématique simplifiée d'un phénomène physique dans le but de comprendre son fonctionnement.

En assainissement, la modélisation est une schématisation avec une description des réseaux dans un logiciel dans le but de s'approcher au mieux à la réalité des phénomènes hydrologiques et hydrauliques qui se produisent en temps de pluie depuis le ruissellement jusqu'à l'évacuation des eaux.

Mais si la modélisation numérique de l'hydraulique permet l'obtention de résultats de bonne qualité, la modélisation de la pollution reste délicate et ceci, autant au niveau de la complexité des phénomènes mis en jeu et de l'état des connaissances que de la disponibilité ou l'existence de données expérimentales spécifiques et fiables.

Chapitre II : Modélisation hydraulique du réseau d'assainissement

II.1. Modélisation hydraulique

II.1.1. Modélisation : concepts, approches, et étapes

La modélisation est une représentation mathématique simplifiée d'un phénomène physique dans le but de comprendre et décrire en détail le fonctionnement d'un réseau au cours d'un événement pluvieux donné, donc la simulation a pour but de faire vivre un système. On distingue généralement trois grands types d'approches pour la mise au point de modèles : l'approche statistique, l'approche conceptuelle et l'approche déterministe ou mécaniste.

Pour décrire la réalité complexe de l'hydraulique et de la pollution en réseau d'assainissement, un important effort de développement des modèles mathématiques a été réalisé depuis trente ans. Cet effort a été grandement favorisé par le développement des moyens informatiques.

Ainsi, il est important de faire quelques rappels sur les modèles, les différentes approches modélisatrices et les différentes étapes à suivre.

Les différentes étapes d'une modélisation numérique sont :

- Entrée des données hydrauliques : données structurelles et données de fonctionnement
- Entrée des données hydrologiques : bassin de ruissellement et conditions aux limites (effluents quotidiens domestiques, pluie, conditions aval etc.) ;
- Calage du modèle ;
- Exploitation, simulations, interprétations.

II.1.1.1. Les modèles

Les modèles mathématiques, d'une façon très générale, sont constitués :

- D'un ensemble de variables, choisies pour représenter l'objet étudié,
- D'un ensemble de relations mathématiques entre ces variables, choisies pour représenter son fonctionnement.

Ces relations, qui doivent permettre de calculer les variables de sortie en fonction des variables d'entrée, font aussi intervenir d'autres paramètres. Cette imitation recouvre deux fonctions essentielles, complémentaires et indispensables :

Chapitre II : Modélisation hydraulique du réseau d'assainissement

- L'une de représentation simplifiée de la réalité, perçue d'un certain point de vue par le modélisateur, à travers un filtre conceptuel : un modèle est donc une interprétation et non simple reproduction ;
- L'autre, d'instrument d'étude de cette réalité, conçu pour répondre à un certain objectif guidant l'ensemble des choix faits au cours de la modélisation : un modèle est donc aussi une représentation orientée et sélective.

II.1.1.2. Les différents types des modèles

On distingue généralement trois grands types d'approches pour la mise au point de modèles : l'approche statistique, l'approche conceptuelle et l'approche déterministe ou mécaniste.

II.1.1.2.1. Avec l'approche empirique

On l'appelle aussi le modèle de Boîte noire (« Black Box » ou « Data-Driven » en anglais) : on ne cherche pas à identifier ou à comprendre les mécanismes, et on ajuste des fonctions de transfert entre variables d'entrée et variables de sortie. C'est-à-dire on cherche à lier les différentes variables ou grandeurs du système à partir des séries des données expérimentales en utilisant des techniques statistiques telles que les régressions simple ou multiples, linéaires ou non linéaires, sans chercher à comprendre les mécanismes réellement en jeu.

Il est représenté par des formules et équation simples et empiriques dont cette formule est issue de faits expérimentaux, ou validée par l'expérience, mais dont on ne connaît pas de base théorique. Par exemple, la formule rationnelle qui permet de déterminer le débit de pointe en fonction d'information minimale du bassin versant, à savoir le coefficient de ruissellement.

Avantage :

- Réseau de mesures minimal (longues séries temporelles, mais en peu de points) ;
- Nombre d'outils disponibles (régression, réseaux de neurones, Fourier, ondelettes, théorie du chaos) ;
- Modèles très rapides (important pour le temps réel).

Inconvénients :

- Prédicativité parfois douteuse (Ex. Fourier pour la prévision des débits) ;
- Les paramètres de la fonction de transfert n'ont généralement pas de signification physique ;

Chapitre II : Modélisation hydraulique du réseau d'assainissement

- Les coefficients locaux interviennent et ne sont pas transposables directement ;
- Il n'est pas possible de rattacher d'autres processus (par exemple un bilan pollutif ou le transport solide aux crues calculées).
- Si la physique change, il faut tout recommencer de zéro.

II.1.1.2.2. Avec l'approche conceptuelle

Ces modèles tentent de reproduire la réponse d'un bassin versant en remplaçant la réalité de l'écoulement par une idéalisation fort simplifiée de la géométrie du bassin versant et de l'écoulement par rapport à la situation réelle.

On cherche à établir des relations aussi bonnes que possible entre les entrées et les sorties du système à travers un ensemble de variables d'états qui peuvent ou non, avoir un sens physique, dans ce type de modèles, il ne s'agit plus de décrire le détail des phénomènes physiques en jeu, mais la transformation d'un hydrogramme d'entrée par un système, en l'occurrence un tronçon de collecteur, en un hydrogramme de sortie

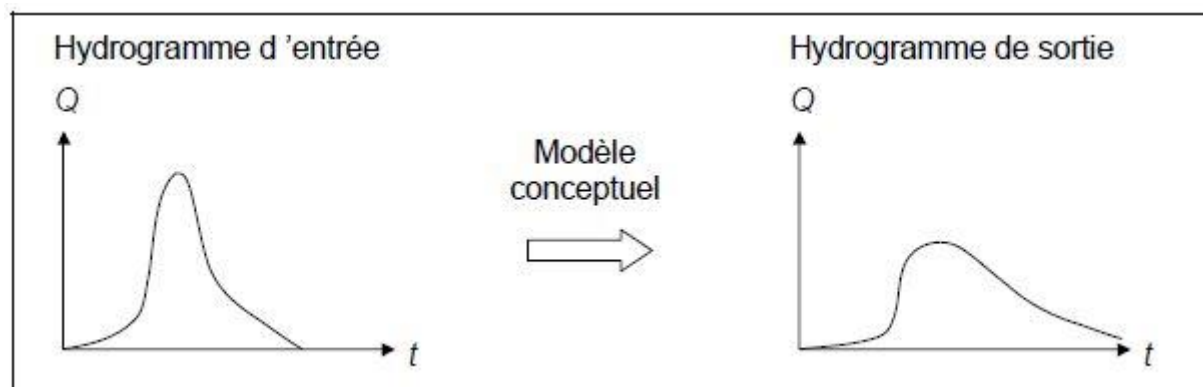


Figure II.1 : Principe de fonctionnement d'un modèle conceptuel

Avantage :

- Nombre de compartiments limité donc réseau de mesure minimal ;
- Modèles rapides (temps réel).

Inconvénients :

- Les paramètres n'ont pas toujours une signification physique ;
- Ils doivent être « calés » (= ajustés) sur la base des mesures ;
- Si la physique change, il faut tout recommencer de zéro.

Chapitre II : Modélisation hydraulique du réseau d'assainissement

II.1.1.2.3. Avec l'approche mécaniste

Un modèle mécaniste découlant de l'équation fondamentale de Bernoulli et désigné dans le mémoire par « modèle complet ». On cherche à décrire par les équations de la mécanique, de l'hydraulique, de la chimie et de la biologie, l'ensemble des phénomènes qui se produisent dans le système considéré

Le système étudié obéit à des principes de conservation universels (masse, quantité de mouvement, énergie, etc.) complétés par quelques lois empiriques (frottement, rhéologie, etc.), et les paramètres et les variables sont des fonctions de l'espace et du temps.

Avantage :

- Domaine de validité des lois très étendu ;
- Nécessité de calage moindre ;
- Possibilité de prendre en compte les modifications de la physique du bassin versant.

Inconvénients :

- Description fine de la géométrie et des paramètres donc réseau de mesures dense ;
- Modèles lents donc souvent impossibles à utiliser en temps réel.

Exemple des modèles mécanistes :

- Pour une dimension : modèles de rivière, de réseaux de conduites ;
- Pour 2 dimensions : plaines d'inondation, modèles maritimes ;
- plaines d'inondation, modèles maritimes, modèles détaillés de circuits hydrauliques.

Remarque :

Pour notre travail on a utilisé l'approche mécaniste.

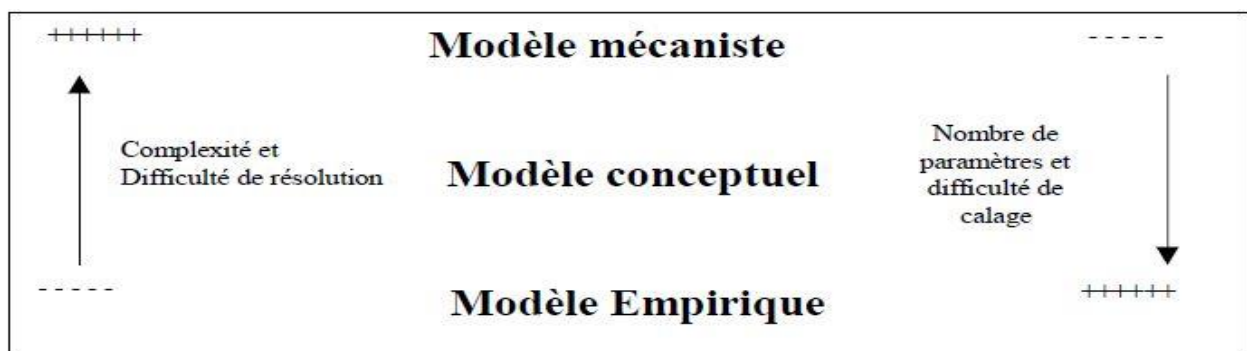


Figure II.2 : Relation entre les modèles

Chapitre II : Modélisation hydraulique du réseau d'assainissement

II.1.1.3. Recherches bibliographique

II.1.1.3.1. Avec l'approche empirique

Optimisation de la gestion en temps réel des réseaux urbains de drainages basés sur la qualité des eaux : Faite par YVES DION en 2012, le travail traite la modélisation de la gestion de temps réel des réseaux d'assainissement et traite aussi les méthodes de simulation de l'opération des réservoirs accentuée sur celle effectuée par les réseaux de neurones combinés. [1]

Modélisation de données d'un réseau d'assainissement en vue de la détection de problèmes inhabituels : Par Marc Artois en 2011, l'étude est basée sur l'approche particulière de la surveillance du réseau par le modèle ARIMA et le modèle SARIMA. [2]

II.1.1.3.2. Avec l'approche conceptuelle

Modélisation des écoulements en collecteurs d'assainissement : application a la conception des pointes de mesures : C'est un travail fait par Hossein Bonakdari en 2006 : Le travail est basé sur la mise en œuvre d'un code de calcul numérique des écoulements a surface libre et l'influence des 2 types de singularité sur les champs de vitesse (coude et déviation), dans le cadre d'une approche empirique par le modèle TOPMODELE. [3]

Modèles de simulation d'écoulement transitoire en réseau d'assainissement : Fait par Yves Kovacs en 1998 Il utilise certains résultats de recherches menées dans le cadre de l'étude des crues des rivières pour analyser les principaux modèles de base, leurs domaines théoriques de validité, les méthodes de résolution des équations, et enfin les méthodes de calcul, ou les critères de choix des paramètres communs à la plupart des modèles. Nous examinerons également les liens théoriques qui existent entre ces modèles (ATHYS et TOPMODEL). [4]

Chapitre II : Modélisation hydraulique du réseau d'assainissement

II.1.1.3.3. Avec l'approche mécaniste

Modélisation du réseau d'assainissement unitaire pour la ville de Boujaad : Travail fait par Laaziza. Lamraoui en 2009, il étudie la comparaison des deux méthodes classiques (Caquot) et numériques (simulation par le logiciel SWMM qui utilise les équations de Saint Venant) utilisées pour le redimensionnement des réseaux d'assainissement. [5]

Diagnostic du Réseau d'Assainissement de La ville AHMED RACHDI-Wilaya de MILA – via SWMM : Le travail fait par Bouhant Chouaib en 2012, l'étude est consacrée à une étude approfondie du diagnostic de ce réseau. Dans le but d'en améliorer son fonctionnement. Et cela, en identifiant les différentes défaillances structurales du réseau à l'aide d'une série d'expertises du réseau et de ses données. En mettant en œuvre un modèle numérique sous le logiciel SWMM5, afin de déterminer les différents points de dysfonctionnements hydrauliques en fonction de la variation de plusieurs paramètres. [6]

Contribution à la modélisation hydrodynamique des écoulements transitoires dans les réseaux de drainage urbain : Théorie et étude de cas : Travail fait par Mathurin Daynou en 2012 sur la conception ou la réhabilitation des réseaux de drainage urbains sont pour la plupart basés sur l'approche des fentes de Preissmann et ne représentent pas la complexité hydraulique des systèmes de drainage. Aussi, pour tester le meilleur fonctionnement d'un réseau d'assainissement urbain (RAU) existant, un modèle hydro- statistique est développé. [7]

II.1.1.4. Les problèmes à résoudre

De nombreux problèmes restent à résoudre pour parvenir à des modèles qui soient à la fois fondés scientifiquement et opérationnellement. En effet, toute modélisation est assujettie à des erreurs difficiles à réduire ou à compenser, provenant tant du modèle que des données et de leurs interactions au cours de la modélisation. En effet, on rencontre différents problèmes :

- Les erreurs liées à la structure du modèle : les limites théoriques (par exemple en hydraulique), les approximations théoriques, les approximations numériques (solutions approchées) et les approximations spatiales (description du bassin versant)

Chapitre II : Modélisation hydraulique du réseau d'assainissement

- La disponibilité des données : les problèmes métrologiques et méthodologiques ;
- L'adéquation des données au besoin de la modélisation ;
- Le calage et la validation du modèle.

Toute modélisation nécessite des phases de paramétrisation et de vérification du modèle qui, en plus des variables d'entrée, font appel à des chroniques de mesures de certaines variables de sortie.

Le Calage : Le calage du modèle consiste à comparer les résultats de la modélisation en temps de pluie et les résultats des mesures réalisées sur le réseau puis à ajuster des paramètres hydrologiques et hydrauliques du modèle pour reproduire, au plus près, la réalité. Faute de pouvoir mesurer ou estimer certains paramètres du modèle et compenser sur ces seuls paramètres les erreurs liées au modèle et/ ou aux données, il est nécessaire de les estimer par calibration (ou calage), en optimisant (manuellement ou automatiquement) l'ajustement de certaines variables simulées à leurs valeurs mesurées.

La Validation : l'étape de calage ne suffit cependant pas à valider les modèles et donc à s'assurer de leur « réalisme ». Il reste encore à vérifier la qualité du modèle calibré sur des séries de mesures non utilisées lors du calage. Cette validation doit être menée d'une part sur d'autres périodes sur le même bassin et d'autres parts sur d'autres sites, étape qu'on nommera transposition.

Ainsi, il est tout à fait indispensable de réaliser les phases de calibration, validation et transposition du modèle étudié. Si en terme de modélisation hydraulique (Barré de Saint Venant, Muskingum), les différentes étapes de mise au point et de tests sont maintenant courantes, il n'en est pas du tout de même pour la modélisation de la pollution. La grande majorité des modèles de pollution sont présentés comme étant en phase de validation, sans justification de la phase de calibration, et sans que les cas de validation soient véritablement nombreux. De plus, la phase de transposition en pollution reste quasi inexistante.

Enfin, il est essentiel de rappeler qu'un modèle de simulation de la pollution doit d'être en premier lieu un modèle de simulation de l'hydraulique, car l'hydraulique est indispensable à l'évaluation de la pollution.

Chapitre II : Modélisation hydraulique du réseau d'assainissement

II.1.2. Etapes méthodologiques

Si la construction d'un modèle calé par rapport à des observations expérimentales est assez aisée, l'élaboration d'un modèle convenablement validé est au contraire très difficile. Le fait de ne pouvoir atteindre que très rarement la totalité des objectifs fixés par les critères de justification ne doit pas empêcher de construire des modèles qui, même insuffisants, guident le travail de réflexion et d'observation. On représente sous forme de schéma, les différentes étapes méthodologiques de la mise en œuvre d'un modèle.

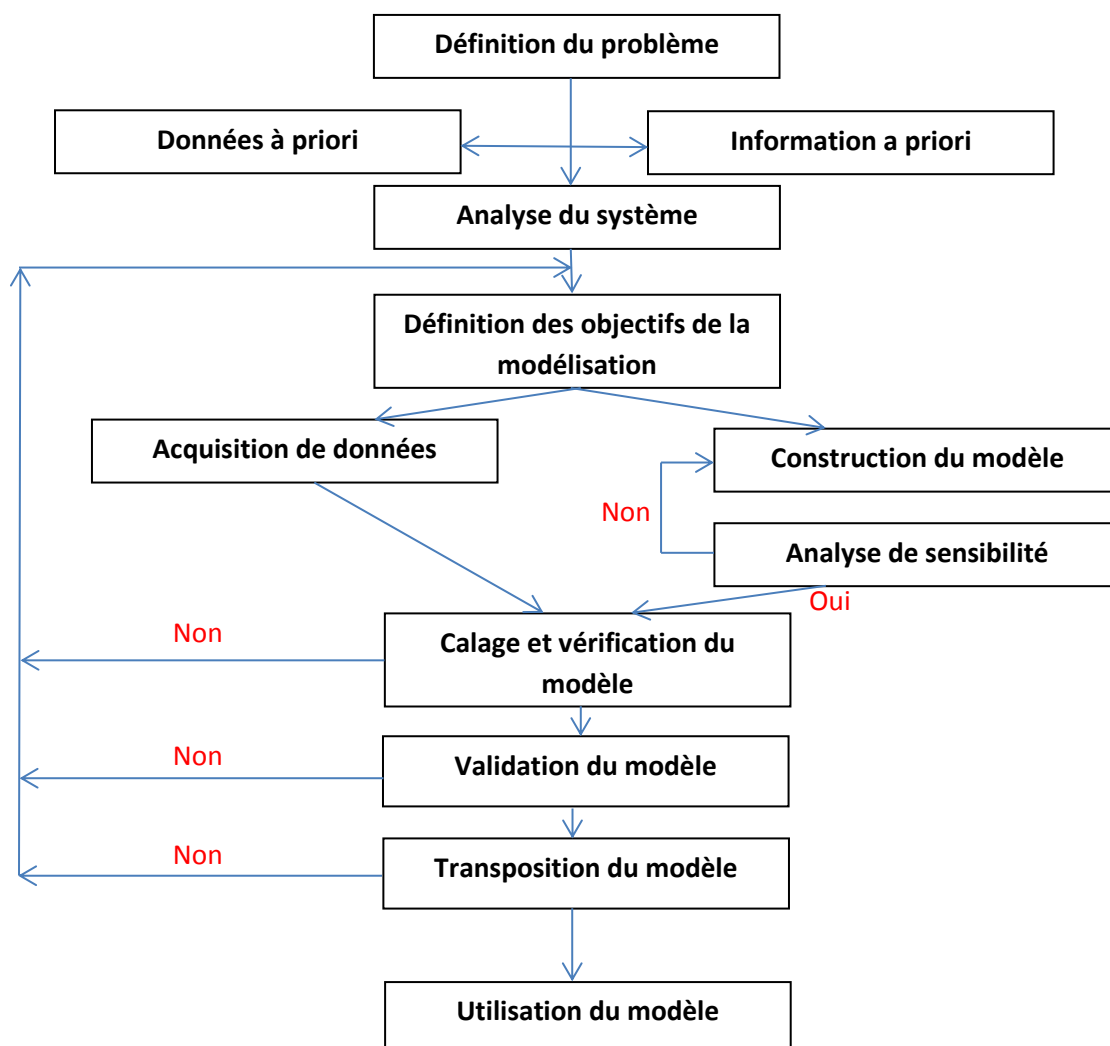


Figure II.3 : Etapes méthodologiques dans la mise en œuvre des modèles

II.1.3. Prise en compte des données

Les données nécessaires à la construction et à l'exploitation des différents logiciels sont de deux types : les données du site et les données « mesurées » événementielles.

Chapitre II : Modélisation hydraulique du réseau d'assainissement

❖ Les données du site:

- Les données d'entrée : traduisant les caractéristiques des différents éléments de la schématisation préalable (description de la topologie des bassins versants et des réseaux), sont également les données indispensables à la description du modèle mathématique pour un logiciel de simulation.
- Les données topologiques : caractérisent l'ensemble des éléments déterminés lors de la schématisation préalable du système, à savoir les nœuds de calculs, les liens entre les nœuds et les types d'occupation de sol.

❖ **Les données « mesurées » événementielles:** Les données événementielles comprennent essentiellement des mesures par temps sec et par temps de pluie. Au moins une campagne de mesure en temps sec et trois événements pluvieux sont nécessaires pour le calage et la validation du modèle. Ceci est bien entendu un minimum.

a) Modélisation hydrologique

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

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

b) Modélisation hydraulique - propagation des écoulements

La propagation des hydrogrammes dans les conduites est d'une importance considérable dans un réseau. La variabilité des types d'écoulements est due à quatre causes principales : le réseau qui est caractérisé par de très nombreux changements de pentes, de type, de section et par une grande quantité de tronçons ; de la forme des sections ; des débits qui sont la conséquence des événements pluviométriques ; et enfin du type d'écoulement qui peut être en charge ou à surface libre, et varie très vite de l'un à l'autre.

Chapitre II : Modélisation hydraulique du réseau d'assainissement

La propagation d'un écoulement dans une conduite est un phénomène physique. Elle peut être décrite par des équations de la mécanique des fluides connues sous le nom des équations de Saint-Venant. Elles constituent en fait un système d'équations fondées sur l'équation de continuité et l'équation de la conservation d'énergie.

En formulant certaines hypothèses, il est possible de classer les types des solutions des équations de Saint-Venant en différents types d'ondes. On parle d'onde dynamique pour un écoulement non uniforme et non permanent, et d'onde cinématique pour un écoulement uniforme et permanent. Cette dernière constitue l'expression la plus simple des équations de Saint-Venant.

c) Modélisation pollutive

La modélisation de l'aspect qualitatif des réseaux d'assainissement doit intervenir dans la conception des réseaux et dans la gestion des ouvrages en place.

En général, les modèles intégrant la gestion qualitative, sont des modèles classiques auxquels un bloc de calcul de la pollution a été ajouté. Les phénomènes de fluctuation de la qualité des eaux qui sont intégrés dans ces blocs sont :

- L'accumulation de la pollution dans le réseau et sur le sol au cours du temps ;
- Le lessivage de cette pollution par la pluie ;
- Le transport des polluants dans le réseau et cours d'eau ;
- Il assure même une simulation de la qualité d'eau.

Les approches permettant la représentation de ces phénomènes peuvent être d'origine statistique, conceptuelle ou déterministe. Cette dernière approche tente d'établir des relations univoques entre les variables d'entrée qui caractérisent les apports polluants et les variables de sortie qui traduisent l'accumulation des polluants dans les réseaux d'assainissement. Elle tend à décrire les équations de la mécanique, de l'hydraulique, de la biologie et de la chimie, soit l'ensemble des phénomènes qui sont liés aux polluants. Ainsi, ces modèles contiennent les fonctions d'accumulation et de mobilisation des polluants et le transport en réseau est représenté par une fonction de transfert des polluants.

Modèle d'accumulation : Il permet de déterminer la masse des polluants présente sur la surface drainée et qui pourra être disponible et entraînée par la lame ruisselante.

Chapitre II : Modélisation hydraulique du réseau d'assainissement

Modèle de lessivage : L'entraînement de la masse accumulée au cours d'un événement varie en fonction des caractéristiques de l'événement pluviométrique, de la topographie du bassin versant (surface, pente, etc.) ainsi que des caractéristiques des sédiments.

II.2. Description du logiciel

II.2.1. Choix du logiciel

Pour réaliser la modélisation des réseaux d'assainissements, il existe plusieurs logiciels qui ont été développés dans différents pays, les plus utilisés sont : CANOË (modèle Français), MOUSE (modèle danois) et SWMM (modèle américain). Ces trois logiciels présentent beaucoup de ressemblance en ce qui concerne leurs bases théoriques physiques et mathématiques, les deux premiers logiciels (CANOË et MOUSE) sont payants, par contre le logiciel SWMM est disponible gratuitement.

Description du logiciel EPA SWMM:

Le logiciel SWMM (Storm Water Management Model, prononcé SWIM) est le logiciel le plus utilisé en Amérique du Nord pour l'analyse des réseaux d'égouts. Il a été développé à partir de 1971 par l'US EPA (Environmental Protection Agency). En collaboration avec un groupe de recherche situé à l'université de Floride et à l'université de l'État d'Oregon.

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

Choix et justification :

Pour notre projet, on s'est limité au logiciel SWMM qui au stade de ce travail a permis d'atteindre nos objectifs. Ce logiciel utilise les équations de Barré De Saint Venant pour simuler les écoulements à surface libre. Les modèles basés sur ces équations permettent de bien décrire le comportement hydraulique. Leur utilisation est très recommandée pour les études de diagnostic du réseau existant.

Notre choix s'est porté sur le logiciel SWMM basé sur le modèle SWMM (Huber et al. 1988) pour les raisons suivantes :

Chapitre II : Modélisation hydraulique du réseau d'assainissement

- Il tient compte des conditions antérieures du sol et d'autres valeurs initiales des variables, telles que le niveau d'eau initial dans les unités de stockage ;
- Il permet également la représentation d'événements de tempête réels de différentes grandeurs, durées et intervalles d'occurrence ;
- Il manipule des réseaux de taille illimitée ;
- Il utilise une grande variété de conduite à section standard ainsi que des canaux naturels ;
- Il permet de modéliser des ouvrages hydrauliques tels que des unités de rétention/traitement, des pompes, des ouvrages de diversions, des déversoirs et des orifices et de simuler leurs fonctionnement ;
- Il permet d'utiliser l'onde cinématique ou l'onde dynamique comme méthode de routage ;
- L'évaporation devient une composante importante du budget global de l'eau.

EPA-SWMM est une des nombreuses interfaces qui ont été créés pour rendre l'entrée des données et l'utilisation plus conviviales. On trouve une description détaillée dans les manuels d'utilisation.

Au départ, ce logiciel a été développé par l'Agence de Protection de l'Environnement des États Unis. Depuis cette date, plusieurs améliorations et ajustements ont été apportés à sa première version. Bien qu'à l'origine ce modèle fût développé pour la simulation des polluants dans les eaux de ruissellement, c'est dans ses applications de drainage qu'il est actuellement le plus utilisé.

II.2.2. Modèles utilisés par ce logiciel

II.2.2.1. Modèles hydrauliques

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

Le modèle mécaniste de Barré de Saint Venant est un ensemble d'équations qui décrivent le mouvement réel d'un fluide en écoulement non permanent à surface libre.

Chapitre II : Modélisation hydraulique du réseau d'assainissement

Ces équations ont tout d'abord été établies pour des écoulements unidimensionnels, ceci suppose donc :

- ✚ Que l'écoulement se fasse le long d'une direction privilégiée x ;
- ✚ Que les caractéristiques de ces écoulements puissent être considérées comme correctement approché par leur valeur moyenne dans une section droite orthogonale à x ;

Les variables sont le débits $Q(x,t)$ et la section mouillée $S(x,t)$, où la vitesse $V(x,t)$ et le tirant d'eau $y(x,t)$ ou encore la cote $Z(x,t)$ de la surface libre sont toutes fonctions des seuls paramètres abscisse x , et le temps t . pour simplifier l'écriture ces variable seront simplement notées : Q, S, V, h, z .

Les équations de Barré de Saint-Venant sont composées d'un couple de deux équations aux dérivées partielles en x et t , traduisant :

- ✚ La loi de continuité ou la conservation de la masse.
- ✚ La loi fondamentale de la dynamique ou la conservation de la quantité de mouvement.

Equation de continuité (conservation de la masse) :

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

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial t} = 0 \dots\dots\dots (III.1)$$

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

Cette équation se déduit de la deuxième loi de Newton : le taux de variation de la quantité de mouvement d'une particule de masse m est égal à la somme des forces extérieures agissant sur cette particule. Les forces extérieures agissant sur le volume de contrôle sont les forces de pression hydrostatique, celles de pression due au changement de la largeur, et celles de gravité et de frottements.

Chapitre II : Modélisation hydraulique du réseau d'assainissement

$$\frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{\partial H}{\partial x} + J = 0 \dots\dots\dots (III.2)$$

Où

Q : débit ;

x : abscisse ;

t : temps ;

S : surface mouillée ;

V : vitesse ;

H : charge hydraulique ;

J : perte de charge unitaire, calculée avec la formule de Manning-Strickler ;

i : pente de radier ;

y : tirant d'eau ;

z : cote du radier.

Cette deuxième équation s'écrit aussi :

$$\frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{1}{g} \cdot V \cdot \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial x} - i + J = 0 \dots\dots\dots (III.3)$$

Où les deux premiers termes sont des termes d'inertie : (accélération locale et convective).

Le dernier terme représente la pente de la surface libre. I représente la pente du radier, J représente la pente de la ligne de charge.

Les différents modèles de transfert disponibles dans le logiciel correspondent à différents degrés de simplification utilisés dans la résolution numériques des équations de Barré De Saint Venant :

NB : En raison de la grande quantité de calculs qu'elle nécessite, la résolution numérique des équations complètes de Saint-Venant n'est possible que depuis l'invention des ordinateurs.

Chapitre II : Modélisation hydraulique du réseau d'assainissement

II.2.2.1.1. 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).

III.2.2.1.2. Modèle de l'onde cinématique

Il résout les deux équations de Barré de Saint Venant en négligeant, dans l'équation de conservation de la quantité de mouvement, les termes d'inertie et en faisant l'approximation que la pente de la surface libre est égale à la pente du radier. Soit $\frac{\partial y}{\partial x} = 0$. L'équation (III.3) de Barré de Saint Venant est alors remplacée par l'équation de Manning-Strickler en régime uniforme.

Ce modèle considère également que le débit capable maximum d'un collecteur est le débit à pleine section. Dès que le débit à l'entrée d'un collecteur est supérieur au débit capable du collecteur, l'excédent est soit perdu pour le système soit stocké au-dessus du nœud d'entrée puis réinjecté dans le collecteur lorsque celui-ci a retrouvé sa capacité d'évacuation.

Le modèle de l'onde cinématique permet de représenter des écoulements dans lequel débit et tirant d'eau varient à la fois dans le temps et dans l'espace. Cela se traduit par un décalage temporel ainsi qu'un amortissement des hydrogrammes entre l'entrée et la sortie d'un collecteur.

Cependant, il ne prend en compte ni les influences aval, ni les inversions du sens d'écoulement, ni les écoulements en charge et son utilisation se limite aux réseaux ramifiés (non maillés).

Ce modèle peut être utilisé avec des pas de temps de calcul relativement longs, de l'ordre de 5 à 15 minutes.

Chapitre II : Modélisation hydraulique du réseau d'assainissement

III.2.2.1.3. Modèle de l'onde dynamique

Il résout les équations complètes de Barré de Saint Venant et produit donc théoriquement les résultats les plus précis.

Avec ce modèle, il est possible de représenter les écoulements en charge dans les collecteurs, lorsque le débit y excède le débit à pleine section. Le débordement à un nœud survient lorsque la cote piézométrique dépasse la cote du terrain naturel. Le débit en excès est alors, soit perdu soit stocké au-dessus du nœud et réinjecté dans le réseau en fonction des capacités d'évacuation de ce dernier.

Ce modèle permet de représenter les effets de stockage dans le réseau, les phénomènes d'influence aval, l'inversion du sens de l'écoulement et les écoulements en charge. Il peut être appliqué à n'importe-quel réseau, y compris les réseaux maillés.

C'est le modèle à choisir quand on peut s'attendre à des influences aval significatives, notamment lorsque le réseau comporte des limitations de débit à l'aval ou des systèmes de régulation tels que déversoirs ou orifices calibrés.

En revanche ce modèle requiert des pas de temps de calcul beaucoup plus courts que le modèle de l'onde cinématique, de l'ordre de la minute, ou moins. (SWMM réduit automatiquement la durée du pas de temps choisie par l'utilisateur; afin de garantir la stabilité numérique du calcul).

Comme dans les deux modèles précédents, l'équation de Manning-Strickler est utilisée pour relier la perte de charge unitaire eau tirant d'eau et au débit lorsque l'écoulement est à surface libre. Pour les écoulements en charge dans les conduites circulaires, c'est la formule de Darcy-Weisbach ou celle d'Hazen-Williams qui est utilisée. [5] (**Marion Telliez. Manuel d'initiation**)

III.2.2.2. Méthodes hydrologiques

III.2.2.2.1. Modèles utilisables pour la production

❖ **Modèle d'infiltration de Green-Ampt**

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

Chapitre II : Modélisation hydraulique du réseau d'assainissement

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 :

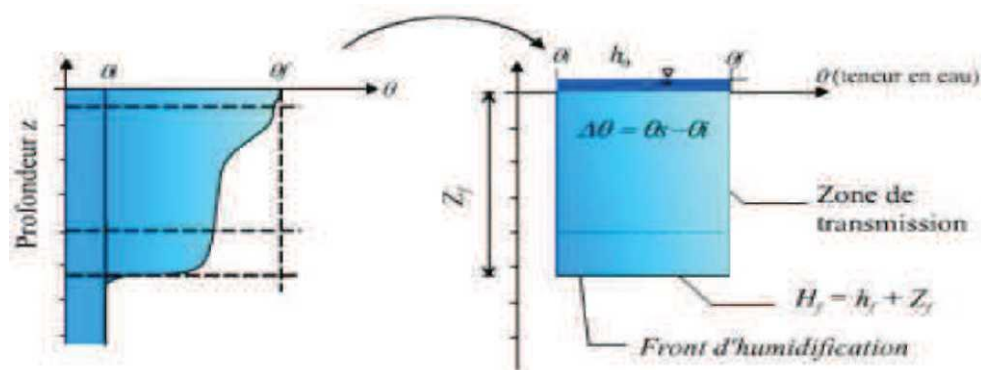


Figure II.4: Schématisation du processus de l'infiltration de Green-Ampt.

Paramètres du modèle :

Z_f : Hauteur d'eau infiltrée depuis le début de l'alimentation (mm) ;

h_f : Potentiel de succion au niveau du front d'humidification ($h_f < 0$) (mm) ;

h_o : Hauteur d'eau au niveau de la surface du sol (mm) ;

θ_i : Teneur en eau initiale du sol (en %) ;

θ_f : Teneur en eau finale du sol (à saturation) (en %) ;

K_s : Conductivité hydraulique du sol saturé (mm h) ;

H_f : Charge hydraulique (potentiel total) au niveau du front d'humidification (mm).

Le modèle de Green-Ampt repose sur certaines hypothèses simplificatrices, une teneur en eau de la zone de transmission et un potentiel matriciel h_f à l'aval du front constant dans le temps et dans l'espace, avec un front d'humidification très marqué.

Ce modèle est basé principalement sur la loi de Darcy, en l'appliquant entre la surface du sol (0) et le front d'humidification (f), on aura finalement la vitesse d'infiltration $i(t)$ qui exprime la formule générale du modèle :

$$i(t) = K_S \cdot \left(\frac{h_0 + h_f}{z_f(t)} + 1 \right) \dots\dots\dots (III.4)$$

Ou encore, l'équation de Green-Ampt est une équation différentielle :

$$i(t) = \frac{dI(t)}{dt} = K_S \cdot \left(\frac{(h_0 + h_f) \cdot (\theta_f + \theta_0)}{I(t)} + 1 \right) \dots\dots\dots (III.5)$$

❖ **Modèle d'infiltration d'Horton**

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

On observe en effet que la capacité d'infiltration d'un sol diminue très rapidement au début de l'infiltration mais par la suite, la décroissance est plus progressive et tend en règle générale vers un régime constant, proche de la valeur de la conductivité hydraulique à saturation $i_{min} = K_s$.

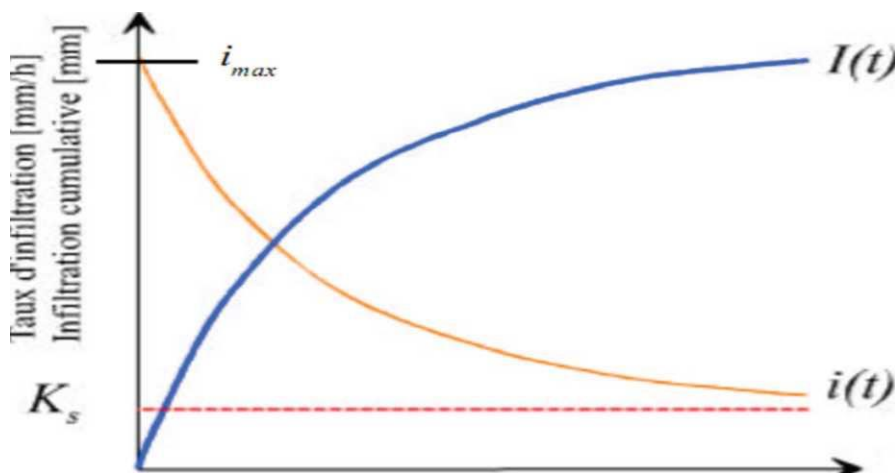


Figure II.5 : Evolution générale du régime d'infiltration et d'infiltration cumulative au cours du temps (K_s conductivité hydraulique à saturation).

$$i(t) = i_{min} + (i_{max} - i_{min}) \cdot e^{-k \cdot t} \dots\dots\dots (III.6)$$

Où : k est une constante de temps t ;

Chapitre II : Modélisation hydraulique du réseau d'assainissement

i_{max} : Capacité d'infiltration maximale du sol (mm/h) ;

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

❖ Modèle de ruissellement du Curve Number de SCS

Ce modèle empirique développé par le Soil Conservation Service (SCS, 1968), reliant le volume total ruisselé depuis le début d'un événement pluvial à la hauteur totale de pluie. Cette formule ne comporte qu'un seul paramètre S : la capacité totale de stockage du sol en mm. Le modèle repose sur l'hypothèse que le coefficient d'écoulement global à un instant donné d'un événement pluvieux est égal au taux de saturation des sols :

$$\frac{Q}{P} = \frac{Pe - Q}{S} \dots\dots\dots (III.7)$$

Où :

Pe : Hauteur cumulée d'eau depuis le début de la pluie en mm ;

Q : Volume total d'eau ruisselé depuis le début de la pluie en mm ;

S : Capacité maximale de Stockage du sol.

L'expérience montre que Pe est souvent proche de $P - 0.2*S$ où P est la pluie brute. L'équation du SCS s'écrit donc :

$$Q = \frac{(P - 0.2S)^2}{(P + 0.8S)} \dots\dots\dots (III.8)$$

Avec : $I_a = S$.

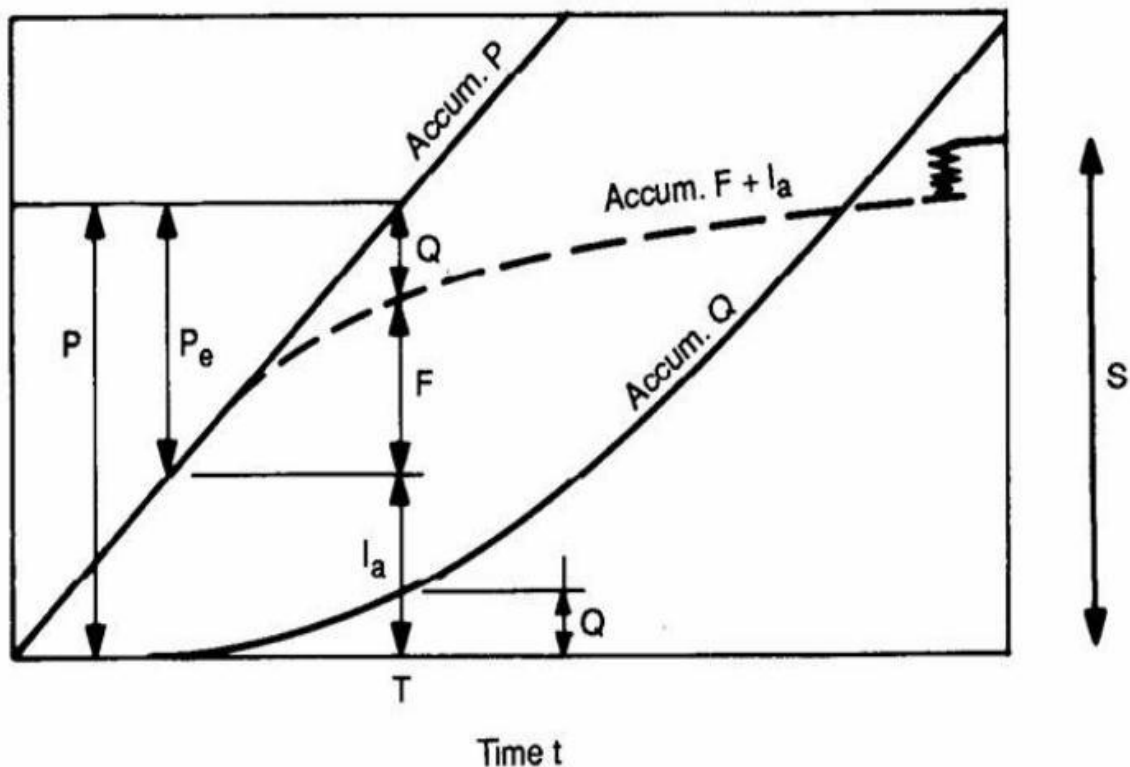


Figure II.6 : Précipitations et volumes produits cumulés pendant une averse d'intensité constante (Maidement.D ; 1992).

Cette équation repose sur l'hypothèse que, une fois les pertes initiales satisfaites, le rapport entre le volume effectivement ruisselé Q et le potentiel maximal de ruissellement $(P - I_a)$ est égal au rapport entre le volume effectivement infiltré F et le potentiel maximal d'infiltration S :

$$\frac{F}{S} = \frac{Q}{P - I_a} \dots\dots\dots (III.9)$$

Le volume effectivement infiltré F ayant pour expression :

$$F = P - I_a - Q \dots\dots\dots (III.10)$$

On obtient l'équation générale du modèle en combinant (III.9) et (III.10).

III.2.2.2.2. Modèles utilisables pour le transfert

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.

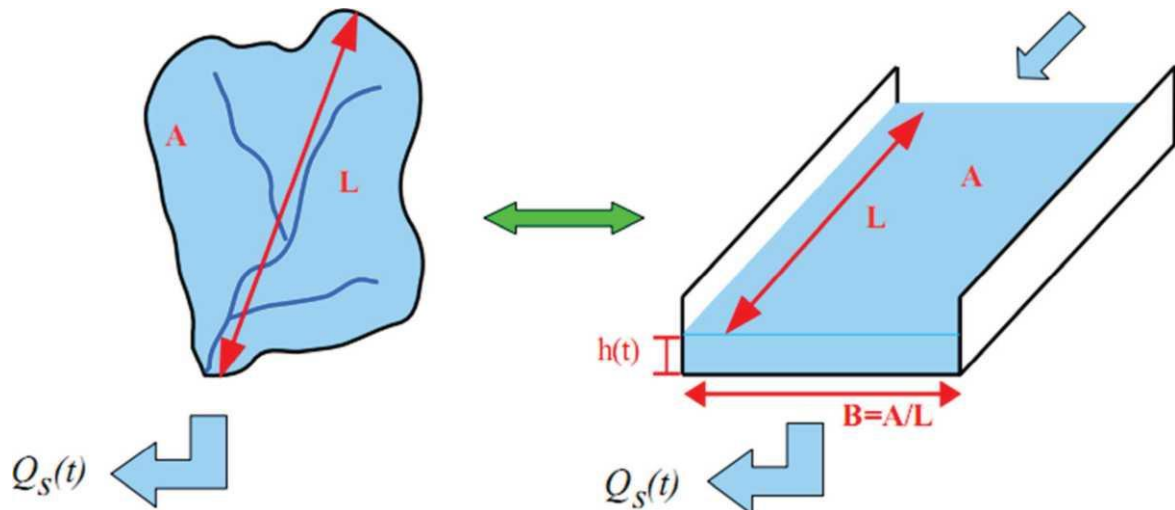


Figure II.7 : Représentation d'un bassin versant par un canal rectangulaire ($A=B \cdot L$).

Le débit entrant $Q_e(t)$ correspond à l'excès de précipitations (précipitations - infiltration - évaporation - 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 :

$$Q_s(t) = S_H(t) \cdot R_H(t)^{2/3} \cdot \sqrt{l} \dots \dots \dots (III.11)$$

Avec :

$$S_h = B \cdot h(t) \quad \text{et} \quad R_H(t) = \frac{B \cdot h(t)}{B + 2 \cdot h(t)} \approx h(t) \quad \text{car } h(t) \ll B$$

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

$$\frac{dV(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t) \dots \dots \dots (III.12)$$

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

Chapitre II : Modélisation hydraulique du réseau d'assainissement

$$V(t) = A \cdot h(t) \dots\dots\dots (III.13)$$

Modèle du réservoir linéaire

C'est le modèle le plus couramment utilisé pour les bassins versants urbains vue sa simplicité en terme de paramètre demandé (il contient un seul paramètre).

Dans ce modèle on peut considérer que le bassin versant peut être représenté par un réservoir avec une entrée (pluie nette), une vidange (débit à l'exutoire) et une fonction de stockage. Le modèle est donc établi en combinant :

Une équation de stockage reliant linéairement le volume stocké au débit sortant :

$$V_s(t) = K \cdot Q_s(t) \dots\dots\dots (III.14)$$

Et l'équation de continuité :

$$\frac{d(V_s)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t) \dots\dots\dots (III.15)$$

Avec K paramètre unique du modèle homogène a un temps appelé lag-time ou temps de réponse (S).

$Q_e(t)$: débit de pluie nette (m³/ s) ;

$Q_s(t)$: débit à l'exutoire (m /s) ;

$V_s(t)$: volume instantané stocké dans le bassin versant (m³).

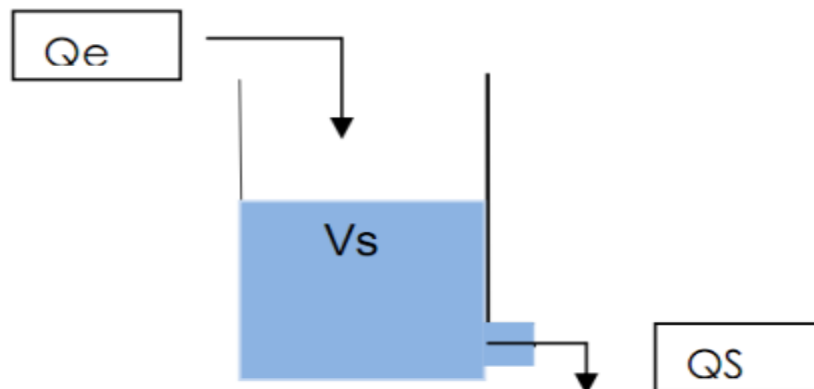


Figure II. 8 : Représentation du modèle de réservoir linéaire.

Chapitre II : Modélisation hydraulique du réseau d'assainissement

Modèle de réservoir non linéaire

Dans le but de mieux représenter le caractère non linéaire des écoulements transitoires à surface libre, certains chercheurs ont proposé d'utiliser des modèles de stockage non linéaire (kidd; 1978).

La méthode du réservoir non linéaire est basée sur le couplage de l'équation de continuité et de l'équation de Manning-Strickler.

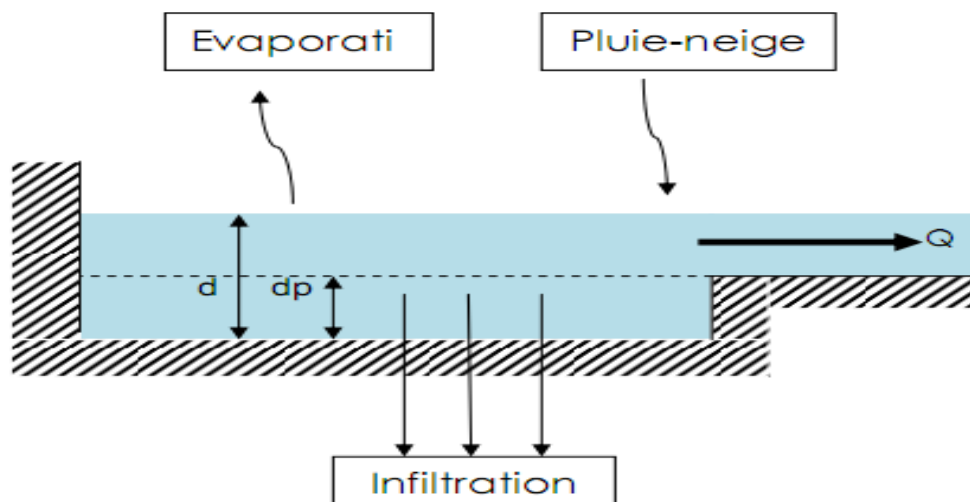


Figure II. 9 : Représentation du modèle du réservoir non linéaire.

L'équation de continuité s'écrit :

$$\frac{dv}{dt} = A \cdot \frac{dd}{dt} = A \cdot i - Q \dots\dots\dots (III.16)$$

L'équation de Manning-Strickler :

$$Q = w \cdot \frac{1}{n} (d - dp)^{\frac{5}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (III.17)$$

Avec :

V : volume de l'eau dans le bassin versant (mL) ;

A : surface du bassin versant ;

d : tirant d'eau (m) ;

t : temps (s) ;

dp : hauteur de l'eau stocké dans les dépressions (m) ;

Chapitre II : Modélisation hydraulique du réseau d'assainissement

i: intensité de la pluie nette (mm/ s) ;

Q : débit de sortie (m³/s) ;

W : largeur du bassin(m) ;

n: coefficient de Manning-Strickler ;

S : pente de terrain.

La combinaison des équations (III.16) et (III.17) donne l'équation des réservoirs non linéaires:

$$\frac{dd}{dt} = i - \frac{w}{A.n} (d - dp)^{\frac{5}{3}}.S^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (III.18)[5]$$

Conclusion

L'utilisation du logiciel SWMM pour la modélisation du fonctionnement du réseau permet de connaître son fonctionnement ainsi que les pollutions rejetées au milieu naturel. Elle est un outil indispensable pour la gestion du réseau et le diagnostic. Elle fait l'objet d'une maintenance permanente, à partir des études réalisées, des observations faites par l'exploitant sur le fonctionnement du réseau, ainsi que des modifications et extensions qui lui sont apportées. Elle est une aide à l'exploitation et peut permettre par exemple de prévoir les interventions de curage. Celles-ci peuvent alors être programmées pendant les périodes les plus favorables (l'été en particulier, en raison de la circulation moins importante, et du débit plus faible). Les égoutiers sont ainsi amenés à faire de la surveillance et des interventions préventives.



Chapitre III

*Application du modèle d'EPA-SWMM
dans le collecteur d'Oued Ouchaih*

Introduction

Dans ce chapitre, nous présentons la zone d'étude et les résultats de la simulation du réseau d'assainissement, qui montra les points de dysfonctionnement du réseau causés par le risque de débordement. Ainsi qu'une comparaison des résultats issus des différents modèles de Saint-Venant. En dernier, on présente l'influence des dépôts sur les différentes conduites débordées.

III.1. Localisation et caractéristiques de la zone d'étude

III.1.1. Situation géographique

La zone d'application Oued Ouchaiah est située dans la wilaya d'Alger à cheval entre 2 communes, la commune de Bach Djerrah et la commune d'El Magharia.

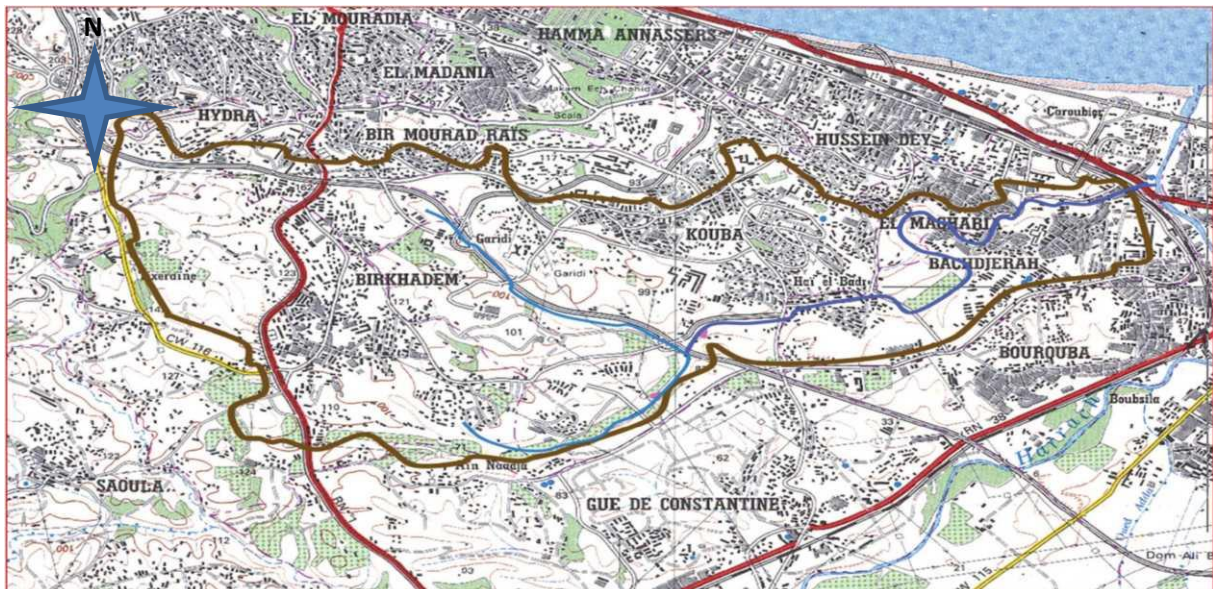


Figure III.1 : Situation géographique générale du bassin versant de la zone d'application
(source DRE Alger 2016)

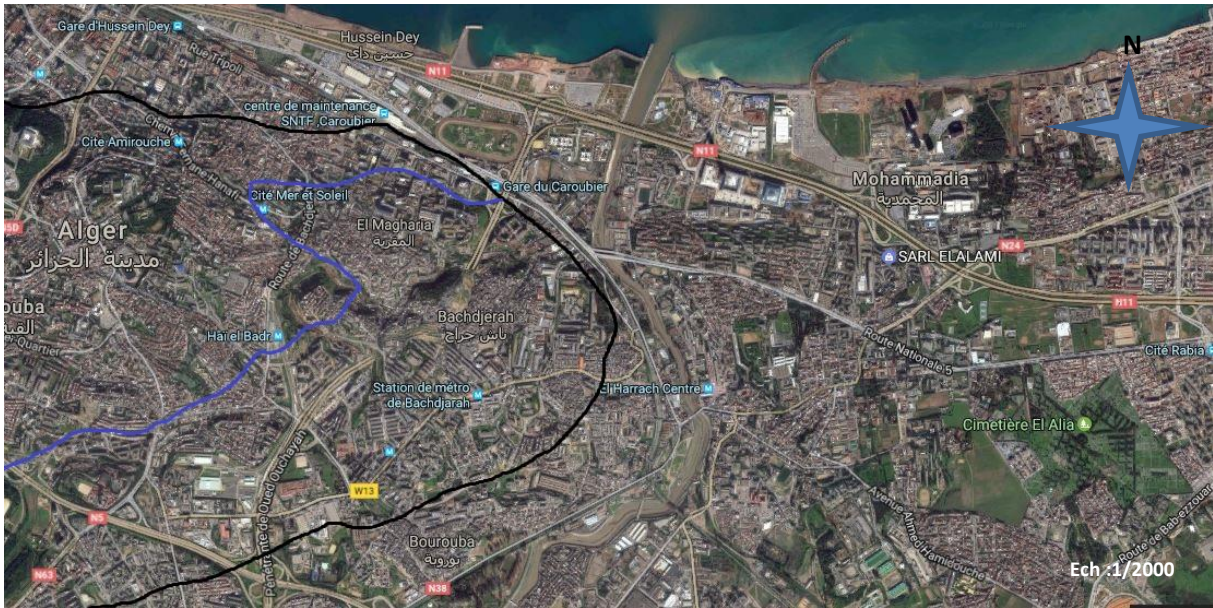


Figure III.2 : Vue satellitaire de la zone d'application (source google 2016)

La zone d'application s'étale sur une superficie de 2119 ha, dont la surface active est de 85%, le reste étant pris perméable et représente des espaces verts.

Le tracé en plan du réseau est donné sur la figure suivante :

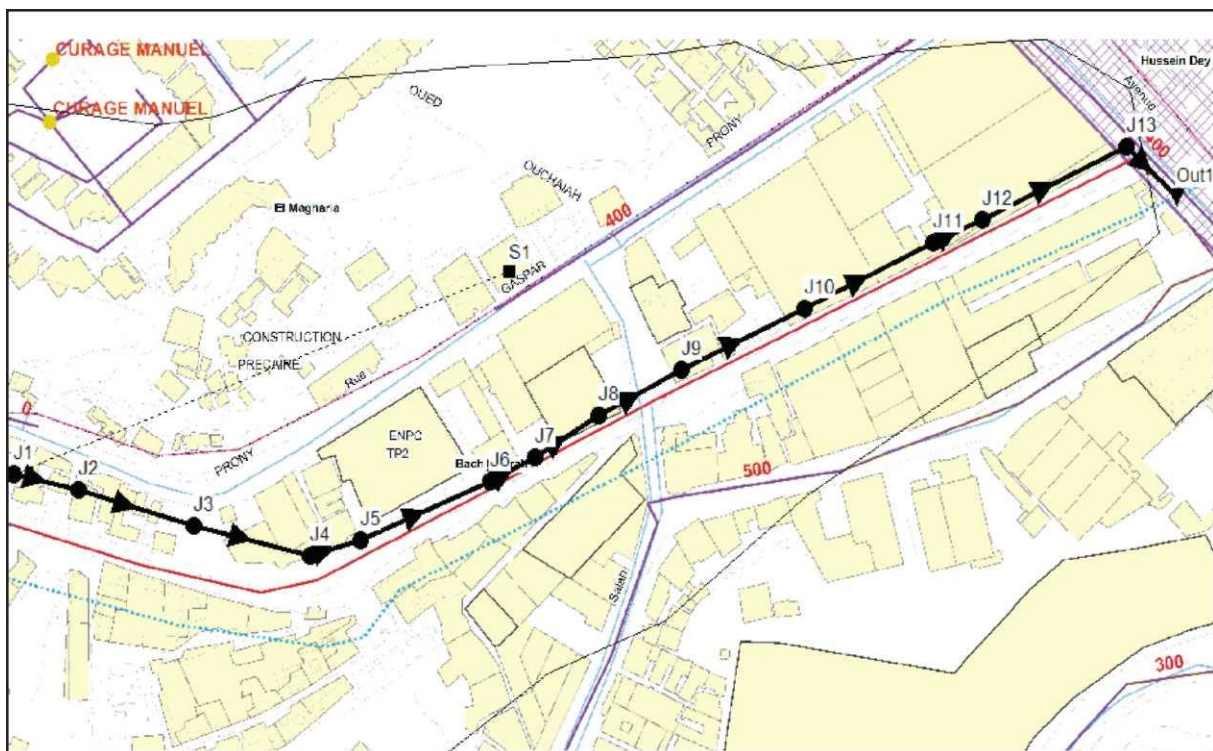


Figure III.3 : Tracé du réseau d'assainissement.

III.1.2. Précipitation

Étant donné que le réseau d'assainissement doit pouvoir évacuer aussi bien les eaux domestiques que pluviales, il est important de connaître les quantités d'une manière assez rigoureuse. Si les eaux usées sont directement consécutives de la quantité consommée (généralement sont des petites quantités qui ne posent pas des problèmes), les eaux pluviales ne sont connues qu'après avoir fait une étude hydrologique appropriée qui permettra d'estimer les débits de ruissellement.

Le Nord de l'Algérie connaît une pluviométrie relativement abondante. Sur la zone d'Alger, les valeurs de la pluviométrie annuelle varient selon les sources, les sites et les périodes de mesure, allant de 598 mm/ an jusqu'à 823 mm/ an.

La carte présentée sur la figure III.4 est la carte pluviométrique de l'Algérie du Nord :

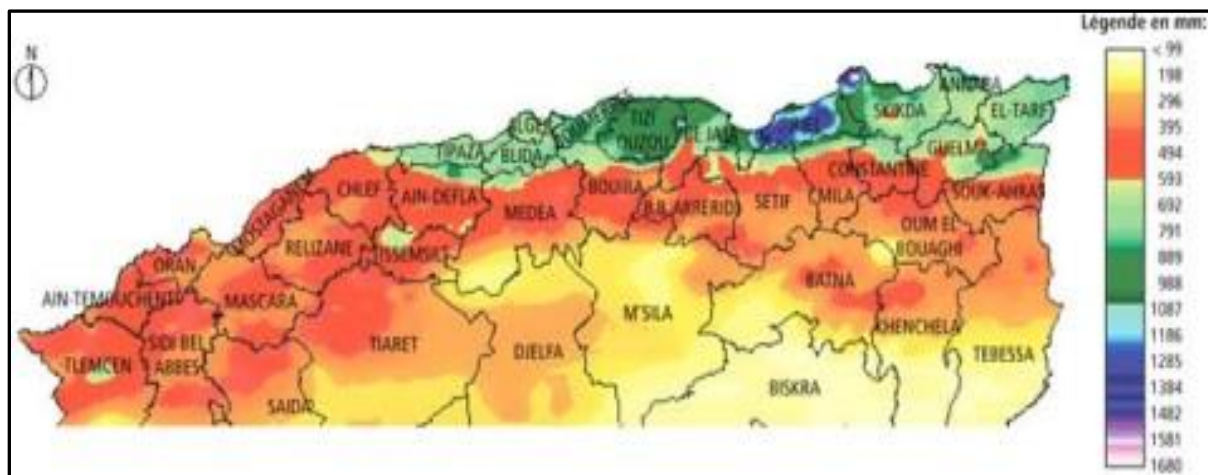


Figure III.4 : Pluviométrie moyenne annuelle dans le nord algérien (source Google 2017).

III.2. Prise en compte de la pluie de projet

Les pluies de projet retenues sont des pluies synthétiques de type A Desbordes. La durée totale retenue pour les calculs en zone urbaine est de 5 heures. La hauteur totale de la pluie pendant cette durée de 5 heures a une période de retour inférieure à la période de retour de la période intense. Les pluies synthétiques sont construites sur la base des coefficients de Montana locaux présentés en tableau III.1, et dont on rappelle qu'ils sont issus de l'ANRH.

La position de la période intense par rapport à l'épisode est décentrée au C de la durée totale de la pluie, car c'est dans cette position que l'on obtient en règle générale les débits maximaux

dans les réseaux (prise en compte optimale de l'effet de stockage en début de pluie dans les collecteurs pluviaux).

Trois périodes de retour différentes (2, 5, 10 ans) sont étudiées. Sur lesquelles les périodes intenses varient de 15 à 60 minutes. Ce sont les pluies synthétiques utilisées de manière classique dans le test et le dimensionnement des réseaux pluviaux. La discrétisation est effectuée au pas de temps de 2 minutes sur la durée totale de l'événement pluvieux. Le pas de temps de calcul du modèle est en revanche descendu à la seconde pour un maximum de précision dans le rendu.

La simulation des pluies de projet des périodes de retour élevées a pour but de détecter les points du réseau sensibles au risque de débordement lors d'événements pluvieux particulièrement intenses.

Diverses périodes de retour ont été prises en compte :

- T = 2 ans, période de retour retenue pour le dimensionnement des ouvrages lors des schémas directeurs de 1976 et 1994;
- T = 5 ans;
- T = 10 ans, période de retour minimale qui sera vraisemblablement retenue pour le dimensionnement des aménagements qui seront préconisés en présent schéma directeur.

Tableau III.1 : Pluies de projet type Desbordes.

T (ans)	2		5		10	
D intense (min)	15	60	15	60	15	60
Intensité max (mm/h)	104	58	147	88	173	103
Hauteur cumulée (mm)	33	42	43	55	53	68

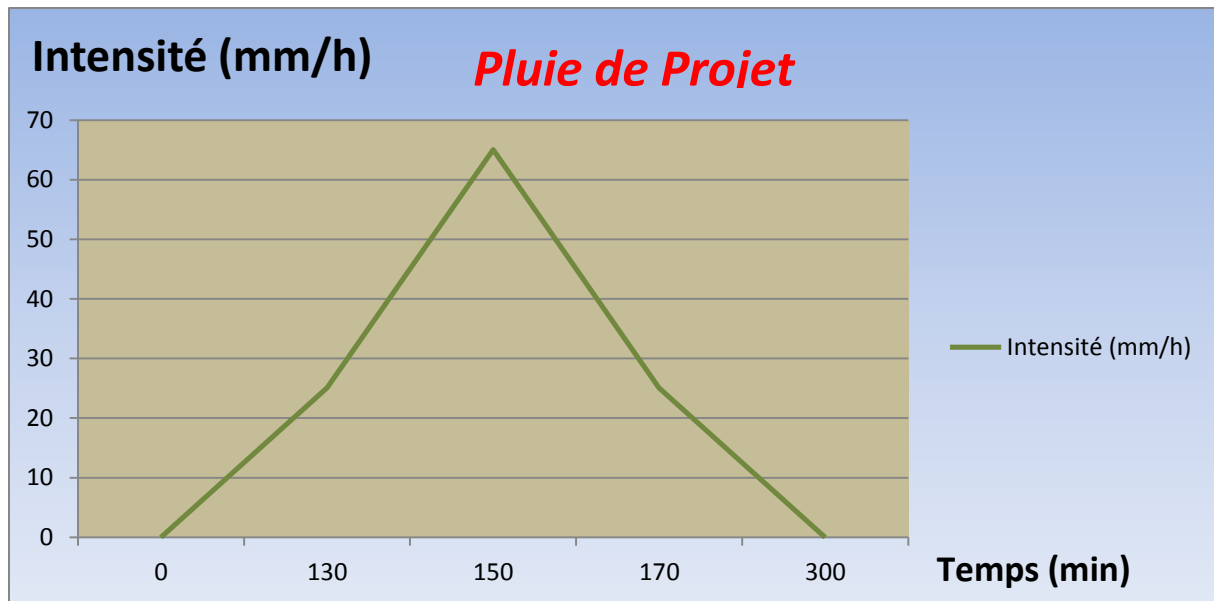


Figure III.5 : Pluies de projet type Desbordes.

Les pluies de projet qui ont été simulées sont des pluies de type double triangle centrées (figure III.5), d'une durée totale de 5 heures et de 1 heure de durée intense. Le choix de la durée intense a été guidé par le temps de concentration moyen du bassin versant modélisé, l'objectif étant de retenir la durée la plus défavorable vis à vis du risque de débordement.

Note : la durée des pluies de projet est de quatre heures, mais les simulations sont effectuées sur une durée de cinq heures, la dernière heure étant consacrée à l'observation de la décréue dans les réseaux.

➤ **Application pour le projet :**

Pour la simulation de notre réseau d'assainissement, on utilisera la pluie de projet de type double triangle symétrique.

Sachant que les paramètres de Montana sont connus ($a = 4,1$ et $b = -0.52$)

L'intensité est donnée dans le tableau IV.3 ci- dessous.

Tableau III.2 : Valeurs de la pluie de projet double triangle symétrique.

Temps (min)	I (mm/h)	Temps (min)	I (mm/h)
0	0,00	155	52,01
5	0,96	160	39,01
10	1,93	165	26,00
15	2,89	170	25,05
20	3,85	175	24,08
25	4,82	180	23,12
30	5,78	185	22,16
35	6,74	190	21,19
40	7,71	195	20,23
45	8,67	200	19,27
50	9,63	205	18,30
55	10,60	210	17,34
60	11,56	215	16,38
65	12,52	220	15,41
70	13,49	225	14,45
75	14,45	230	13,49
80	15,41	235	12,52
85	16,38	240	11,56
90	17,34	245	10,60
95	18,30	250	9,63
100	19,27	255	8,67
105	20,23	260	7,71
110	21,19	265	6,74
115	22,16	270	5,78
120	23,12	275	4,82
125	24,08	280	3,85
130	25,05	285	2,89
135	26,01	290	1,93
140	39,02	295	0,96

145	52,02	300	0,00
150	65,03		

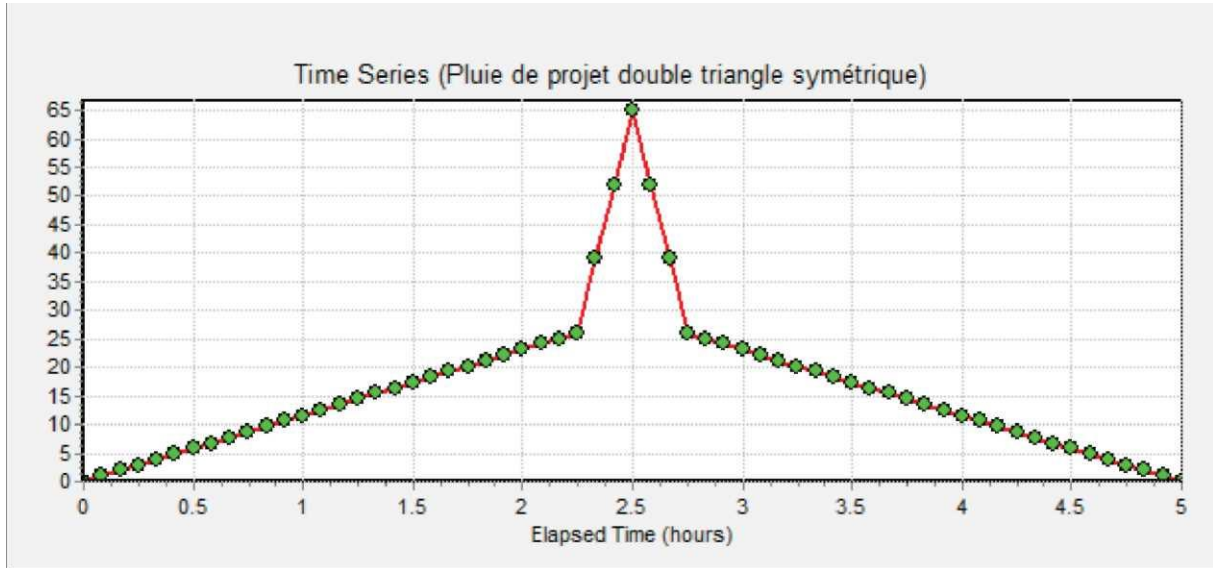


Figure III.6 : Pluie de projet double triangle symétrique appliquée à la simulation

III.3. Construction du modèle

La modélisation de bassin versant retenue a engendré la création, sous le logiciel SWMM de :

- 13 nœuds ;
- 13 tronçons hydrauliques ;
- 01 exutoire ;
- 01 bassin versant ;
- 01 pluie de projet ;

Pour chaque catégorie d'élément, les entrées de définitions sont les suivantes :

***Nœud et exutoire :**

- L'emplacement ;
- Cote de radier ;
- Profondeurs des regards ;

***Tronçon :**

- Nœud amont, nœud aval ;
- Longueur ;
- Rugosité ;
- Section ;
- Hauteur de chute amont / aval ;

Note : le calcul de la pente est automatique.

***Bassin versant :**

- Délimitations ;
- Nœud exutoire ;
- Pente moyenne;
- Surface ;
- Largeur équivalente ;
- Coefficient de ruissellement ;
- Caractéristiques d'imperméabilisation ;
- Caractéristiques d'infiltration ;
- Pluie affectée ;

III.3.1. Délimitation du bassin

Le découpage du bassin en sous bassin élémentaire est lié à la topographie du site, son urbanisation ainsi que la nature du sol (perméabilité) comme on a détaillé précédemment. Et comme on a un bassin :

- Homogène ;
- Coefficient de ruissellement constant ;
- Un seul exutoire pour tout le bassin (autrement dit toutes les eaux qui ruissellent en surface sont collecter dans une seul conduite) ;
- En tenant compte aussi que logiciel SWMM prendre en considération le temps de concentration du bassin modéliser.

Tous ces points nous ont amené à ne pas découper le bassin versant.

Les espaces verts sont pris comme étant perméables durant l'événement pluvieux, le reste (toitures, chaussées, parking...), leur coefficient de ruissellement est compris entre 0,75 et 0,95, on prend le coefficient de ruissellement C=0,6 pour tout le bassin.

Leurs caractéristiques sont données dans le tableau III.4 : Détermination de la largeur équivalent :

$$l = \frac{K_G \cdot \sqrt{A}}{1.12} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_G} \right)^2} \right] \quad K_G > 1.12 \quad K_G = 0.28 \cdot \frac{P}{\sqrt{A}}$$

L : largeur du rectangle équivalent (km);

K_G : Indice de compacité de Graveleuse;

A : l'aire du bassin en (km²);

P : le périmètre du bassin en (km).

Tableau III.3 : Caractéristiques de bassin.

Bassin versant	A (km ²)	P (km)	C	L km	I (m/m)	Rugosité	Outlet	Infiltration
SI	21,19	27	0,6	1,82	1,7	Béton rugueux 2.5	Out 1	Horton

Les données concernant les conduites dans notre travail, sont données comme suit :

Tableau III.4 : Caractéristiques des tronçons.

Tronçons	Cote de radier des regards		L(m)	Forme de section (m ²)
	Amont	Aval		
C1	7.1	6.95	29.65	Ovoïde 1.2*1.6
C2	6.95	6.56	52.75	Ovoïde 1.2*1.6

C3	6.56	6.23	50.97	Ovoïde 1.2*1.6
C4	6.23	6.10	23.72	Ovoïde 1.2*1.6
C5	6.10	5.72	67.73	Ovoïde 1.2*1.6
C6	5.72	5.70	5.56	Ovoïde 1.2*1.6
C7	5.70	5.44	43.03	Ovoïde 1.2*1.6
C8	5.44	5.20	39.83	Ovoïde 1.2*1.6
C9	5.20	4.90	60.20	Ovoïde 1.2*1.6
C10	4.90	4.54	61.09	Ovoïde 1.2*1.6
C11	4.54	4.40	23.82	Ovoïde 1.2*1.6
C12	4.40	4.05	70.58	Ovoïde 1.2*1.6
Cl3Exutoire	4.05	4.00	8.67	Ovoïde 1.2*1.6

Remarque :

La formule de perte de charge utilisée est la formule de Darcy Weisbach

$$\Delta h = \Lambda \frac{L}{D_h} \frac{v^2}{2g}$$

Avec :

- Λ : coefficient de perte de charge (sans unité) ;
- v : vitesse moyenne du fluide dans le tuyau (m/s) ;
- L : longueur du tuyau (m) ;
- D_h : diamètre hydraulique (m)
- S : étant la section du tuyau
- P_m : le périmètre mouillé ;
- g : accélération de la pesanteur (m/s²).

III.3.2. Réseau modélisé

Nous présentons en dernier, le réseau modélisé sous le logiciel SWMM. La figure (III. 7) présente la numérotation des nœuds et des conduites du réseau.

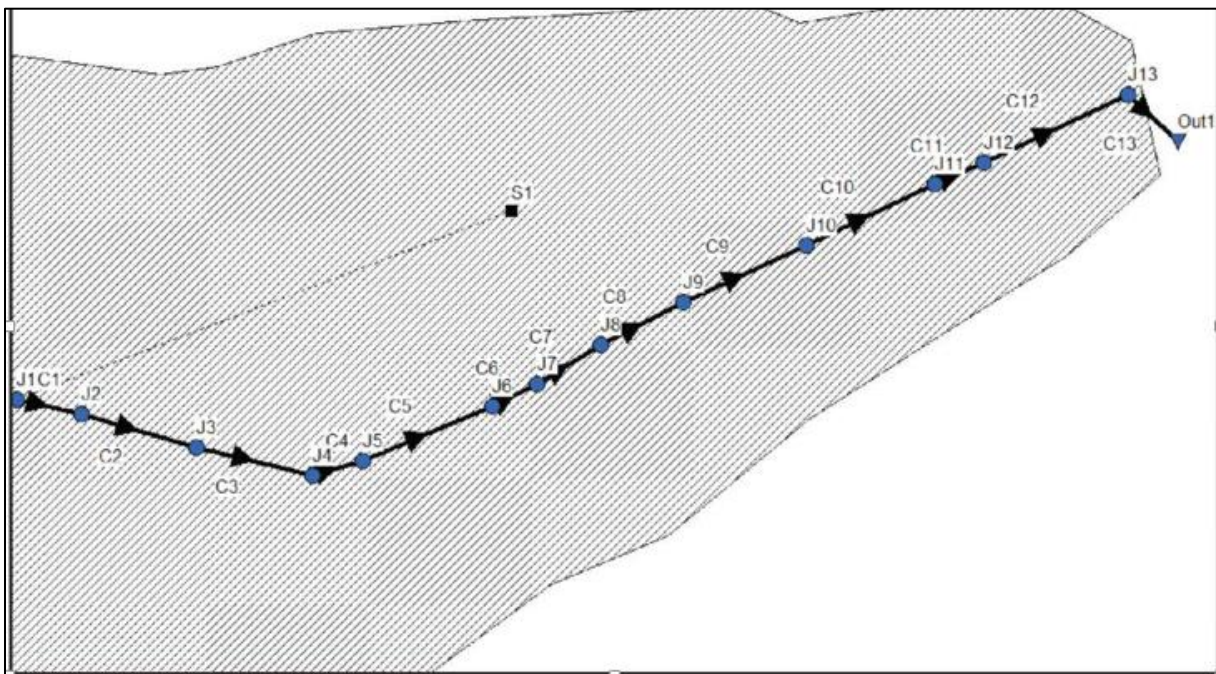


Figure III.7 : Numérotation des nœuds et des conduites du réseau modélisé.

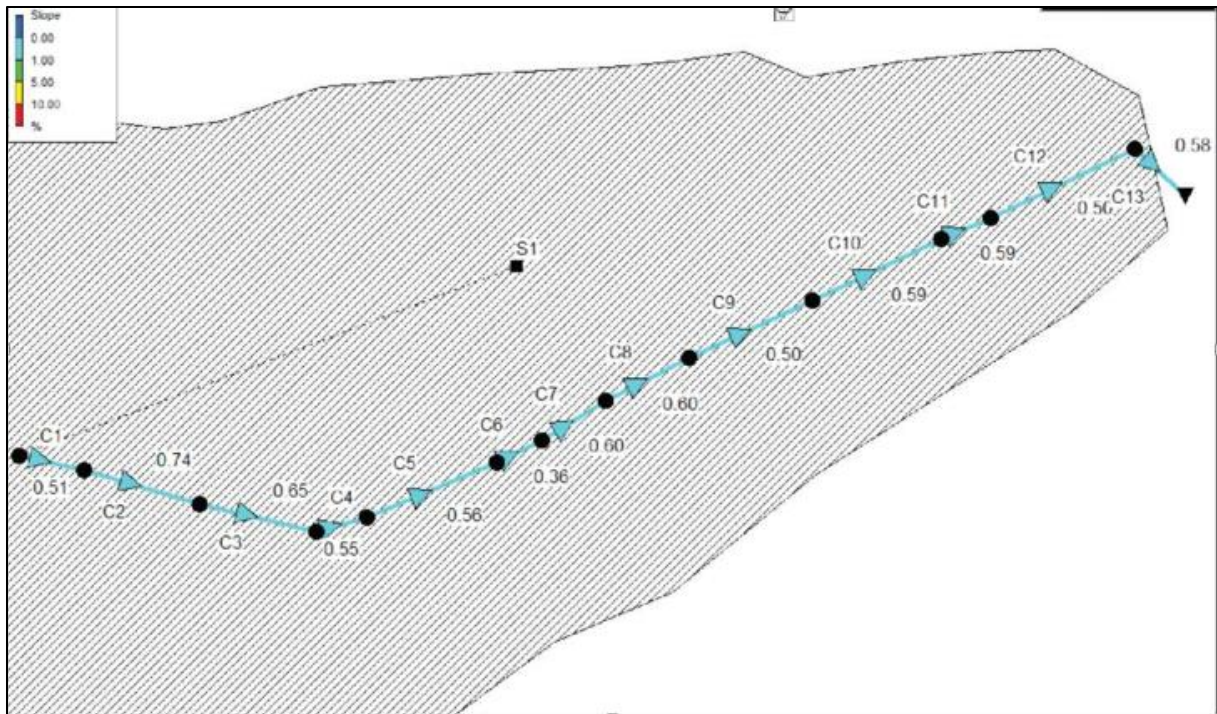


Figure III.8 : Pentés des conduites du réseau avec leur numérotation

III.4. Simulations et diagnostic du réseau modélisé

III.4.1. Résultats de la simulation

A) Modèle complet de Saint-Venant sans prise en compte des dépôts

On a utilisé le modèle de l'onde cinématique car il résout les deux équations de Barré de Saint Venant, il permet de représenter des écoulements variant à la fois dans le temps et dans l'espace, ce qui se traduit par un décalage temporel ainsi qu'un amortissement des hydrogrammes entre l'entrée et la sortie d'un collecteur. Et il ne prend en compte ni les influences aval, ni les inversions du sens d'écoulement, ni les écoulements en charge

Capacité du réseau :

En premier lieu, le critère principal d'analyse du réseau d'assainissement est bien de vérifier sa capacité hydraulique en fonction de l'averse par laquelle il est sollicité.

La capacité de transfert de flux de chaque tronçons du réseau est traduite par le rapport du débit véhiculé au débit admissible de celui-ci. La figure suivante illustre la capacité maximale du réseau atteinte lors de l'événement pluvieux.

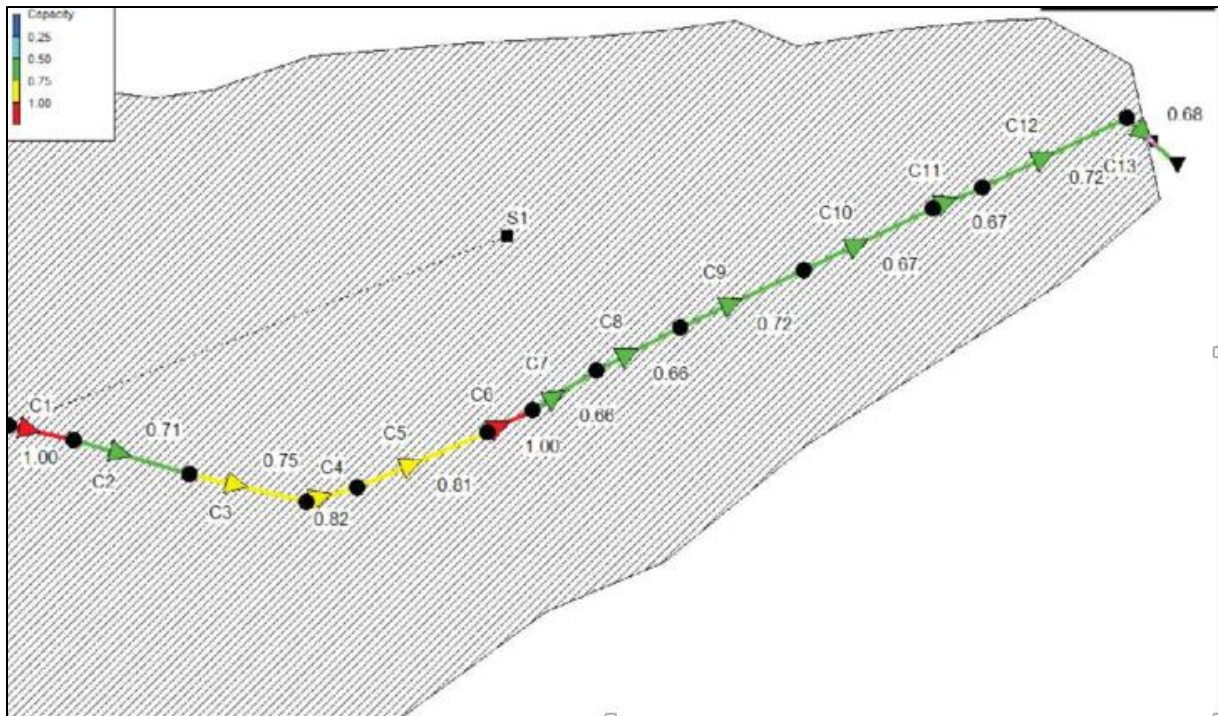


Figure III.9 : Capacité des tronçons de réseau au bout de 01 h 45 min.

Hydrogrammes des débits dans les conduites :

A titre représentatif, nous choisissons les deux Tronçons de la dernière confluence précédant l'exutoire pour représenter les hydrogrammes des débits :

- Tronçon C5 : J5-J6 ;
- Tronçon C6 : J6- J7.

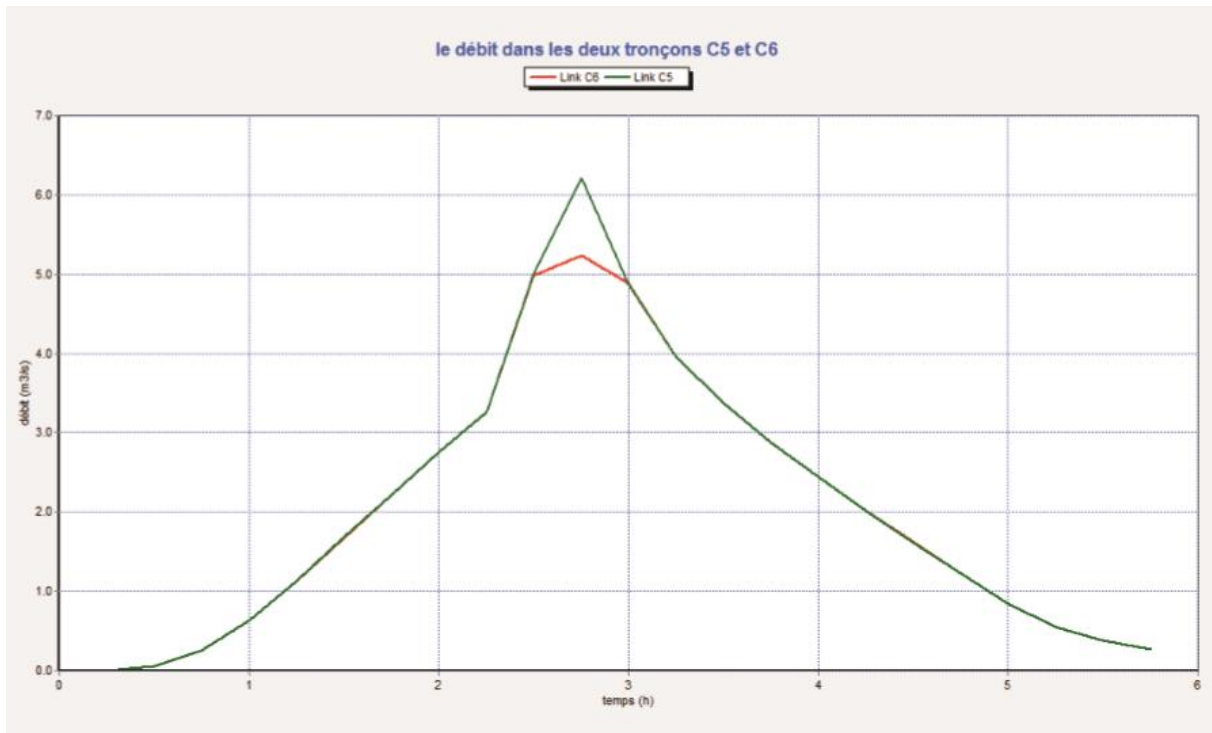


Figure III.10 : Variation des débits dans les deux tronçons C5 et C6.

Le débit de pointe dans C6 est moins par rapport au débit dans C5 donc il y'a une perte quelque part(en marque débordement).

Les débits de pointe des deux conduites C5 et C6 sont respectivement de 6,20 m³/s et 5,23 m³/s.

Débits de pointe dans le réseau :

Les débits des pointes dans les conduites atteintes lors de l'averse sont donnés en image figée de simulation de la figure suivante :

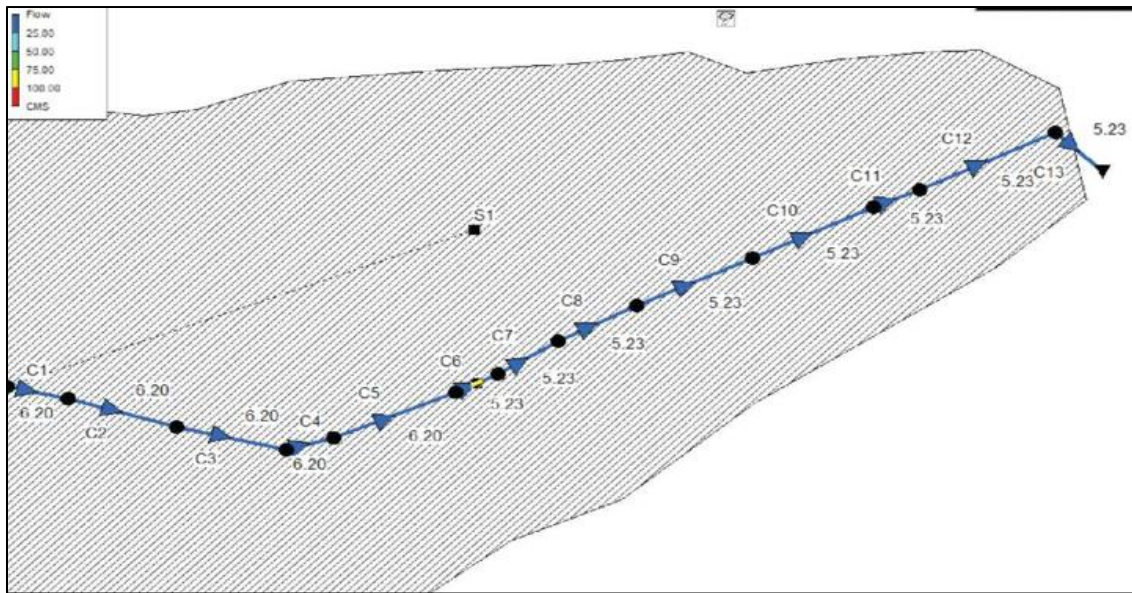


Figure III.11 : Débits de pointe dans le réseau au bout de 02 h 45 min.

Vitesses d'écoulement :

Il est nécessaire de vérifier les vitesses d'écoulement maximal atteint lors de l'événement pluvieux. Donc la vitesse limite est de l'ordre 5 m/s.

Les vitesses atteintes dans le réseau au bout de de 02 h 45 min. sont données sur la figure (III.12).

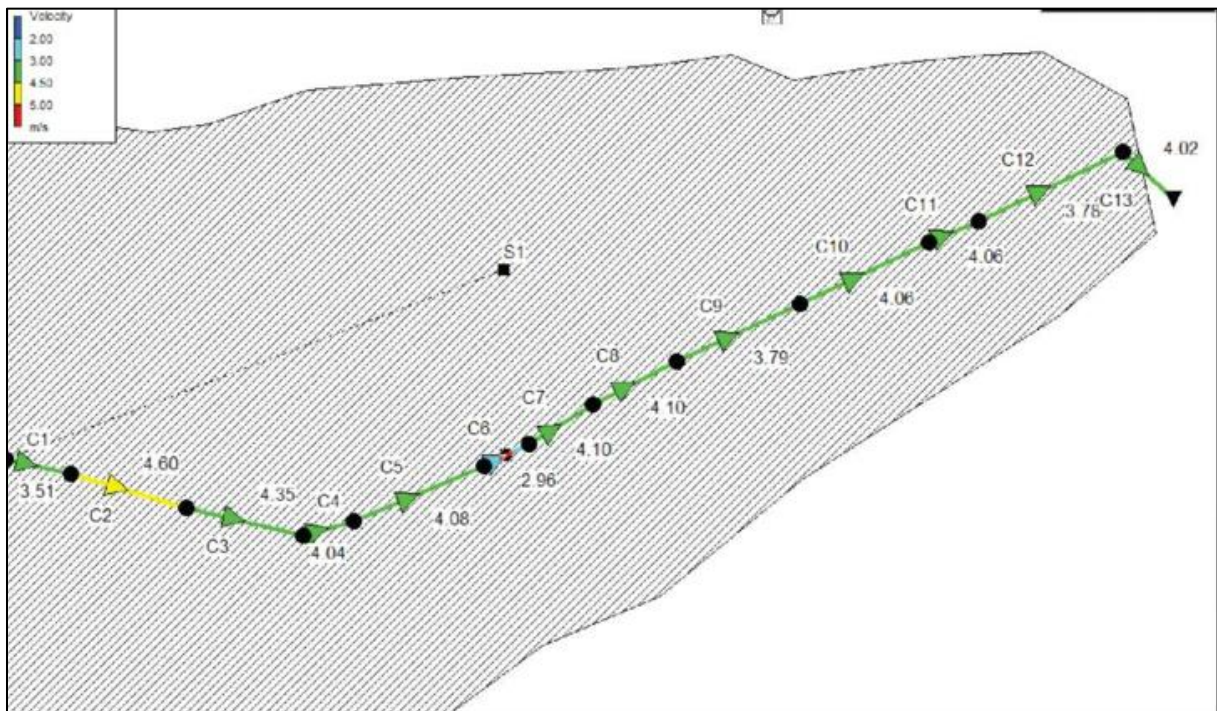


Figure III.12 : Vitesses maximales dans le réseau au bout de 02 h 45 min.

D'après la figure ci-dessus, le tronçon C2 est le siège d'une vitesse dépassant les 4,5m/s. de ce fait, il est nécessaire de voir l'évolution de la vitesse dans ce tronçon en fonction du temps. (Figure III.13).



Figure III.13 : Vitesse d'écoulement dans le tronçon C2.

On remarque que la vitesse maximale dépasse 4,5 m/s, pendant plus que 30 min, ce qui peut provoquer le phénomène d'érosion des parois.

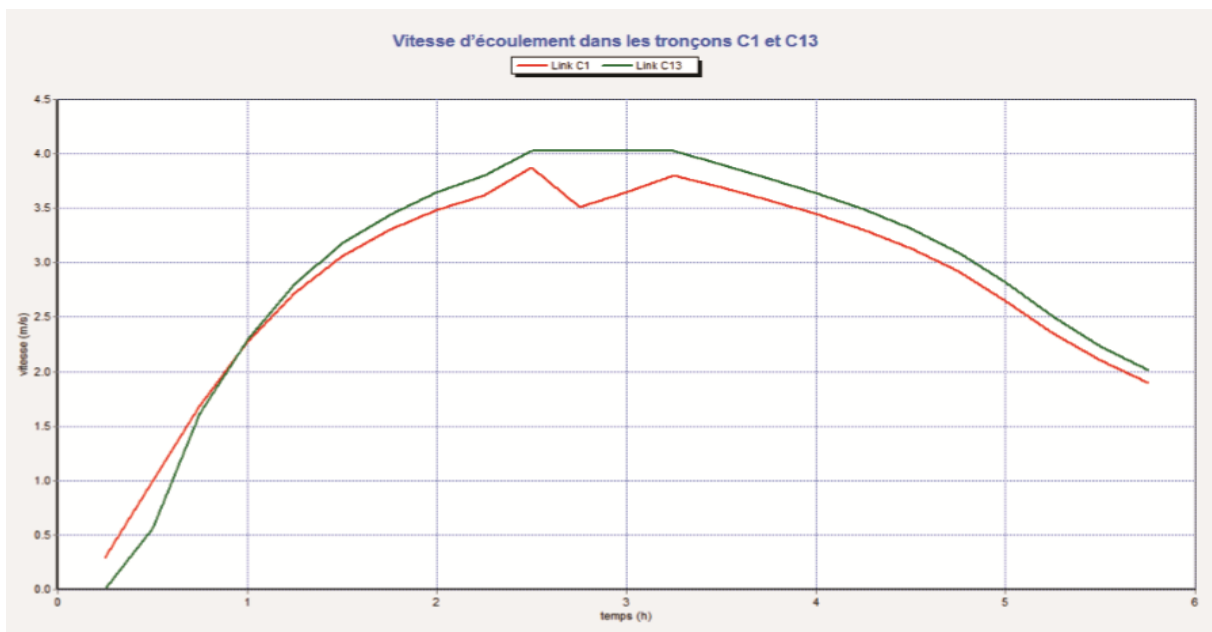


Figure III.14 : Vitesse d'écoulement dans les tronçons C1 et C13

On observe que la vitesse d'écoulement dans l'exutoire est supérieure par rapport au premier tronçon, ceci est relié au changement de la pente qui existe.

Régime d'écoulement :

Le régime d'écoulement se distingue en fonction du nombre de Froude. Ceci permet de localiser les tronçons travaillant en régime torrentiel ou fluvial (Figure III.15).

On constate alors que la plupart des tronçons sont le siège d'un régime torrentiel ($F > 1$), sauf le tronçon C6 qui porte une valeur de nombre de Froude inférieur à 1 (régime fluvial). Le passage du torrentiel au fluvial peut se manifester par un ressaut hydraulique, par conséquent des écoulements diphasiques à entraînement d'air peuvent avoir lieu, et provoquer même un dégagement des gaz dissous dans les regards de visite des eaux usées évacuées. Ces phénomènes suscitent à prévoir des dispositifs d'aération dans ces regards pour la bonne aération de l'écoulement par des événements par exemple. Donc on proposera de maintenir un dispositif d'aération aux regards surtout pour faciliter le dégagement des gaz toxiques.

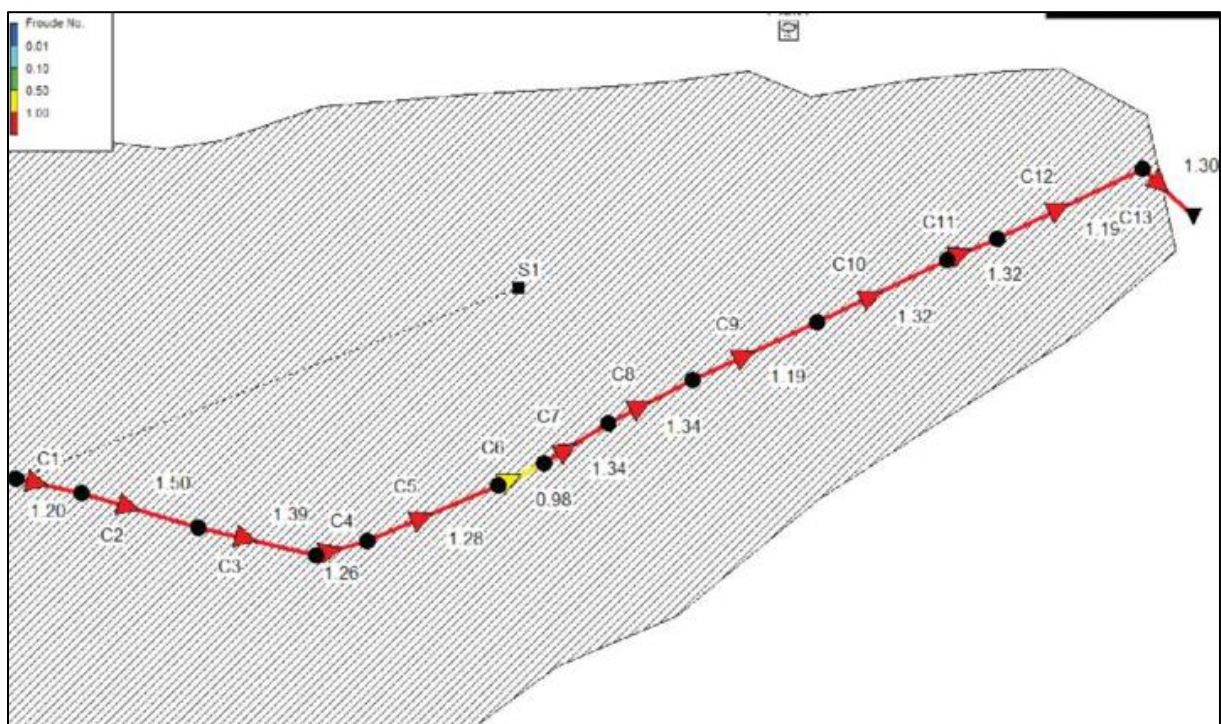


Figure III.15 : Nombre de Froude dans le réseau au bout de 01 h 30 min.

Ligne d'eau dans les conduites :

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

La ligne d'eau sur la conduite J1- Out est donnée sur la figure (III.16).

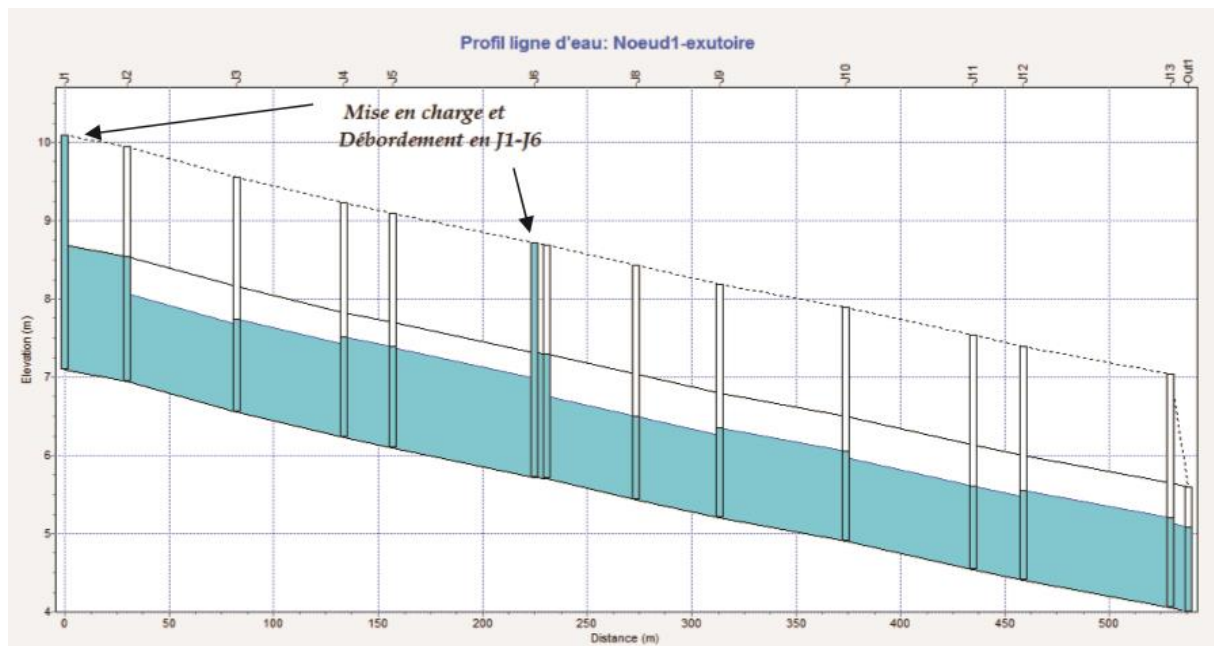


Figure III.16 : Ligne d'eau (cas de pointe) en J1-J6.

Pour une durée totale de pluie de 5h, la réponse hydraulique du réseau n'est pas parfaite le logiciel SWMM5 a fait ressortir certain nombre d'insuffisance de capacité, donc débordement dans les nœuds J1 et J6 qui est provoqué par la surcharge des conduites.

Le modèle décrit une saturation importante des conduites, puisque on a modélisé qu'une seule partie du dernier tronçon, sûrement, il y'a d'autre débordement dans l'amont de J1.

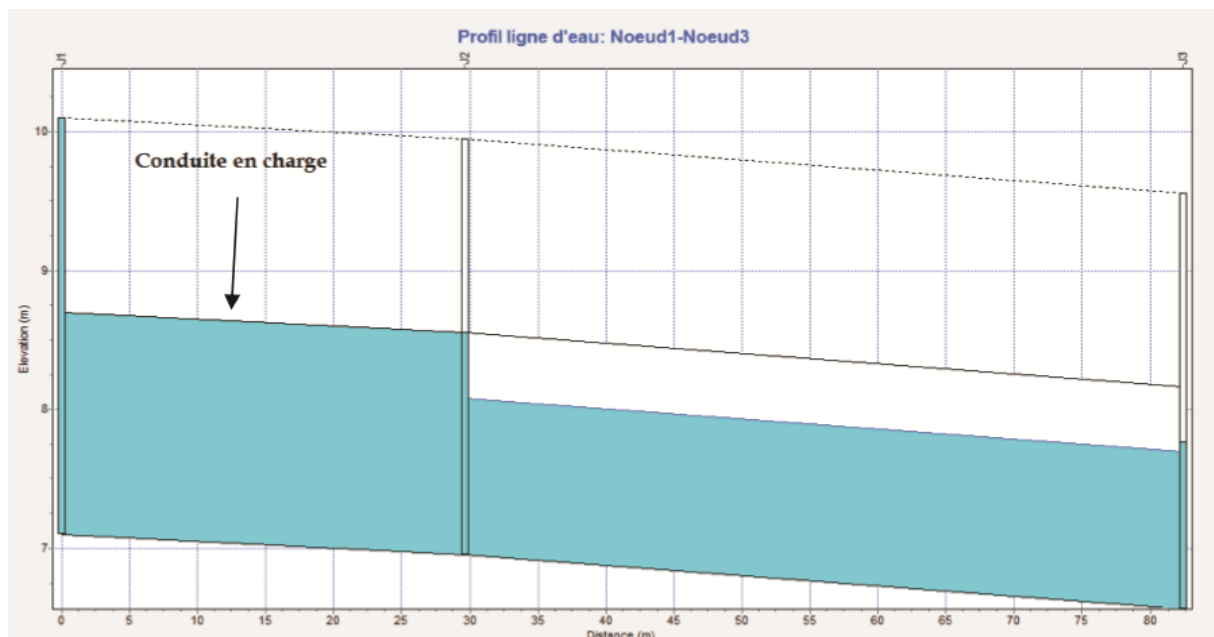


Figure III.17 : Ligne d'eau (cas de pointe) dans la conduite C1.

On remarque que pour le débit de pointe, une légère mise en charge survient sur le tronçon C1. Cette mise en charge est due à l'influence aval causée par le nœud J1. Ayant lieu pendant 30 minutes, elle ne cause pas de problème d'interférence sur les autres branches du réseau, de ce fait, cette mise en charge à l'aval est acceptable.

Le réseau surverse pendant 15 à 45 minutes selon les nœuds incriminés, et génère une hauteur d'eau estimée pouvant dépasser les 25 cm en pointe sur la chaussée.

Sur l'autre partie au niveau du regard J7, la ligne d'eau pour le cas de pointe est donnée sur la figure suivante :

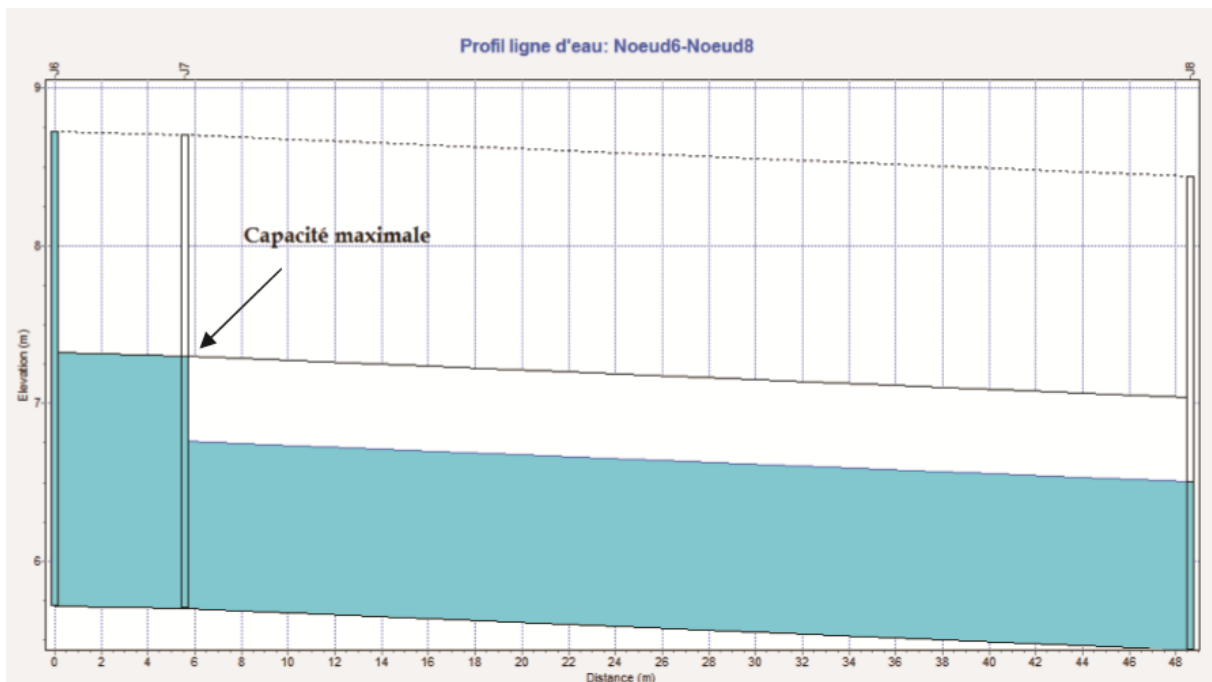


Figure III.18 : Ligne d'eau (cas de pointe) J6-J8.

On remarque aussi sur cette branche que le réseau a atteint sa capacité maximale au bout de 2 h 45 min.

A partir de ces lignes d'eau obtenues sur ce tronçon du réseau, comme cité précédemment, ce problème montre un peu le mâle fonctionnement du réseau du fait que sa durée de réponse dépasse les 40 minutes.

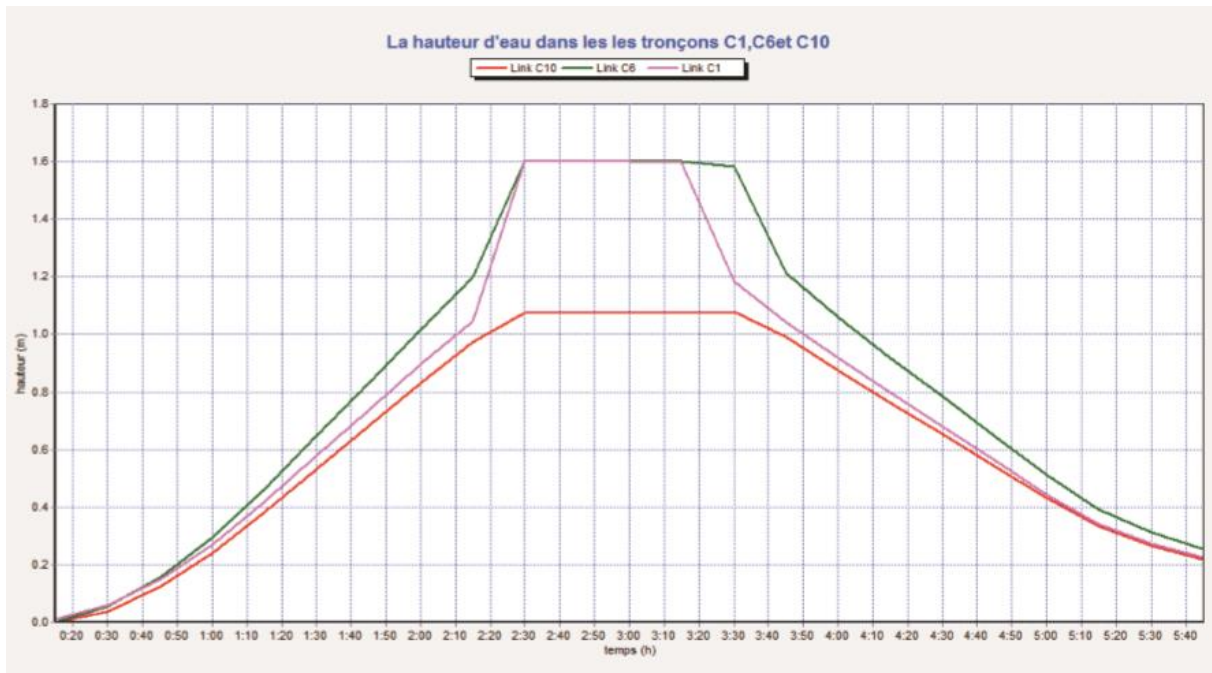


Figure III.19 : La hauteur d'eau dans les tronçons C1, C6et C10.

Ruissellement sur les sous bassins :

La simulation dynamique du réseau permet de visualiser les différentes transformations et les pertes sur le bassin.

On visualiser le hétéogramme à l'entrée (Figure III.20), l'hydrogramme du ruissellement (Figure III.21) et les pertes sur le bassin (Figure III.22).

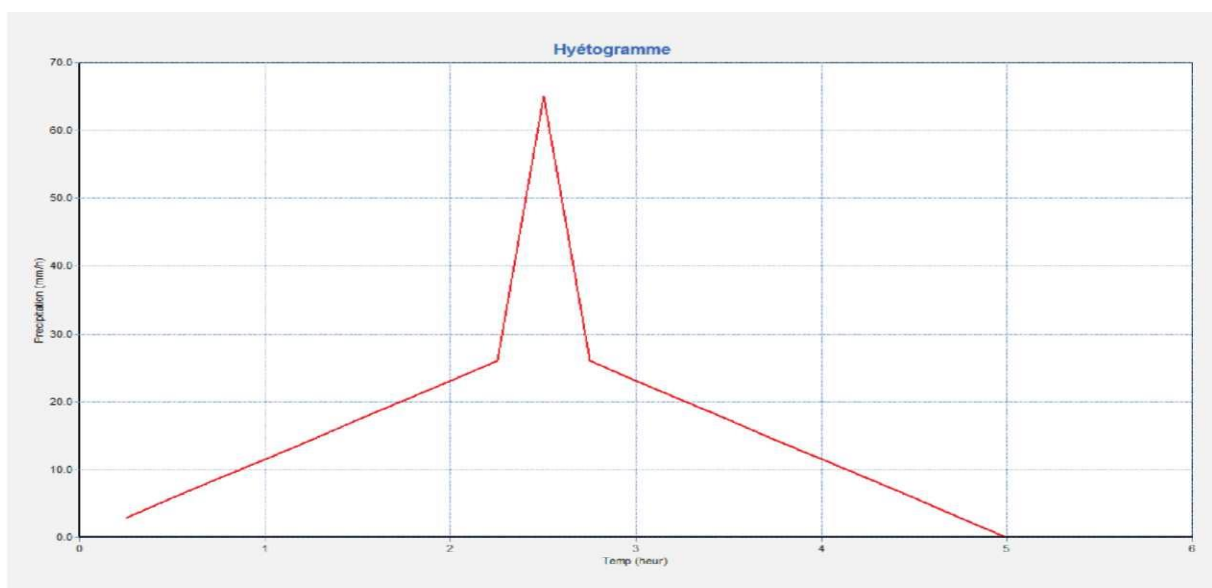


Figure III.20: Hyetogramme à l'entrée du sous bassin.

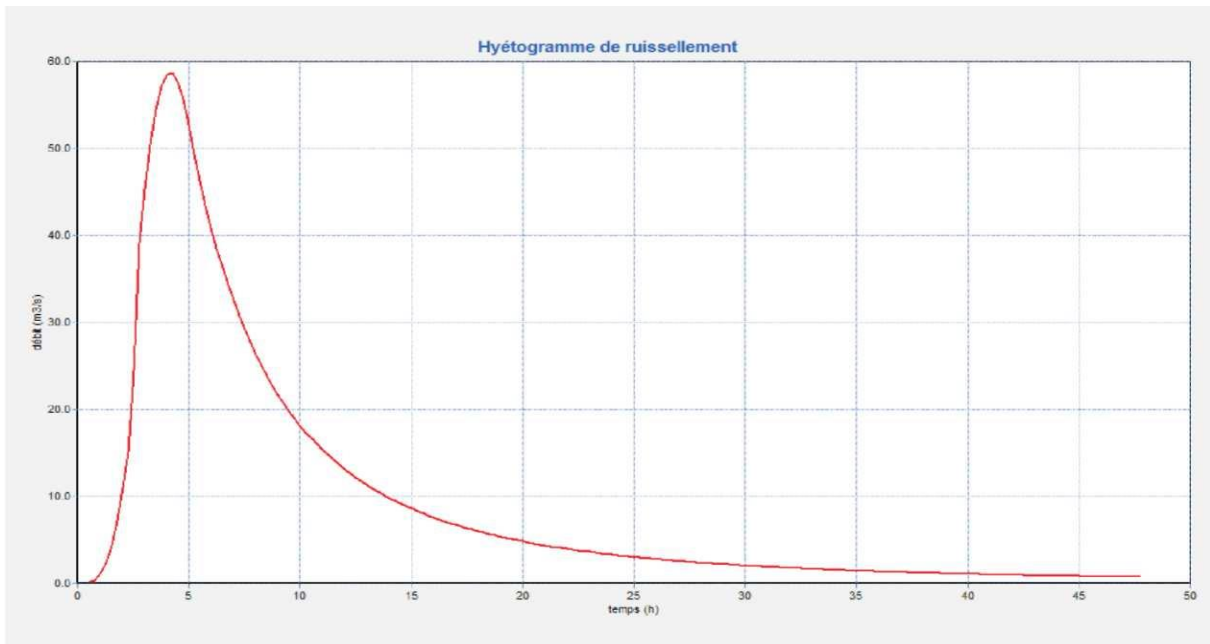


Figure III.21 : Hydrogramme de ruissellement sur le sous bassin.

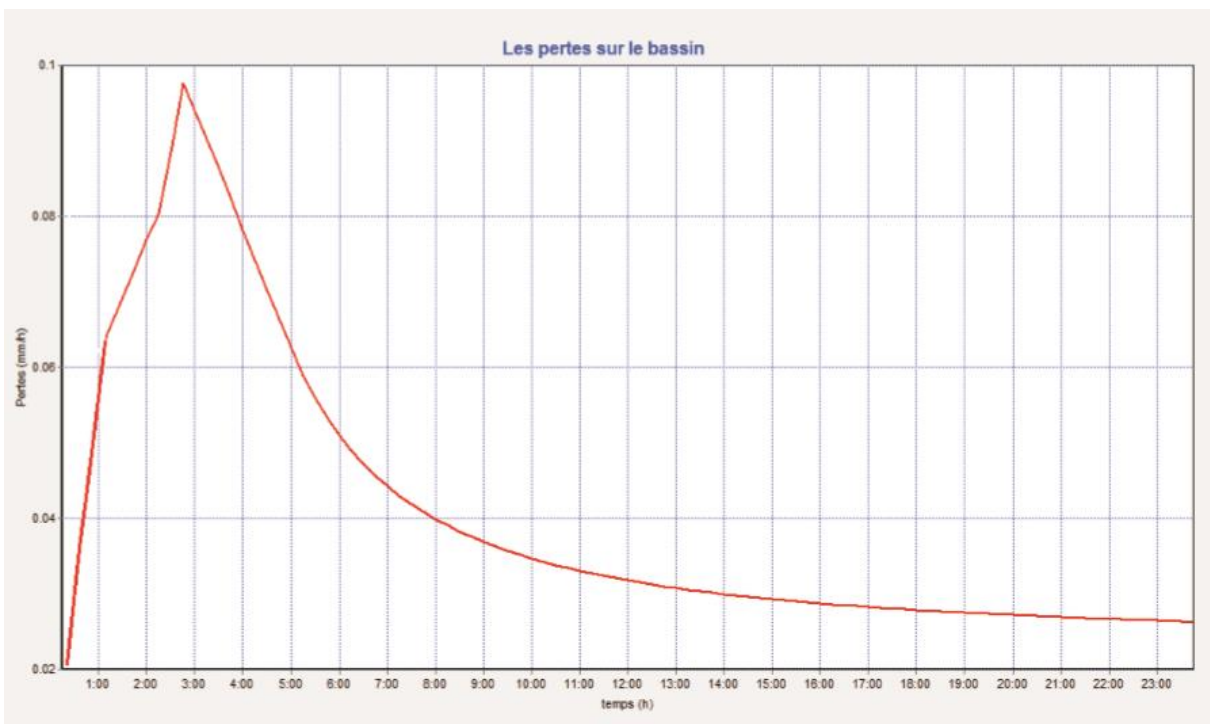


Figure III.22 : Courbe des pertes sur le sous bassin.

On remarque sur cette dernière courbe la création du phénomène du ruissellement. Contrairement au modèle du coefficient de ruissellement constant, le modèle de Horton illustre parfaitement le ruissellement par diminution de l'infiltration. Suite aux pertes initiales par infiltration (très minime) et stockage sur le bassin (dépression du sol et autres). Après

environ 2 heures d'averse, le régime d'équilibre est atteint, suite à une diminution des pertes jusqu'à des valeurs limite très négligeables d'environ 0.04 mm/h.

B) Modèle de Saint-Venant avec prise en compte des dépôts :

L'un des problèmes actuels auxquels les exploitants de réseau se heurtent quotidiennement est constitué par des dépôts de toutes sortes et de toutes origines qui obstruent totalement ou partiellement les collecteurs. La sédimentation de ces matières provoque des dysfonctionnements hydrauliques tels que : les mises en charge et les débordements.

L'objectif de la simulation de ce scénario est de déterminer quelle hauteur de dépôt dans les conduites, engendrant la mise en charge de ces dernières et le débordement des regards. Pour y parvenir, nous supposons que la hauteur de dépôt est uniformément répartie sur tout le réseau (Figure III.23).

Après plusieurs essais, la mise en charge du réseau provoquant le débordement des regards est obtenu pour une hauteur de dépôt d'environ 30 cm.

Pour cette hauteur de dépôt, la figure III.24 donne les tronçons travaillant à gueule bée (en charge).

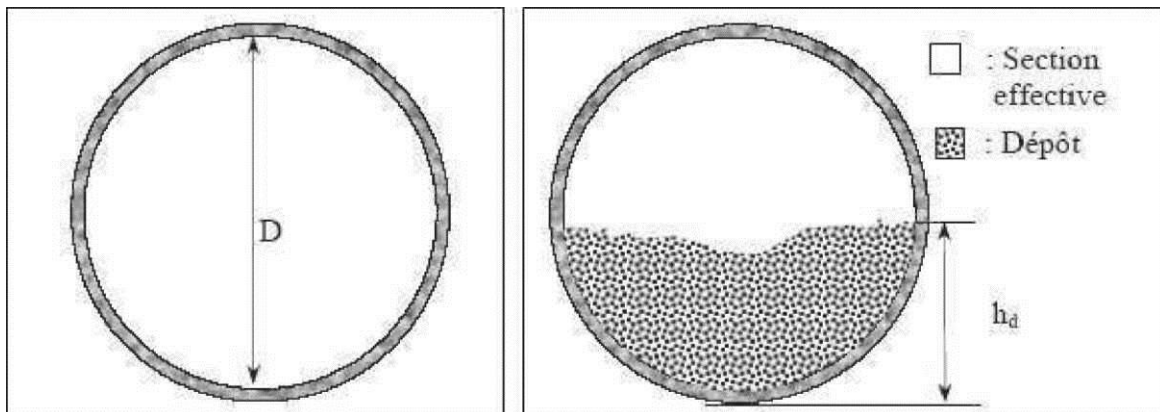


Figure III.23 : Schéma d'une conduite sans dépôt (gauche), et avec dépôt (droite).

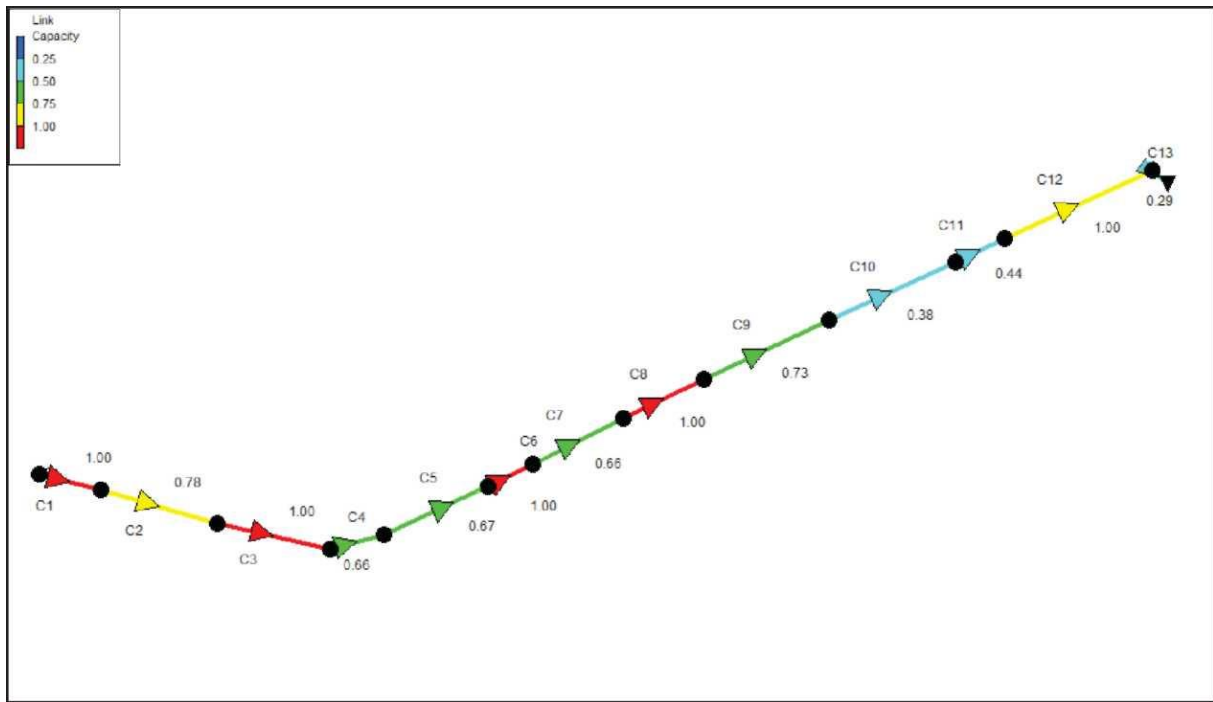


Figure III.24 : Capacité du réseau avec dépôts.

Le débordement du réseau est apparu au niveau de 4 regards (J1, J3, J6 et J8). Les regards en débordement avec un débit mentionné sur la figure III.25.

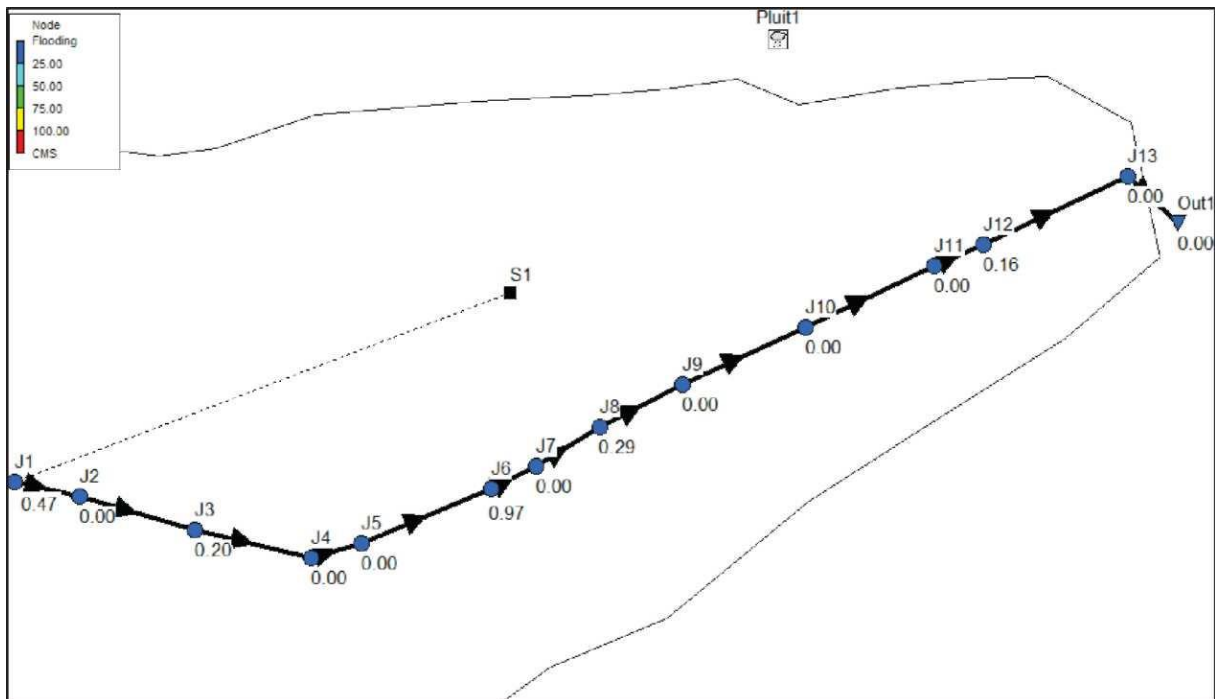


Figure III.25 : Regards causant le débordement du réseau.

On constate alors que les tronçons C1, C3, C6 et C8 sont chargés. Et vu son insuffisance hydraulique provoquée par les dépôts, ceci a provoqué le débordement des regards J1, J3,

J6etJ8 respectivement pendant quelques minutes. Si le pic de la pluie persistait (comme les cas fréquents), le volume débordé sera considérable et peut provoquer des inondations sur l'intégralité de la zone d'étude.

A partir de ces résultats de simulation avec la prise en compte des dépôts, le réseau en question doit être fréquemment nettoyé et suivi pour éviter l'augmentation de la hauteur de dépôt.

C) Résultats avec le modèle de l'onde dynamique :

Ce modèle est plus précis que celui de l'onde cinématique, puisque il ne néglige pas les termes d'inertie, d'accélération convective et de pression, le modèle a révélé un fonctionnement anormal du même tronçon avec une mise en charge totale.

Nous remarquons aussi sur la figure suivante qu'il n'y a pas une discontinuité d'écoulement, ce qui laisse à dire que ce modèle est proche de décrire les phénomènes hydrauliques associés au réseau.

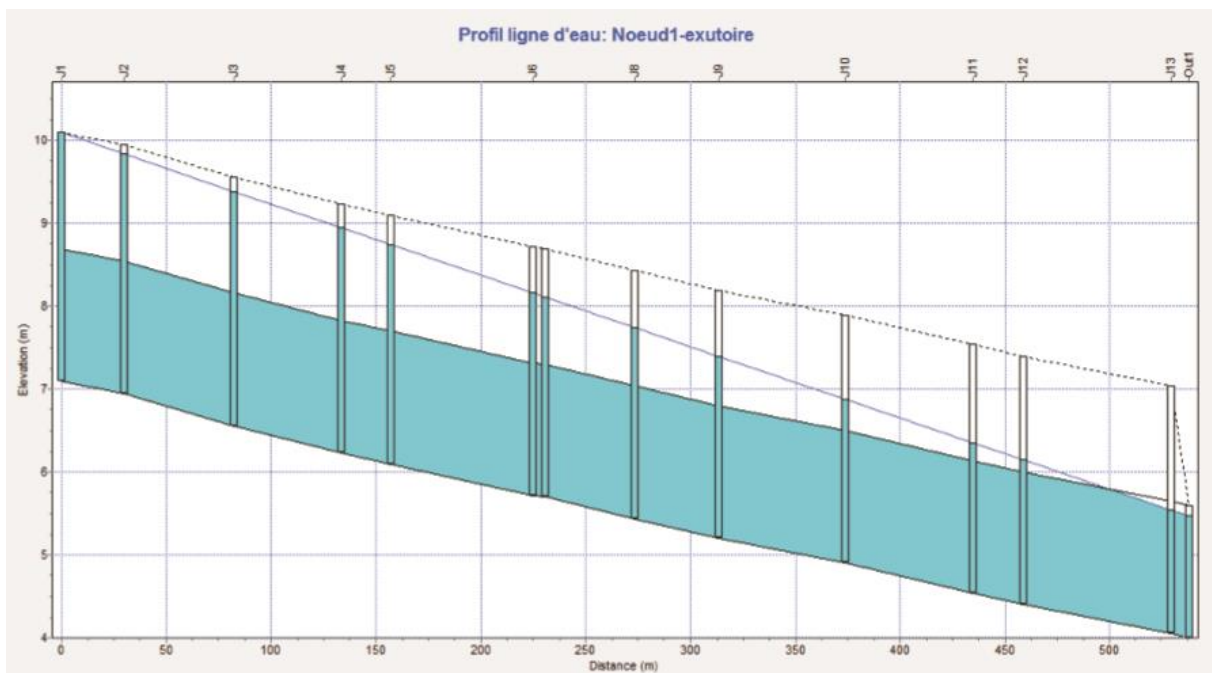


Figure III.26 : Ligne d'eau sur le tronçon J1-exutoire (onde dynamique).

Conclusion

A travers ce travail, on a envisagé d'évaluer les résultats de la modélisation dans les études du réseau d'assainissement en utilisant le logiciel SWMM5

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

- Le réseau en question ne répond pas aux exigences d'évacuation des eaux usées ou pluviales ;
- Pour un événement pluvieux d'une occurrence décennale, on a un risque d'inondation remarquable sur le bassin ;
- La rugosité des conduites augmente en fonction des dépôts, ce qui influe gravement sur l'état du réseau, en augmentant considérablement des nœuds débordés;
- Vu le nombre important des points de débordement dans le réseau (pour la simulation dynamique), pour la même pluie, toutes les conduites sont sous dimensionnées, alors elles nécessitent l'augmentation de leurs diamètres;
- Dans le dimensionnement des réseaux, on doit prendre en considération non seulement la population à l'horizon mais aussi le changement des surfaces perméables (diminution d'infiltration) qui provoque un excès de volume ruisselé qu'il faut l'évacuer.

Il est recommandé pour les études des nouveaux réseaux et des extensions que le maître d'ouvrage mentionne dans le cahier des prescriptions spéciales ce qui suit : «les études doivent être faites par la méthode classique comme un pré dimensionnement en phase d'Avant-projet Sommaire, et par modélisation en avant-projet détaillé avec exigence d'utilisation des techniques alternatives».

On propose donc de sur dimensionner le collecteur ou ajouter un deuxième en reliant les deux par une communication qui aide à décharger l'un à l'autre.

Conclusion Générale

Au terme de ce travail, dans lequel nous avons étudié le fonctionnement du collecteur d'assainissement de (OUED OUCHAIAH)-wilaya d'Alger, le but était d'effectuer une simulation numérique de la réponse du réseau. La série de simulations a été réalisée en utilisant l'un des modèles de calcul disponible qui est le logiciel EPA-SWMM. Après avoir effectué la modélisation physique du réseau en introduisant manuellement tous objets physiques nécessaires à sa caractérisation patrimoniale. La modélisation hydrologique de la transformation pluie-débit a impliqué l'utilisation des fonctions de production et de transfert appropriés dans le but de la fiabilité des résultats, ce qui n'est pas le cas pour les modèles globaux. La simulation du fonctionnement du réseau a fait ressortir les grands points suivants :

- Le réseau actuel est mal dimensionné, et ne répond aux exigences hydrauliques assurant son bon fonctionnement ;
- Le risque de débordement est très courant,
- Les aménagements de la zone sont mal protégés contre les désordres causés par les averses orageuses ;
- Pour un scénario de fonctionnement avec augmentation de la rugosité (dépôt), le dysfonctionnement hydraulique du réseau est aggravé. Ceci a provoqué plusieurs mises en charge et débordements en plus. Nous recommandons donc un curage du réseau de manière à ne pas atteindre des valeurs critiques de la rugosité pouvant causer des dégâts néfastes suite à l'insuffisance du réseau.

Notre choix s'est porté sur le logiciel EPA-SWMM basé sur le modèle SWMM (Huber et al, 1988). EPA-SWMM est une des nombreuses interfaces qui ont été créées pour rendre l'entrée des données et l'utilisation plus conviviales. On trouve une description détaillée dans les manuels d'utilisation.

Le logiciel EPA-SWMM a été principalement choisi pour deux raisons :

- a) Sa puissance et sa rapidité de convergence. La propagation de l'écoulement dans les conduites est représentée par le système complet des équations de Barré De Saint Venant et des schémas de calcul performants sont utilisés ;

b) Sa popularité. Une large proportion des municipalités et des consultants est très familière avec EPA- SWMM ou l'une de ses interfaces.

EPA-SWMM est un modèle sophistiqué pouvant simuler qualitativement et quantitativement les écoulements dans les bassins de drainage et dans les réseaux d'assainissement, que ce soit dans les conduites, les canaux, les bassins de rétention ou autres.

Suite à la conclusion de ce travail, Il est recommandé que les différentes études de réhabilitation du réseau soient faites par la simulation numérique, au lieu de la méthode classique, utilisée en générale actuellement.

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

Références Bibliographiques

- 1. Yves. Dion (2012).** «Optimisation de la gestion en temps réel des réseaux urbains de drainages basés sur la qualité des eaux». Thèse du doctorat. École polytechnique de Montréal.
- 2. Marc. Artois (2011).** «Modélisation de données d'un réseau d'assainissement en vue de la détection de problèmes inhabituels». Thèse du doctorat. Université de Grenoble.
- 3. Hossein. Bonakdari. (2006).** «Modélisation des écoulements en collecteurs d'assainissement : application à la conception des pointes de mesures». Thèse du doctorat. Université de Caen Basse Normandie.
- 4. Yves. Kovacs. (1998).** «Modèles de simulation d'écoulement transitoire en réseau d'assainissement». Thèse du doctorat. L'Ecole Nationale Pont et Chaussée.
- 5. Laaziza. Lamraoui (2009).** «Modélisation du réseau d'assainissement unitaire pour la ville de Boujaad». Mémoire de fin d'études par à l'Ecole Nationale de Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg et Institut Agronomique et Vétérinaire Hassan II.
- 6. Bouhant. Chouaib (2012).** «Diagnostic du Réseau d'Assainissement de La ville AHMED RACHDI-Wilaya de MILA - via SWMM». Mémoire de fin d'études. École nationale polytechnique d'Alger.H7p.
- 7. Daynou. Mathurin (2012).** «Contribution à la modélisation hydrodynamique des écoulements transitoires dans les réseaux de drainage urbain : Théorie et étude de cas». Thèse du doctorat. École polytechnique de Montréal.
- 8. Berland, J.M (2004).** « Réhabilitation des réseaux d'assainissement en zone rurale ». Document technique.H5p.
- 9. Marion Telliez (2010).** «Manuel d'initiation : Traduction et adaptation libres du tutoriel du manuel de l'utilisateur : "Storm Water Management Model – User's Manuel"»
- 10. Bourrier, R (1997)-** Les réseaux d'assainissement (calcul-applications-perspectives). 4ème édition. Ed. Paris. 810p.
- 11. Julien. Baud (2008).** «Modélisation de la gestion des eaux de pluie en milieu urbanise ; méthodologie de construction d'un modèle en vue d'une application avec le logiciel pcswmm.net». Rapport de Master. École polytechnique fédérale de Lausanne.