

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Badji-Mokhtar Annaba



Faculté des Sciences de l'ingénierie
Département des sciences Hydraulique



Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de

MASTER II ACADEMIQUE

Filière hydraulique

THEME

**Diagnostic du réseau d'eau pluvial de la nouvelle ville
AZZABA par EPA-SWMM**

Présenté par:

**ATI SOUHEILA
BERBITI MONIA**

Sous la direction de :

LAOUACHERIA FARES

Jury de soutenance:

- HAMMAR YAHIA	president,	M.C.A	U. Annaba
- LAOUACHERIA FARES	Examineur,	M.A.B	U. Annaba
- CHABI MONCEF	Examineur,	M.A.A	U. Annaba
- KECHIDA SAID	Examineur,	M.A.A	U. Annaba
- SAADANE NACER	Examineur,	M.A.A	U. Annaba

Promotion: Juin 2017

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail avec tant d'énergie :

A ma chère mère, et à mon cher père pour tout le mal qu'ils

Se sont données Afin de ma faciliter ma tâche.

A mes frères Okba et Mohamed, et ma sœur Kaouther et toute la famille

Berbiti qui m'ont soutenu durant toutes

Mes études.

A tous mes proches et ceux qui ont contribué à ma formation.

*A toutes ma famille, a tous mes amies et mes collègues de la promotion du
master sans exception.*

Et je le dédie aussi à tous mes enseignants du département d'hydraulique

Monia

Dédicaces

Que ce travail témoigne de mes respects :

A mes parents :

Grâce à leurs tendres encouragements et leurs grands sacrifices, ils ont pu créer le climat affectueux et propice à la poursuite de mes études.

Aucune dédicace ne pourrait exprimer mon respect, ma considération et mes profonds sentiments envers eux.

Je prie le bon Dieu de les bénir, de veiller sur eux, en espérant qu'ils seront toujours fiers de moi.

A mes sœurs

Sana, Mina ,Hnayen, May, Randa, Ranime, Mouna, Saliha, Malek

et à mes amies

Amel, Asma, Kaouther

A la famille ATI

SOUHEILA

Alkhobar VIP
www.alunaf.com

Remerciements

Je remercie ALLAH de m'avoir prêtée vie, santé et volonté pour achever ce modeste travail.

*Je tiens à remercier, tout d'abord l'équipe pédagogique de l'hydraulique. Je remercie tout particulièrement et surtout mon encadreur Monsieur **LOUACHERIA** pour ses directives et ses orientations et pour le temps qu'il m'accordé .*

Je remercie également, toute personne qui a contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

SOMMAIRE

Chapitre I : Inondations dans les zones urbaines

I.1. Introduction.....	5
I.2. Définitions et généralités.....	6
I.3. Différents types des inondations.....	6
• lentes (inondation étendue)	6
• brutales (crue-éclair)	6
• des inondations (ou submersions) marines.....	6
I.4. Causes des inondations.....	7
I.4.1. Cause naturelle	7
I.4.2. Causes anthropiques directes	7
I.4.3. Causes humaines directes	8
I.4.4. Causes humaines indirectes	8
I.5. Conséquences des inondations.....	9
I.6. Stratégies de lutte contre les inondations.....	9
I.6.1. Exemples des inondations par pays.....	10
I.6.1.1. Les inondations en France.....	10
I.6.1.2. Les inondations à Haïti.....	10
I.6.1.3. Bâb el oued.....	11
I.6.2. villes au plus haut pourcentage d'événements recensés.....	12
I.7. Mécanismes d'écoulement de l'eau dans une ville.....	12
I.7.1. En cas de fortes précipitations.....	13
I.7.2. Débordement du réseau d'assainissement	13
I.8. Conclusion	13

Chapitre II : Modélisation hydrologique et hydraulique

I. La modélisation en hydrologie et en hydraulique urbaine.....	14
---	----

SOMMAIRE

I.1. Introduction.....	14
I.2. Classification des modèles.....	14
I.2.1. Les modèles physiques.....	16
I.2.2. Les modèles mathématiques.....	16
I.2.2.1. Les modèles empiriques.....	16
I.2.2.2. Les modèles statistiques.....	16
I.2.2.3. Les modèles conceptuels.....	16
I.2.3. Les modèles mécanistes (ou à base physique).....	17
I.3. Les processus de modélisation.....	17
I.3.1 Modélisation hydrologique.....	17
• L'évapotranspiration.....	18
• L'interception et le stockage dans les dépressions.....	18
• L'infiltration.....	18
• Les écoulements	19
• Précipitation directe.....	19
• Ecoulement de surface ou ruissellement.....	19
• Ecoulement de subsurface (ou hypodermique).....	19
• Ecoulement souterrain.....	19
I.3.2. Modélisation hydraulique.....	19
• Construire la maquette.....	20
• Simuler l'écoulement.....	20
I.3.2.1. Applications de la modélisation hydraulique.....	21
I.4. Conclusion.....	22
 Chapitre III Méthodologie de modèle de simulation (EPA SWMM)	
III.1. Présentation de la zone d'étude.....	23
III.1.1. Informations géographiques générales.....	23
III.1.1.1. Localisation sur la carte d'Algérie.....	23
III.2. Présentation du logiciel d'étude SWMM.....	24

SOMMAIRE

III.2.1. Présentation des caractéristiques du logiciel	24
III. 2.2. Application séquentielle du modèle	24
III.2.2.1. Format de représentation des données pluviométriques.	24
• Intensité.....	24
• Volume.....	25
• Cumulative.....	25
III. 2.2.2. Transformation pluie/débit, fonction de production.....	25
• Evapotranspiration.....	25
• Pertes constantes.....	25
• Pertes variables.....	25
III. 3. Les pertes d'infiltration.....	25
III. 3.1. Modèle d'infiltration de Green-Ampt	25
III.3.2. Paramètres du modèle.....	26
III. 3.3. Hypothèses simplificatrices du modèle.....	26
III. 3.4. Etablissement de la formule de Green-Ampt.....	26
III. 3.5. Evaluation des paramètres de Green- Ampt	28
III. 4. Modèle d'infiltration d'Horton.....	28
III. 4.1. Evaluation des paramètres de Horton.....	29
• i_{max} : capacité d'infiltration maximale du sol.....	29
• i_{min} : capacité d'infiltration minimale du sol.....	29
• k : constante de temps.....	29
• Durée d'assèchement du sol.....	29
• Volume maximum infiltrable.....	29
III.5.1. Modèle de ruissellement du Curve Number de SCS.....	30
III.5.2. Paramètres du modèle SCS.....	31
III. 5.2.1. Evaluation du CN.....	31
• En fonction du type de sol.....	31
III. 6. Modèle de transfert de l'hydrogramme unitaire.....	33

SOMMAIRE

III. 6.1. Définition de l'hydrogramme unitaire	33
III. 6.2. Averse unitaire	33
III.6.3. Limite	33
III.6.4. Conditions d'application	33
III.7. Sélection d'événements unitaires.....	33
III.7.1. Sur les pluies.....	33
III. 7.2. Sur les crues (après séparation des écoulements).....	34
III.7.3. Calcul de l'hydrogramme unitaire.....	34
III.8. L'hydrogramme unitaire du S.C.S.	34
III.8.1. Transformation pluie/débit : fonction de transfert.....	34
III.8.2. Méthode du réservoir non linéaire (USEPA Runoff)	34
III.8.3. Ecoulements dans les réseaux	34
III. 9. Modèle de la translation simple en régime permanent uniforme	34
III. 9.1. Le modèle de ruissellement de l'onde cinématique.....	35
III.9.2. Modèle de l'onde dynamique.....	36
III.9.3. Modèle de l'onde dynamique.....	36
III. 9.4. Méthode de l'onde dynamique	37
III.10. Conclusion	38

Chapitre IV Résultats et discussion

IV. Introduction.....	40
IV.1. Réseau des eaux pluviales de la zone d'étude.....	41
IV.2. Représentation du profil en long du réseau d'étude.....	43
IV.2.1. l'onde dynamique.....	43
IV.2.2. l'onde cinématique.....	44
IV.3. Hydrogrammes de variation des débits en nœuds (regards).....	45
IV.4. Hydrogrammes de variation des hauteurs d'eau en tronçons (collecteurs).....	47

Résumé

Le phénomène d'inondation dans les zones urbaines est vraiment un risque qui inquiet les collectivités locales à causes des dégâts engendrés par ce dernier et handicap le réseau d'eau pluvial de fonctionner correctement à cause du grand volume de ruissellement qui inonde les routes, les trottoirs et l'accès des lots. L'objectif de notre travail est de tester et étudier le réseau d'eau pluvial de la nouvelle ville de Azzaba afin de cerner tous les problèmes liés à la mauvaise conception, la mal estimation des débits pour le dimensionnement du réseau d'eau pluvial et l'application de méthodes classiques d'estimation des débits tels que la méthode rationnelle et la méthode de Caquot. Cette étude présente deux modèles de routage pour la modélisation de la propagation de la crue dans le réseau d'eau pluvial à savoir le modèle de l'onde cinématique et le modèle de l'onde dynamique sous le logiciel SWMM. Une comparaison a été faite entre ces deux modèles de routage pour savoir quel de ces deux modèles représente plus au moins de points de débordements et de tronçons en charge.

Mots-Clés : Eau pluvial, inondation, onde cinématique, onde dynamique, ruissellement.

ملخص

ظاهرة الفيضانات في المناطق الحضرية هو حقا خطر يتمثل في أن قلق السلطات المحلية لأسباب الأضرار الناجمة عن ذلك ويعوق شبكة تصريف مياه الأمطار بشكل صحيح نظرا لحجم كبير من الجريان السطحي الذي يغمر الطرق، الأرصفة والكثير الوصول. والهدف من عملنا هو لاختبار ودراسة شبكة تصريف مياه الأمطار في بلدة جديدة من عزابة لتحديد جميع المشاكل المتعلقة سوء التصميم، وتقدير سيء من معدلات تدفق لتحجيم شبكة تصريف مياه الأمطار تطبيق أساليب تقدير تدفق التقليدية مثل طريقة عقلانية وطريقة **Caquot**. تقدم هذه الدراسة نموذجين التوجيه لنمذجة انتشار الفيضانات في نظام تصريف مياه الأمطار وهذا هو نموذج من نموذج الموجة الحركية وموجة ديناميكية في البرنامج **SWMM**. وأجريت مقارنة بين هذه النماذج التوجيه اثنين لمعرفة أي من هذين النموذجين هو أكثر أو أقل تجاوزات نقطة والمقاطع المعتمدة.

كلمات البحث: مياه الأمطار والفيضانات والموجات الحركية، وديناميات موجة، والجريان السطحي.

Abstract

The flooding phenomenon in urban areas is a real risk for local communities because of the damage caused by the flood and hinders the storm water system from functioning properly due to the large volume of runoff that floods roads, Sidewalks and lot access. The objective of our work is to test and study the storm water network of the new city of **Azzaba** in order to identify all problems related to poor design, poor estimation of flows for storm water system design and The application of classical flow estimation methods such as the rational method and the Caquot method. This study presents two routing models for the modeling of flood propagation in the storm water network, namely the kinematic wave model and the dynamic wave model under the SWMM software. A comparison was made between these two routing models to find out which of these two models represents more or less overflow points and loaded sections.

Keywords: Rainwater, flood, kinematic wave, dynamic wave, runoff.

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure .I.1. Phénomène d'inondation dans les zones urbaines

Figure .I.2. Inondation s'écoulant sur un pont (France)

Figure .I.3. Inondation de la ville de Azzaba

Figure .I.4. Surfaces inondées après débordement de réseau d'eau pluvial

Figure .I.5. Inondations de la ville de Skikda

Figure .I.6. Conserver une zone d'expansion de crue suffisante diminuerait considérablement les dégât des crues.

Figure .I.7. Inondation dans le Var le 15 juin 2010 (Draguignan)

Figure .I.8. Inondation à Haïti.

Figure .I.9. Inondations de Novembre 2001 de Bab el oued ALGER

Figure .I.10. Pourcentage d'événements recensés dans plusieurs ville algérienne

CHAPITRE II

Figure .I.1. Classification des modèles hydrologiques

Figure .I.2. Les éléments constitutifs d'un modèle (Singh 1995)

CHAPITRE III

Figure .III.1. Vue aérienne de la ville d'Azzaba

Figure .III.2. situation de la ville d'Azzaba

Figure .III.3. Schématisation du processus de l'infiltration selon Green-Ampt

Figure .III.4. Évolution générale du régime d'infiltration et de l'infiltration

Figure .III.5. Précipitations et volumes produits cumulés pendant une averse d'intensité constante

Figure .III.6. Le modèle de ruissellement de l'onde cinématique

Fig.III.7. Représentation schématique d'un système de drainage vu par SWMM (de Roesner et al., 1992).

CHAPITRE IV

Figure .IV.1. Réseau des eaux pluviales de la zone d'étude

Figure .IV.2. Sous bassins de la zone d'étude

Figure .IV.3. Histogramme de pluie

Figure .IV.4. Hydrogramme simulé par le modèle d'onde cinématique du bassin total

Figure .IV.5. Hydrogramme simulé par le modèle d'onde dynamique du bassin total

Figure .IV.6. Carte des diamètres du réseau de la zone d'étude

Figure .IV.7. Profil en long du collecteur R9-R14 (cas de l'onde dynamique)

Figure .IV.8. Profil en long du collecteur R34-R45 (cas de l'onde dynamique)

Figure .IV.9. Profil en long du collecteur R9-R14 (cas de l'onde cinématique)

Figure .IV.10. Profil en long du collecteur R34-R45 (cas de l'onde cinématique)

Figure .IV.11. Hydrogrammes simulés des hauteurs d'eau en nœud R41 et R42

Figure .IV.12. Hydrogrammes simulés des hauteurs d'eau en nœud R20 et R44

Figure .IV.13. Hydrogrammes simulés des hauteurs d'eau en nœud R12 et R13

Figure .IV.14. Hydrogramme de la hauteur d'eau dans les conduits C42 et C43

Figure .IV.15. Hydrogramme de la hauteur d'eau dans les conduits C11 et C40

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE III

Tableau .III.1.Caractéristique hydrodynamiques des sols pour l'équation de Green- Ampt

Tableau .III.2. Caractéristique hydrodynamiques des sols pour l'équation de Green-Ampt

Tableau .III.3. Evaluation du CN en fonction du type de sol

Tableau .III.4. Evaluation du CN en fonction de l'occupation du sol

CHAPITRE IV

Tableau .IV.1. Comparaison des débits d'entrée et sortie par deux modèles de routage

Tableau .IV.2. Comparaison entre caractéristiques des nœuds par les modèles OC et OD

Tableau .IV. 2. Comparaison entre les caractéristiques des conduits par les modèles OC et OD

Introduction

Le phénomène des inondations dans le monde représente un grand risque sur la vie humaine et sur les infrastructures, ce qui influe sur l'économie des pays. L'Algérie parmi ces pays touchés par ce phénomène, qui est souvent nuisibles et cause des dégâts humains, matériels et financiers.

Les causes principales de genèse des inondations sont dues essentiellement au changement climatique et l'extension des surfaces imperméabilisées, duquel le ruissèlement urbain a pris de plus en plus d'importance depuis une trentaine d'années. La modélisation hydrologique est l'un des solutions qui peut quantifier le volume d'eau ruisselé sur une surface avant son arrivée à l'exutoire, le choix du modèle hydrologique est une étape primordiale qui est toujours liés au contexte de notre étude à savoir la partie de production qui est représentée par le modèle de Horton et la partie de transfert qui est représentée par le modèle de réservoir. En outre les modèles de propagation de crue au niveau du réseau d'eau pluvial sont différentes à savoir l'onde cinématique, l'onde dynamique. Ces modèles sont aujourd'hui faciles à appliquer surtout lorsqu'ils sont hébergés au niveau des logiciels tels que SWMM, DHI MOUSE, CANOE...etc. l'objectif de notre travail est de tester la performance de logiciel SWMM sur le réseau d'eau pluvial de la nouvelle ville de Azzaba pour connaître mieux son comportement lors d'une pluie de durée de 6 heures et une période de retour de 10 ans afin de détecter les problèmes qui peuvent se générer lors de cet événement pluvieux.

Notre mémoire est décomposée en quatre chapitres, dans le premier chapitre, nous avons défini l'inondation avec ces différentes types et exemples.

Dans le second chapitre; nous avons intéressé précisément à la notion de modélisation dans le domaine de l'hydrologie et de l'hydraulique urbaine.

Le troisième chapitre, nous avons parlé sur la zone d'étude (Azzaba), sa localisation, la philosophie du logiciel SWMM. Le quatrième chapitre représente l'application du logiciel SWMM sur notre zone d'étude afin d'aboutir a des résultats qui illustrent les différents problèmes liés à notre réseau d'eau pluvial. Enfin une conclusion qui a été faite résumant toutes les étapes de ce travail.

I.1. Introduction

Durant l'été, la circulation atmosphérique est contrôlée par la position de l'Anticyclone des Açores. Cet anticyclone est l'acteur principal du climat méditerranéen, transition entre le climat tempéré classique et le climat semi-aride. Il se définit plus précisément par ses composantes hydriques (Margat, 1992).

Deux saisons pluvieuses, l'une dominante (automne) l'autre secondaire (printemps) encadrent un été chaud et sec,

Des précipitations très irrégulières, tant à l'échelle journalière (très fortes intensités : des pluies exceptionnelles de plusieurs centaines de mm en une journée), qu'à l'échelle annuelle. Elles sont concentrées sur un petit nombre de jours de pluie, entre 50 et 100 par an, en moyenne.

La proximité de la mer, les hautes températures d'été, des défaillances de l'anticyclone peuvent engendrer des orages violents, soudains et imprévus. Les régions méditerranéennes sont souvent le siège de précipitations « monstrueuses », intenses dont certaines donnent lieu à de véritables catastrophes lorsque les ruissellements qu'elles engendrent, qu'ils soient superficiels ou concentrés par des voies naturelles ou artificielles d'écoulement, traversent des secteurs habités (Desbordes et Masson, 1992).

Les petits bassins peuvent alors générer des crues de débits considérables.



Fig.I.1. Phénomène d'inondation dans les zones urbaines

I.2. Définitions et généralités

L'inondation est une submersion temporaire, naturelle ou artificielle, d'un espace avec de l'eau. La moitié des catastrophes naturelles mondiales sont des inondations. Ce terme est fréquemment utilisé pour décrire :

- le débordement d'un cours d'eau, en crue puis en décrue, sur les terrains voisins ; l'eau est répandue dans les talwegs et les dépressions topographiques ;
- le ruissellement très important, soit sur des terres cultivées (inondation boueuse), soit en zone imperméable urbanisée ;
- le débordement ou les conséquences de la rupture d'ouvrages artificiels hydrauliques tels que retenues d'eau, digues, canalisations (agricoles, d'potable, d'assainissement) ou la rupture d'une retenue naturelle comme celle d'un lac glaciaire, provoquant une inondation soudaine ;
- la remontée émergente d'une nappe phréatique ; l'envahissement temporaire par la mer d'une zone côtière lors d'une submersion marine.

I.3. Différents types des inondations

Les inondations résultent d'un certain nombre de conditions météorologiques avec une origine, des caractéristiques et une durée différentes. On en distingue trois grands types :

- **lentes (inondation étendue)** : comme les crues du Rhône en 2003, faisant suite à une longue période pluvieuse ;
- **brutales (crue-éclair)** : après un orage violent ou un ou deux jours de fortes pluies sur sol sec, certaines inondations peuvent violemment endommager les champs, villages et villes, ainsi que de nombreuses infrastructures, comme à Florence en 1966 où l'eau a envahi de nombreux quartiers de la ville
- **des inondations (ou submersions) marines** peuvent être dues à un tsunami, une rupture de digue ou d'écluse, ou à des conditions météorologiques exceptionnelles.



Fig.I.2. Inondation s'écoulant sur un pont (France)

I.4. Causes des inondations

Elles peuvent avoir de nombreuses causes cumulables :

I.4.1. Cause naturelle

Liées aux aléas climatiques et phénomènes météorologiques (ex : pluie torrentielle sous orages) attendus ou à un événement naturel (glissement de terrain) qui empêche l'écoulement habituel de l'eau.

I.4.2. Causes anthropiques directes

Le drainage, l'irrigation, l'imperméabilisation et la dégradation des sols, certaines pratiques agricoles intensives peuvent accélérer le ruissellement de l'eau et en limiter l'infiltration (fig.I.3 et I.4).



Fig.I.3. Inondation de la ville de Azzaba



Fig.I.4. Surfaces inondées après débordement de réseau d'eau pluvial

1.4.3. Causes humaines directes

Établissements d'écluses, de barrages permettant certes la navigation et le transport fluvial, mais diminuant la pente naturelle du cours d'eau, absence de gestion et de coordination des barrages à l'approche des crues.

1.4.4. Causes humaines indirectes

liées aux changements climatiques globales (émissions de gaz à effet de serre qui entraînent la fonte des glaciers et qui provoquent une montée du niveau des océans, des cours d'eau, ou qui pourrait entraîner des cyclones plus intenses (fig.5).



Fig.I.5. Inondations de la ville de Skikda

I.5. Conséquences des inondations

Les inondations touchent tous les pays du globe mais avec des effets très diversifiés. Ces catastrophes naturelles ont un impact important sur notre société. En 2011, elles représentaient 1 désastre naturel sur 2 et ont causé 57,1% du total de victimes de catastrophes naturelles dans le monde. Il est donc primordial d'analyser leurs impacts sur la vie et la santé, sur l'économie, mais aussi sur l'environnement et l'écologie. Les politiques pour enrayer ce phénomène sont nombreuses et ne cessent de se multiplier car la fréquence des inondations est en hausse.

I.6. Stratégies de lutte contre les inondations



Fig.I.6. Conserver une zone d'expansion de crue suffisante diminuerait considérablement les dégâts des crues.

Elles sont basées sur une évaluation des flux (Atlas des zones inondables) et une double approche : préventive et curative. Préventivement, les collectivités et individus peuvent chercher à restaurer des zones d'expansion de crue suffisantes. Puisqu'il y a inadéquation entre la quantité d'eau à évacuer et les capacités hydrauliques, la gestion des inondations vise aussi à :

- rétablir ou améliorer des capacités d'écoulement (entretien des berges, élimination des embâcles, curage...) ;
- limiter l'imperméabilisation des sols en milieu urbain (infiltration des eaux de toitures et de ruissellement (après dépollution le cas échéant), création de noues et d'espaces verts susceptibles de servir de zone tampon).
- favoriser la rétention et l'infiltration en amont, par la préservation et la restauration de zones humides⁵⁹, par des pratiques culturales plus adaptées et une gestion d'anticipation du ruissellement visant à stocker l'eau dès le haut du bassin versant, et en freinant son écoulement et en l'infiltrant mieux dans les sols via un réseau de marais, de mares, de fossés, talus, haies, noues, prairies et prés inondables évitant de grossir les inondations en aval.

1.6.1. Exemples des inondations par pays

1.6.1.1. Les inondations en France

La Loire est le plus grand fleuve de France et traverse de nombreux départements avant de se jeter dans l'Atlantique. Sa vallée en aval du Bec d'Allier (près de Nevers) fut maintes fois inondée au cours des siècles passés. Une des nombreuses propositions pour combattre les crues, consiste en un aménagement de la Loire en amont du Bec d'Allier, par la mise en place de retenues multiples le long du parcours des deux cours d'eau. Le choix d'inonder volontairement certains secteurs des vallées satisfait à plusieurs exigences :

- aucun dommage humain ni matériel n'est provoqué ;
- aucun lieu habité n'est submergé ;
- un écoulement ininterrompu des eaux fluviales.

Ces retenues ont un fonctionnement de remplissage et de vidange purement mécanique et autonome, dépendant uniquement de la gravité



Fig.I.7. Inondation dans le Var le 15 juin 2010 (Draguignan)

1.6.1.2. Les inondations à Haïti

Petit pays partageant l'île d'Hispaniola avec la République dominicaine, Haïti est chaque année sujette aux ouragans, de par sa position géographique. Ces derniers entraînent des inondations pouvant se révéler dévastatrices.

Certains projets peuvent cependant contribuer à aider les Haïtiens dans leur quête d'une certaine résilience, à l'image du village de Port-à-Piment, situé au Sud-ouest d'Haïti. Ce village côtier de 14 000 habitants est en fait situé à l'embouchure d'un cours d'eau. En période cyclonique ou lors de fortes précipitations, les crues y sont fréquentes en amont de la ville et accroissent les risques d'inondations et de contamination des eaux.



Fig.I.8. Inondation à Haïti.

1.6.1.3. Bâb el oued

Le 10 novembre 2001, en 24 heures, environ 100 mm de pluies sont tombés sur différents

Quartiers d'Alger, et principalement sur Bâb El Oued, engendrant environ 1000 morts dont 700 à Bâb El Oued. Le déluge n'a duré que trois heures, mais il a provoqué des dégâts importants. Les trombes d'eau et les vents violents qui ont soufflé à plus de 120 km/h ont fait déferler 500 000 m³ d'eau sur cet immense quartier populaire de la capitale.



Fig.I.9. Inondations de Novembre 2001 de Bab el oued ALGER

1.6.2. villes au plus haut pourcentage d'événements recensés

Le territoire algérien a toujours été touché par les inondations. Effectivement, deux grandes inondations ont marqué le milieu urbain et se démarquent de l'ensemble des événements : les 9 et 10 novembre 2001 à Bâb El Oued et le 1er et 2 octobre 2008 dans la région de Ghardaïa. D'autre part, les pourcentages qui suivent sont obtenus par une classification des données selon le facteur de redondance des événements pour chaque wilaya (région administrative) et exposent les régions les plus touchées par les inondations. Dans le cas de notre échantillon, Constantine se distingue fortement parmi les différentes localités touchées et accumule 15,6% des cas sur l'ensemble des données recensées, suivie par Tizi Ouzou avec 8,9%, Ain Defla avec 5,6%, puis Alger, Ghardaïa et Bouira avec 4,4% (Fig.10).

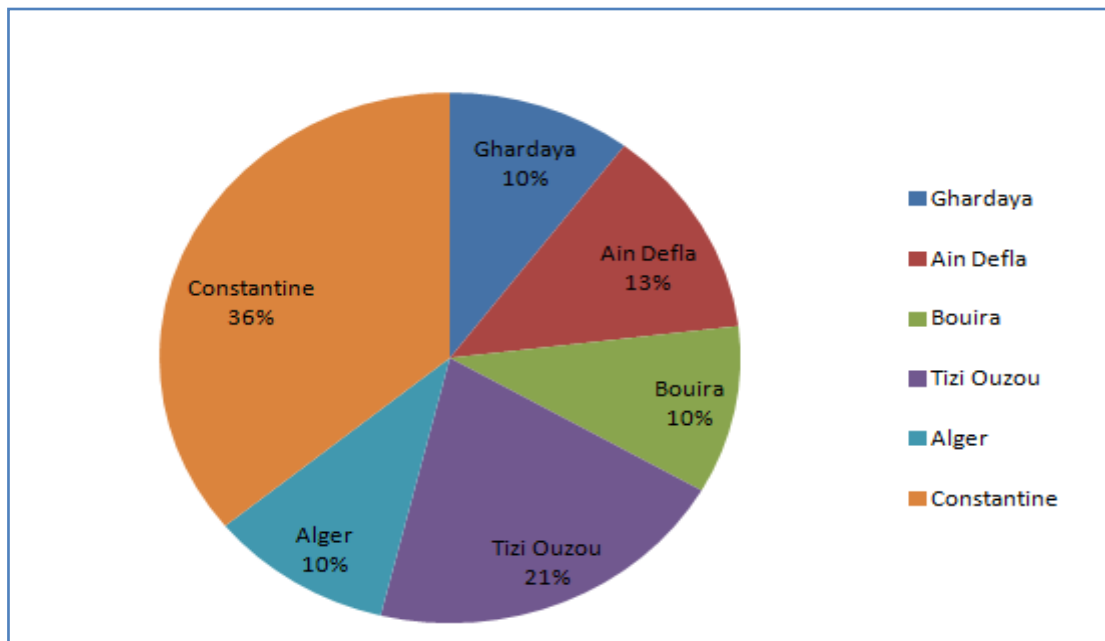


Fig.I.10. Pourcentage d'événements recensés dans plusieurs ville algérienne

1.7. Mécanismes d'écoulement de l'eau dans une ville

Au départ, le réseau hydrographique naturel a été utilisé par l'homme pour son bien être en terme de ressources et de moyen de communication. Cependant, les rivières mettant les habitats en danger, l'homme a modifié la géométrie des cours d'eau et adapté la ville pour s'en protéger.

Selon (Weng Q., 2001), au commencement de l'urbanisation d'une zone, lors du déboisement, l'évapotranspiration diminue et la sédimentation des lits augmente. Puis l'imperméabilisation des sols dans la phase de construction diminue l'infiltration, augmentant ainsi la valeur des débits de crue et réduisant les débits de base. Enfin en phase finale d'urbanisation, l'imperméabilisation s'accélère ; le temps de concentration de l'eau sur le bassin versant diminue et le pic de crue augmente. De plus, la présence du réseau d'assainissement tend à accélérer les écoulements d'eau à travers la ville.

1.7.1. En cas de fortes précipitations

Lorsque les précipitations sont importantes, les cours d'eau peuvent déborder en ville et submerger les protections urbaines (berges). Les rivières peuvent de même déborder à l'amont de la zone urbaine et l'eau entre alors dans la ville par les grandes avenues reliant le centre à la périphérie. Une autre cause d'inondation est le fait que le volume d'eau de pluie qui tombe sur la ville peut être trop important par rapport à la capacité de collecte des avaloirs et le surplus d'eau a alors tendance à rester s'écouler dans les rues. Enfin, le réseau d'assainissement peut aussi déborder au sein de la ville du fait d'un dépassement local de sa capacité et l'eau est ainsi renvoyée du réseau vers la voirie à travers les regards ou les avaloirs.

1.7.2. Débordement du réseau d'assainissement

L'écoulement des eaux dans les réseaux d'assainissement est processus bien connu et maîtrisé par la communauté scientifique. Ces écoulements sont simulés avec des modèles commerciaux tels que DHI Mouse, Hdroworks, SWMM et Canoë ou Papyrus qui sont généralement capables de déterminer les volumes débordant du réseau lors d'un événement.

(Gjorgjevic S. et al ; 2004) rappellent que tant que le niveau d'eau équivalent calculé dans le réseau d'assainissement à un nœud d'échange est inférieur au niveau de la rue, l'inondation d'eau de surface dans le réseau peut avoir lieu si la rue est inondée. Cependant l'ensemble du volume présent dans la maille de surface ne peut intégrer le réseau et (Ettrich N. et al ; 2004) expliquent que le débit maximum pouvant s'écouler à travers un avaloir de la surface vers le réseau d'assainissement dépend de l'écoulement dans la rue et des caractéristiques de l'avaloir. Ensuite, dès lors que le niveau dans le réseau est compris entre le niveau du fond de la rue et le niveau du linge d'eau à la surface (si la rue est inondée), l'écoulement a toujours lieu de la surface vers le réseau mais la loi d'intrusion devient alors très délicate. Finalement, lorsque le niveau d'eau dans le réseau est supérieur au niveau de l'écoulement de surface, un débordement à lieu du réseau vers la surface et la détermination de l'hydro gramme de débordement est là aussi délicat.

I.8. Conclusion

Il faut savoir que la Protection civile algérienne dispose d'un inventaire sur ses interventions dans le cas d'inondations.

Afin de rendre cet inventaire plus exhaustif, il sera dorénavant fait en concertation avec la Direction des risques naturels de la Protection civile algérienne, vers un objectif commun qui est l'élaboration d'une cartographie des risques exploitable, spécifique à chaque commune et en vue d'une meilleure gestion urbaine communale. Cette étape semble essentielle pour la mise en place de politiques d'adaptation et de réduction des risques, notamment en vue de lutter contre les effets des inondations dans un environnement changeant suite à l'action combinée d'une planification urbaine souvent déficiente (OZER, 2014) et des impacts du changement climatique (ELBATRAN & ABOULNAGA, 2015).

I. La modélisation en hydrologie et en hydraulique urbaine

I.1. Introduction

L'avènement des technologies informatiques a permis de substituer certaines expériences par les simulations numériques. Ainsi, la modélisation est devenue une attitude commune à la recherche scientifique. Elle rejoint les attitudes premières que sont l'expérimentation et l'observation et peut même, dans certains cas, substituer ces dernières non sans induire du même coup quelques difficultés.

Avant de s'intéresser précisément à la notion de modélisation dans le domaine de l'hydrologie et de l'hydraulique urbaine, il est intéressant de définir quelques éléments liés à la notion de modèle.

I.2. Classification des modèles

Outre les différentes définitions obtenues en fonction du point de vue du modélisateur, il est également possible de les classer par types d'approche [Musy A 2005] et [Chocat B 1997]. Ces approches ne sont pas exclusives les unes des autres et peuvent même être complémentaires.

Depuis l'apparition de la modélisation hydrologique, de nombreux modèles ont été développés en fonction des objectifs recherchés, sur base de différents choix d'élaboration, menant à une multitude de modèles exploitables dont chacun est doté de champs d'application et de validité restreints. Les différences portent notamment sur les options de simulation en termes de discrétisation spatiale : les modèles sont globaux ou distribués. Et enfin, ils diffèrent au point de vue de l'expression des phénomènes hydrologiques, liés soit à des équations empiriques, soit à des équations physiques, soit à une simplification plus ou moins poussée de ces équations physiques (approche conceptuelle). Bref, les critères de classification des modèles reposent principalement sur la représentation de l'espace, du temps et des processus décrits [Singh, 1995 Payraudeau, 2002]. La figure. (I.1) donne une classification des modèles hydrologiques.

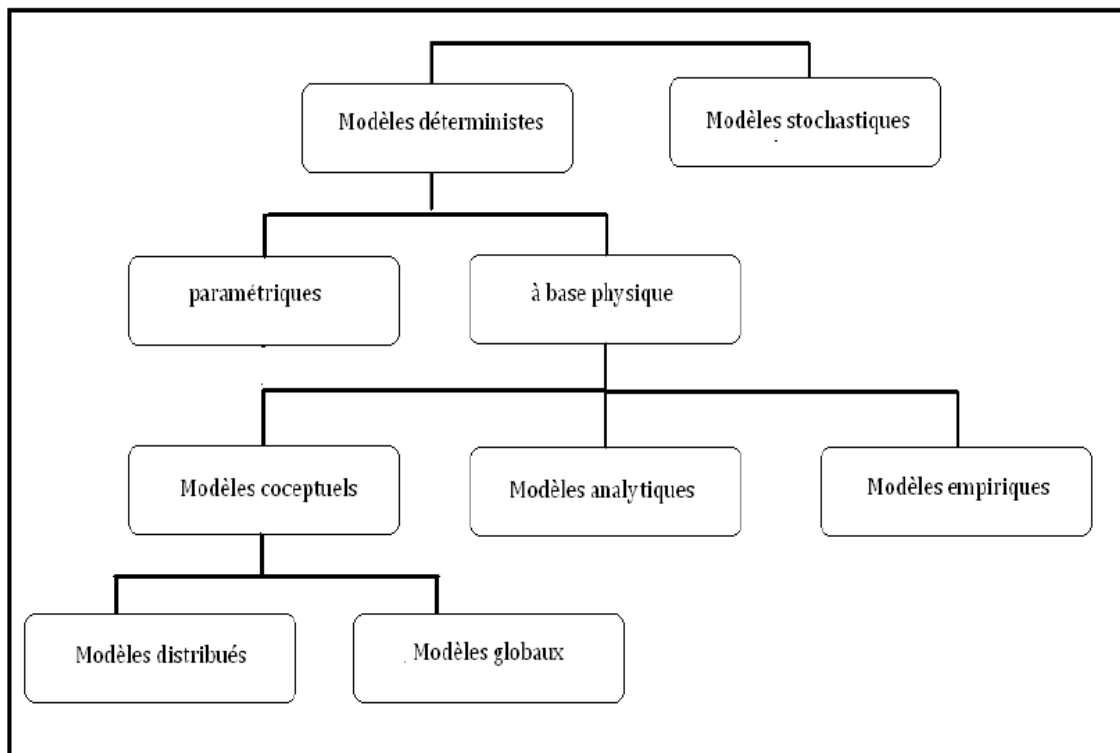


Fig.I.1. Classification des modèles hydrologiques

Selon la figure.I.2.un modèle est caractérisé par 5 éléments constitutifs :la géométrie du système (bassin versant),les entrées dans le système , les lois de formalisation des processus, l'état initial et les condition aux limites du système et enfin les sorties [Singh 1995].

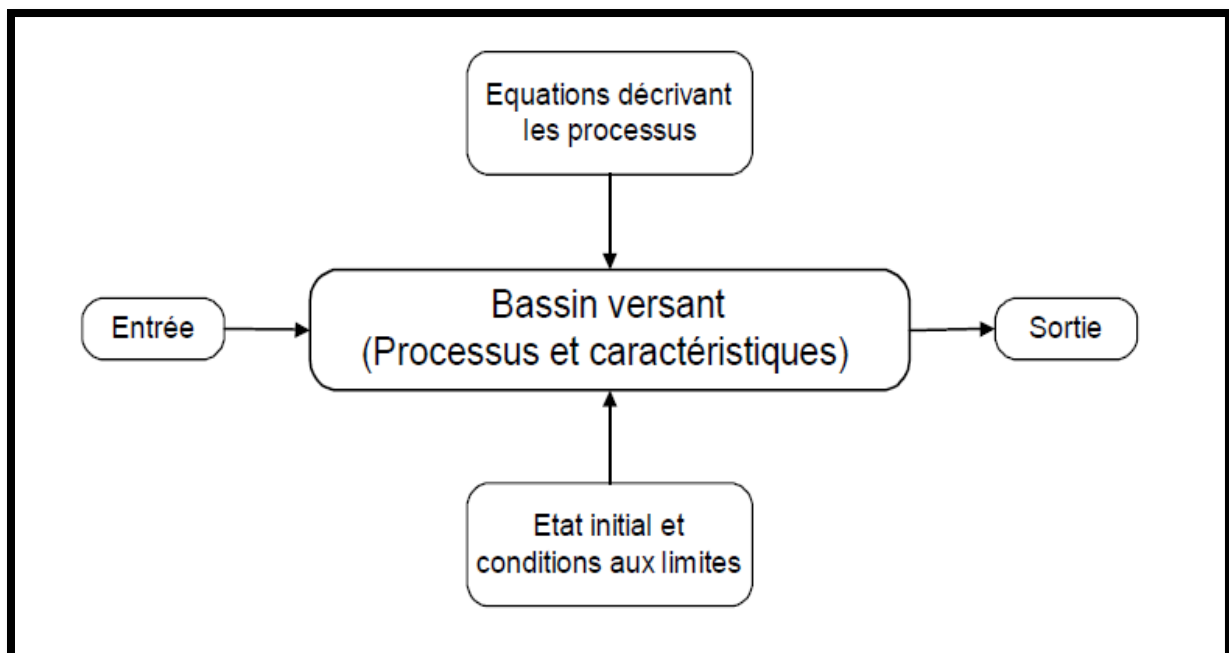


Fig.I.2. Les éléments constitutifs d'un modèle [Singh 1995]

I.2.1. Les modèles physiques

Dans ce cas, le modèle devient une maquette reproduite à une échelle spécifique. La principale difficulté revient à transposer le résultat dans la réalité par rapport au facteur d'échelle. Il est souvent impossible d'éviter des distorsions dans les phénomènes. Il devient donc nécessaire de négliger certains aspects. Par exemple, les forces de viscosité sont négligées si les forces de gravité dominent. On parle alors de similitude de Froude. Si au contraire, les forces de gravité peuvent être négligées au profit des forces de viscosité, on parle de similitude de Reynolds.

I.2.2. Les modèles mathématiques

Dans ce cas, le modèle représente sous forme d'équations les phénomènes physiques de la réalité. Il se compose d'une ou plusieurs équations dont l'origine, le degré de complexité et le réalisme multiplient les possibilités de construction. Ainsi, il est possible de distinguer :

I.2.2.1. Les modèles empiriques

Ils sont représentés par des formules et équation simples et empiriques. 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. Les inconvénients de ces modèles sont divers. Parfois, les coefficients locaux interviennent et ne sont pas transposables directement. Il n'y a pas de moyens de contrôle de l'ordre de grandeur et il n'est pas possible de rattacher d'autres processus (par exemple un bilan polluai ou le transport solide aux crues calculées).

I.2.2.2. Les modèles statistiques

Ils utilisent des fonctions de distribution (loi Normale, de Gumbel) afin d'évaluer ou de prédire un comportement observé. Ces méthodes analysent les variables en tant qu'échantillon d'une population statistique dans le but d'une régionalisation ou en vue de la prédiction de certaines grandeurs. En hydrologie, la variable la plus utilisée est le débit à l'exutoire d'un bassin versant, et notamment le débit maximum et minimum journalier ,mensuel ou annuel. L'expérience indique que les valeurs moyennes d'un comportement sont représentées correctement par la loi Normale, et que les valeurs maximums et minimums sont mieux approchées par une loi de type « extrême » telle que la loi de Gumbel.

Les principales faiblesses de ces modèles sont :

- Estimation d'une valeur caractéristique seulement ;
- Non prise en compte de nombreux paramètres ;
- Impossibilité de rattacher d'autres processus ;
- Résultats dépendent des données ;
- Difficulté de calculer les erreurs de simulation;

I.2.2.3. Les modèles conceptuels

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. En hydrologie, les deux concepts de modélisation principalement utilisés sont :

- la représentation de la géométrie des surfaces d'écoulement par des plans rectangulaires de pentes constantes ;
- la représentation de l'écoulement par des réservoirs fictifs;

I.2.3. Les modèles mécanistes (ou à base physique)

Ils résolvent des systèmes d'équations de quantité de mouvement et de continuité liés au transport d'eau, de substance ou d'énergie. Ils décrivent mathématiquement les phénomènes rencontrés. A titre d'exemple, l'équation de Barré St-Venant pour les écoulements en surface libre ou de Darcy-Richards pour les écoulements souterrains. De tels modèles nécessitent une description détaillée du bassin versant, des schémas numériques robustes et la détermination de paramètres physiques (paramètre de friction, conductivité hydraulique etc.), ces derniers pouvant être mesurés in situ. Cependant l'utilisation rigoureuse des paramètres réels ne permet pas d'éviter des distorsions des modèles. En effet, des simplifications inévitables impliquent que certains processus ne sont pas simulés correctement. Ainsi, les paramètres réels du modèle doivent intégrer une erreur, une information sur les paramètres non pris en compte, si le modèle est calé.

Il en découle qu'un modèle à base physique donne des réponses très proches des observations avec des paramètres physiques différents de ceux mesurés.

Les inconvénients de ces modèles sont la mise en œuvre fastidieuse, la détermination des paramètres et leur coût.

I.3. Les processus de modélisation

La modélisation hydrologique étudie principalement la réaction d'un ensemble de bassins versants et d'un réseau à un événement pluviométrique. Ses buts sont divers et permettent soit d'évaluer l'état d'un système ou de procéder à des calculs de dimensionnement, soit d'étudier les perspectives de développement ou de correction du système.

Pour ce faire, il faut plus que la seule connaissance du débit de pointe obtenu par la méthode rationnelle pour déterminer les volumes d'eau de ruissellement. Il est utile de connaître les hydrogrammes de ruissellement aux différents points névralgiques des réseaux et bassins de drainage.

Les processus pris en compte varient suivant les modèles. Mais pour être les plus représentatifs de la réalité, les phénomènes suivant doivent être intégrés. Ils peuvent être séparé dans trois catégories différentes : la modélisation hydrologique, la modélisation hydraulique, la modélisation polluative.

I.3.1 Modélisation hydrologique

La modélisation hydrologique à l'échelle des bassins suppose le remplacement des débits pluvieux par les pluies correspondantes. Le modèle couvre la surface d'un bassin hydrographique entier, sur lequel on simule de divers événements pluvieux. Les débits initiaux pris en considération dans le modèle hydraulique ne sont plus estimés par des calculs de probabilité, mais ils résultent des modèles hydrologiques. C'est comme si le modèle physique couvrait de grandes surfaces et les robinets étaient remplacés par des douches, alors qu'on observe non seulement le débordement des lits mais aussi la façon dont l'eau pluvieuse

s'accumule dans les lits. De cette façon, on peut évaluer l'impact sur l'inondabilité de certaines modifications au niveau des terrains, telles que les défrichements.

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

- ***L'évapotranspiration***

Ce terme englobe l'évaporation et la transpiration des végétaux. Il s'agit de la transformation de la phase vapeur à la phase physique. Les plans d'eau et la couverture végétale sont les principales sources de ce phénomène. Ils dépendent essentiellement de deux facteurs, la quantité de chaleur à disposition et la capacité de l'air à stocker de pour la transpiration. Le premier facteur provient de l'énergie fournie par le soleil et varie essentiellement selon le gradient de la latitude et de l'altitude. Le second facteur peut s'exprimer par la notion d'humidité relative qui est le rapport de la quantité d'eau contenue dans une masse d'air et la quantité maximale d'eau que peut contenir cette masse d'air. Alors que la transpiration est surtout conditionnée par les conditions climatiques, les conditions liées aux sols et le type de végétation.

- ***L'interception et le stockage dans les dépressions***

L'interception se définit comme la fraction d'eau qui est interceptée par le couvert végétal mais aussi les surfaces plus ou moins perméables comme les constructions ou les routes (surfaces à ne pas négliger en hydrologie urbaine). Ce phénomène étant étroitement relié à l'évapotranspiration, ce sont surtout les facteurs météorologiques (notamment la durée et l'intensité de la pluie) et le type de couverture du sol qui vont influencer la quantité d'eau interceptée.

Le stockage dans les dépressions comprend l'eau emmagasinée dans les creux jusqu'à leur déversement.

- ***L'infiltration***

L'estimation de l'importance des processus d'infiltration va permettre d'estimer quelle fraction va alimenter l'écoulement souterrain et l'écoulement de surface.

L'infiltration se définit comme le transfert de l'eau à travers les couches superficielles du sol lorsque celui-ci reçoit des précipitations. Tout d'abord, l'eau d'infiltration remplit les interstices en surface du sol puis pénètre dans celui-ci sous l'effet des forces de gravitation et des forces de succion. Elle est influencée par les facteurs suivant : le type de sol, la compaction de la surface du sol, la couverture du sol, la topographie, la morphologie, le débit d'alimentation et la teneur en eau initiale du sol.

Différentes relations mathématiques expriment le flux d'eau que le sol est capable d'absorber à travers le temps. Cette notion est déterminée par la « capacité d'infiltration » d'un sol. Deux approches permettent de la déterminer. Une approche à base physique qui s'appuie sur la loi de Darcy et que définit le modèle de Green - Ampt. Une approche empirique qui est définie par la formule de Horton.

- ***Les écoulements***

De par la diversité de ses formes les hydrologues distinguent plusieurs types d'écoulement. Quatre chemins principaux vont guider la goutte d'eau jusqu'à la rivière ou l'exutoire du bassin versant :

- ***Précipitation directe***

Fraction de pluie qui tombe directement à la surface libre du cours d'eau pour atteindre l'exutoire du bassin versant. Cette contribution est peu influente dans les phénomènes de crues puisque la surface des cours d'eau est faible en rapport des surfaces des bassins versants.

- ***Écoulement de surface ou ruissellement***

Fraction de l'eau qui s'écoule plus ou moins librement à la surface des sols pendant les précipitations. Il existe deux causes à l'origine de ce processus. Le ruissellement se produit lorsque la capacité d'infiltration est dépassée ou lorsqu'elle se produit sur un sol déjà saturé en eau.

- ***Écoulement de subsurface (ou hypodermique)***

Il comprend la contribution des horizons de surface totalement ou partiellement saturés en eau. Ces écoulements sont plus lents que le ruissellement mais plus rapide que les écoulements souterrains. On peut également les traduire par « écoulement rapide interne ». Les hydrologues distinguent quatre causes à ces écoulements : l'effet piston, l'écoulement par macropores, intumescence de nappe et l'écoulement de retour. Signalons que pour que ce type d'écoulement apparaisse, il est nécessaire que la conductivité hydraulique latérale soit nettement supérieure à la conductivité verticale.

- ***Écoulement souterrain***

Il représente la part d'eau infiltrée qui transite lentement vers l'exutoire à travers l'aquifère. Les vitesses d'écoulement varient de quelques millimètres quelques mètres par jour. Ce type d'écoulement joue un rôle essentiel dans les débits de base des cours d'eau.

I.3.2. Modélisation hydraulique

La modélisation hydraulique est une méthode de simulation numérique de l'écoulement de l'eau dans les canaux et les cours d'eau, utilisant des logiciels spécialisés. Jusqu'au développement de la technique de calcul, la simulation de l'écoulement de l'eau se faisait sur des modèles à base physique. Un tel modèle est une maquette du terrain, à l'échelle, construite dans un bassin spécialement aménagé à cet effet. Le bassin prévu des robinets qui simulent l'écoulement naturel de l'eau nous permet d'observer la façon dont l'eau s'écoule et déborde. Dans l'image ci-dessous on peut voir un modèle physique basé sur une maquette rigide. Certaines maquettes sont construites en matériau friable afin de pouvoir observer l'effet d'érosion de l'eau sur le terrain et l'évolution naturelle des lits. Ci-dessous on peut voir un modèle à base physique de grandes dimensions, construit en matériau friable, qui permet

d'observer la sinuosité des rivières. Mais avec l'avancée de la technique de calcul, les modèles à base physique commencent à être remplacés par des modèles numériques.

En principe, un modèle hydraulique numérique fonctionne de la même façon que celui physique, seulement que la simulation se fait sur l'ordinateur avec des coûts considérablement réduits.

La modélisation hydraulique numérique comprend deux étapes principales: construire la maquette numérique et simuler l'écoulement.

- ***Construire la maquette***

Dans le processus de modélisation on peut utiliser une maquette numérique continue ou des sections transversales de celle-ci.

On peut définir la maquette continue par un modèle numérique de terrain et l'obtenir à travers des mesures topographiques aériennes et terrestres à la fois. Les mesures topographiques terrestres visent tant les terrains émergés, que ceux submergés, dans le deuxième cas s'agissant des mesures bathymétriques.

Ci-dessous on peut voir la représentation graphique d'un modèle numérique de terrain (maquette numérique) réalisé à l'occasion de l'un de nos projets, en combinant les données des levés aériens et des levés terrestres, y compris bathymétriques.

- ***Simuler l'écoulement***

Pareillement aux modèles physiques, on peut faire une simulation numérique de l'écoulement de l'eau sur des maquettes, comme celle mentionnée ci-dessus. L'écoulement peut être simulé de plusieurs façons:

- un écoulement constant dans le temps: le débit ne change pas pendant la simulation (écoulement permanent)
- un écoulement variable dans le temps: le débit change pendant la simulation (écoulement non permanent)

En se rapportant toujours au modèle physique, on considère l'écoulement comme permanent lorsque le robinet reste en place pendant la simulation et sur la maquette s'écoule une quantité d'eau constante. La simulation de l'écoulement permanent nous permet de déterminer l'étendue de la zone inondée correspondant à une quantité d'eau donnée.

On considère l'écoulement comme non permanent lorsqu'on tourne le robinet au maximum, puis à l'inverse au minimum, pour simuler la crue, respectivement la décrue du niveau de l'eau dans le temps. En variant la quantité d'eau on essaye de reproduire des inondations passées ou futures. Dans le cas des inondations passées, on tourne le robinet et on varie le débit selon des hydrographes réels enregistrés par les postes hydrométriques qui observaient les phénomènes.

La simulation de l'écoulement non permanent nous permet d'observer non seulement l'étendue maximale de la zone inondée, mais aussi le développement de l'inondation à travers toutes ses phases intermédiaires.

L'écoulement non permanent peut être simulé unidimensionnel (1D) ou multidimensionnel (2D et 3D). Les dimensions portent sur l'orientation spatiale des vecteurs de mouvement de l'eau.

- Modélisation 1D: on considère les vecteurs de mouvement dans le plan sur lequel se réalise l'écoulement, parallèles à l'axe du cours d'eau et entre eux
- Modélisation 2D: on considère les vecteurs de mouvement dans le plan sur lequel se réalise l'écoulement, dans toutes les directions possibles
- Modélisation 3D: on considère un mouvement dans toutes les 3 directions spatiales.

Dans les études d'inondabilité on utilise surtout les modélisations 1D et 2D. Les 2 types de modèles hydrauliques peuvent être construits de façon individuelle ou combinée.

Dans l'image ci-dessous on peut voir l'approche différente 1D (en haut) et 2D (en bas) de la simulation de l'écoulement bloqué par un obstacle.

La modélisation 1D est utilisée avec succès dans les canaux rectangulaires, ainsi que dans les lits mineurs des cours d'eau, caractérisés par un écoulement surtout laminaire. En cas de débits élevés (débits de crues), lors des débordements dans le lit majeur (plaine d'inondation), l'écoulement perd son caractère laminaire, ce qui permet aux vecteurs de mouvement de s'orienter dans toutes les directions planes. Bien que la modélisation 1D dispose des techniques pour traiter ce changement du régime d'écoulement, l'emploi de la modélisation 2D assure les meilleurs résultats.

Il y a des situations, telles que la simulation de l'apparition d'une brèche dans la digue de protection pendant l'inondation, qui ne peuvent être traitées que par la modélisation 2D.

I.3.2.1. Applications de la modélisation hydraulique

- Élaboration des cartes des zones inondables et des cartes des risques d'inondation.
- La carte des zones inondables indique l'étendue maximale de la zone inondée correspondant à un débit simulé. On représente d'habitude des débits dont la probabilité de se produire est d'une fois tous les 20, 100 ou 1000 ans. Ces probabilités sont souvent exprimées en pourcentage (par ex. 5%, 1% ou 0,1%). En termes de spécialité, une digue construite à un taux d'assurance de 1% est une digue qui en vertu de ses dimensions est censée résister à une inondation dont la probabilité de se produire est d'une fois tous les cent ans.
- Souvent, les cartes de hasard incluent les limites de la zone qui doit être gardée libre pour permettre l'écoulement de l'eau dans les conditions d'un certain taux d'assurance (période de retour). Cette zone est calculée à partir de la surface inondée à laquelle on ajoute une hauteur fixe à titre préventif.
- Les cartes des risques indiquent les dégâts produits par les inondations, à diverse périodes de retour. Le risque d'inondation diffère de la susceptibilité à l'inondation parce que le risque existe seulement dans le cas des inondations présumées faire des dégâts.
- Les cartes des zones inondables et des risques sont établies sur des bassins ou des districts hydrographiques.
- Les zones inondées sont représentées sur des supports cartographiques récents, des cartes topographiques ou des images aériennes/terrestres. Ci-dessous on peut voir la représentation de la zone inondée sur l'image aérienne. Les différences d'intensité de la couleur indiquent les différences de profondeur de l'eau.
- Simulation des scénarios d'aménagement.

- Dans la plupart des cas, les cartes des zones inondables et des risques sont suivies par l'établissement des plans de prévention du risque inondation (PPRI) proposant des mesures structurelles (y compris des constructions et des aménagements dans le lit ou liés à celui-ci) et non structurelles. Les mesures structurelles peuvent être simulées afin de tester leur impact sur l'écoulement et de déterminer si elles atteignent leur but. La modélisation de ces mesures structurelles nécessite souvent la modification de la maquette numérique et la simulation de l'écoulement dans des conditions nouvelles.
- Parmi les mesures structurelles les plus fréquentes on peut mentionner l'aménagement des retenues sur le cours d'eau ou à côté de celui-ci sous la forme de polders pour atténuer les crues, la modification de la géométrie des lits, ouvrages de prise d'eau qui reçoivent l'excès des rivières une fois le niveau critique atteint, les digues.

I.4. Conclusion

Le concept de modélisation fonctionnelle, présenté dans ce chapitre Permette une modélisation à la carte des systèmes hydrauliques, aussi complexes soit-il.

Cette grande souplesse de modélisation, liée à la fois à la description fonctionnelle du système et à la qualité de l'environnement graphique de programmation, facilite le passage d'un état à un autre, d'une variante d'aménagement à une autre. Elle facilite également de manière très significative la comparaison des résultats et les études de sensibilité.

De nombreux exemples, développés par différents utilisateurs, témoignent de la convivialité et de la performance de logiciel. Ces qualités se mesurent surtout par la rapidité modélisation d'un système, ainsi que par la facilité de gestion et d'interprétation des résultats obtenus.

III.1. Présentation de la zone d'étude

III.1.1 . Informations géographiques générales

III.1.1.1. Localisation sur la carte d'Algérie

Azzaba est une ville algérienne située dans la wilaya de skikda. la ville compte environ 56922 habitants depuis le dernier recensement de la population. Entourée par Es sebt ,Djendel Saadi Mohamed et Ain Charchar ,Azzaba est située à 19 km de sud-est de Ramadan Djamel. Située de 86 mètres d'altitude, la ville d'Azzaba a pour cordonnées géographique :

L'altitude : 36°43'63'' Nord.

Longitude : 7° 6'Est.



Fig.III.1. Vue aérienne de la ville d'Azzaba



Fig.III.2. situation de la ville d'Azzaba

III.2. Présentation du logiciel d'étude SWMM

III.2.1. Présentation des caractéristiques du logiciel

Le logiciel SWMM (Sotrm Water Management Model) a été développé à l'origine pour la modélisation des phénomènes de ruissellement pluvial dans le milieu urbain.

SWMM est un modèle hydrologique dynamique. Il est utilisé pour une simulation unique ou à long terme (continue) de la quantité et de la qualité de l'écoulement des zones principalement urbaines. La composante de ruissellement fonctionne sur une collection de sous-bassins versants qui reçoivent des précipitations et génèrent des eaux de ruissellement et des charges polluantes. La partie de routage transmet ce ruissellement à travers un système de tuyaux, canaux, dispositifs de stockage / traitement, pompes et régulateurs.

SWMM suit la quantité et la qualité du ruissellement effectué dans chaque sous-captage. Il suit le débit, la profondeur de flux et la qualité de l'eau dans chaque tuyau et canal pendant une période de simulation composée de plusieurs étapes de temps. Le SWMM 5 a récemment été étendu pour modéliser les performances hydrologiques de certains types de contrôles de développement à faible impact (LID). Le LID contrôle que l'utilisateur peut choisir d'inclure les sept pratiques d'infrastructure.

III. 2.2. Application séquentielle du modèle

III.2.2.1. Format de représentation des données pluviométriques

Trois types de représentation des données pluviométriques peuvent être utilisés pour la modélisation :

- Intensité : intensité en mm/h mesurée sur chaque intervalle de temps;

- Volume : hauteur précipitée en mm mesurée sur chaque intervalle de temps;
- Cumulative : cumul de hauteur précipitée en mm depuis le début de l'événement pluvieux des pluies chroniques (volume de pluie), ont été utilisées pour l'analyse capacitaire et la simulation des aménagements.

SWMM présentera le même graphique, peu importe si l'averse est présentée sous forme de hauteurs cumulatives, de hauteurs ou d'intensités. C'est par le biais d'un sous-bassin de drainage ou du pluviomètre en faisant apparaître la courbe des précipitations que l'on obtient l'Hyétogramme sous forme d'intensités d'averse une fois l'exécution de la simulation terminée.

III. 2.2.2. Transformation pluie/débit, fonction de production

La fonction de production a pour but principal de tenir compte des pertes au ruissellement pour fournir une grandeur fictive : l'hydro gramme de pluie nette. La qualité principale d'une fonction de production est de reproduire correctement le volume ruisselé à l'exutoire. On raisonne souvent en pertes au ruissellement, les pertes étant constituées par la partie de la pluie qui ne s'écoule pas (pluie brute moins pluie nette). Les pertes au ruissellement sont de différents types :

- Evapotranspiration : SWMM permet de prendre en compte des modèles d'évaporation. Le logiciel ayant été utilisé à l'échelle événementielle, l'évaporation n'a cependant pas été prise en compte.
- Pertes constantes : l'interception et le stockage dans les dépressions du sol sont prises en compte de manière forfaitaire (Dépression Storage).
- Pertes variables : L'infiltration est prise en compte par SWMM à partir des modèles de Horton, de Green- Ampt et du SCS. (Si les eaux souterraines sont simulées, la zone non saturée interagit avec la nappe).

III. 3. Les pertes d'infiltration

III. 3.1. Modèle d'infiltration de Green-Ampt

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

Le processus d'infiltration de l'eau dans le sol est le suivant : la pluie qui arrive sur le sol y pénètre régulièrement selon un front d'humidification qui progresse en profondeur sous l'effet des forces de gravité et de succion.

Le modèle de Green-Ampt, représente ce processus de manière simplifiée selon le schéma suivant :

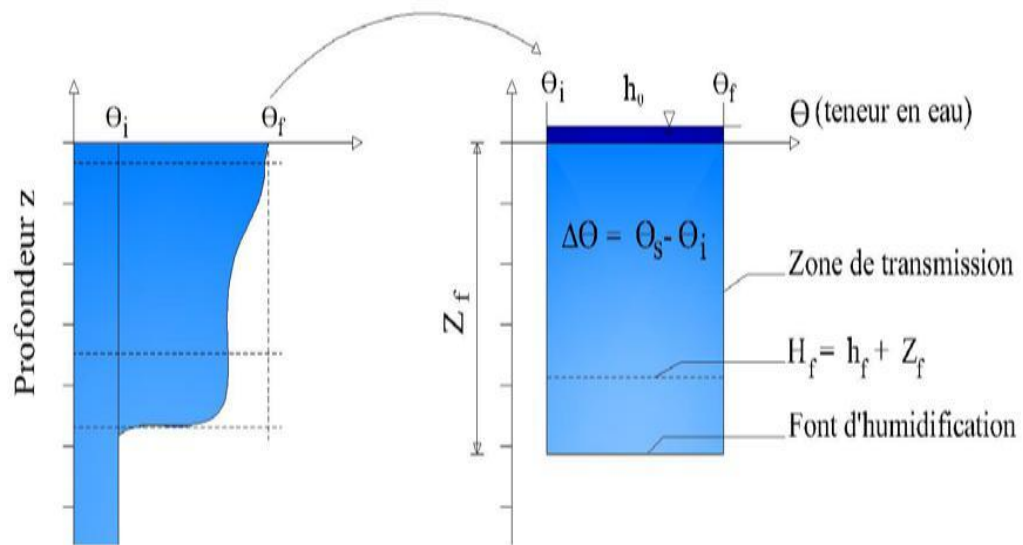


Fig.III.3. Schématisation du processus de l'infiltration selon Green-Ampt

III.3.2. 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 (mm) ($h_f < 0$)

h_0 : 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)

III. 3.3. Hypothèses simplificatrices du modèle

- une teneur en eau de la zone de transmission constante dans le temps et dans l'espace,
- un front d'humidification très marqué,
- un potentiel matriciel h_f à l'aval du front constant également dans le temps et l'espace.

Ces approximations s'appliquent de manière assez satisfaisante dans des sols initialement secs et à texture grossière.

III. 3.4. Etablissement de la formule de Green-Ampt

En appliquant la formule de Darcy entre la surface du sol (0) et le front d'humidification (f) on a pour la vitesse d'infiltration $i(t)$:

$$i(t) = K_s \frac{\Delta H}{\Delta Z} = \frac{(H_0 - H_f)}{0 - Z_f} \dots \dots \dots (III. 1)$$

Avec : $H_0 = h_0$ et $H_f = -Z_f + h_f$

K_s : conductivité hydraulique du sol saturé (mm/h)

Soit:

$$i(t) = K_s \frac{h_0 + Z_f - h_f}{Z_f} \dots \dots \dots (III. 2)$$

Ou encore:

$$i(t) = K_s \frac{h_0 - h_f}{Z_f(t)} + 1 \dots \dots \dots (III. 3)$$

De plus, on voit que l'infiltration cumulative $I(t)$ (volume total d'eau infiltrée depuis le début du processus) est le produit de la variation de teneur en eau ($\theta_f - \theta_0$) par la profondeur du front d'humidification (Z_f) :

$$i(t) = Z_f \cdot (\theta_f - \theta_0) \dots \dots \dots (III. 4)$$

Soit:

$$Z_f(t) = \frac{I(t)}{\theta_f - \theta_0} \dots \dots \dots (III. 5)$$

D'où

$$I(t) = K_s \frac{(h_0 - h_f) \cdot (\theta_0 - \theta_f)}{i(t)} + 1 \dots \dots \dots (III. 6)$$

or on a aussi :

$$i(t) = \frac{dI(t)}{dt} \dots \dots \dots (III. 7)$$

Donc l'équation de Green- Ampt est une équation différentielle :

$$\frac{dI}{dt}(t) = K_s \frac{(h_0 - h_f) \cdot (\theta_0 - \theta_f)}{i(t)} + 1 \dots \dots \dots (III. 8)$$

où $h_f < 0$

Remarque : on peut souvent négliger h_0 devant les autres termes pour simplifier l'équation.

III. 3.5. Evaluation des paramètres de Green- Ampt

Pour un sol ressuyé, la teneur en eau initiale θ_f du sol peut être prise égale à la capacité de rétention (teneur en eau du sol ressuyé).

Tableau.III.1.Caractéristique hydrodynamiques des sols pour l'équation de Green- Ampt

Texture du sol	K_s : conductivité hydraulique du sol saturé (mm/h)	h_f : potentiel de succion (mm)	θ_f : teneur en eau à saturation (en %)	Capacité de rétention (%) (capacité au champ)
Sable	120.4	49	44	0.06
Sable limoneux	30.0	61	44	11
Limon Sableux	10.9	110	45	19
Limon	3.3	89	46	23
Limon fin	6.6	170	5	28
Limon Argilo-Sableux	1.5	220	4	24
Limon Argileux	1.0	210	46	31
Limon fin Argileux	1.02	270	47	34
Argile sableuse	0.51	240	43	32
Argile limoneuse	0.51	290	48	37
Argile	0.25	320	48	38

III. 4. 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 : $i_{\min} = K_s$

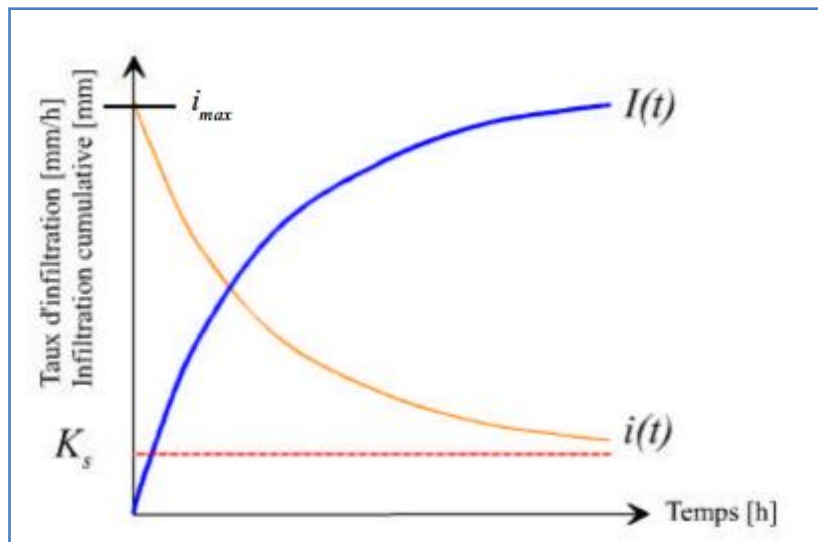


Fig.III.4. Évolution générale du régime d'infiltration et de l'infiltration cumulative au cours du temps (K_s =conductivité hydraulique à saturation)

$$i(t) = i_{\min}(i_{\max} - i_{\min})e^{-k.t} \dots \dots \dots (III.9)$$

où k est une constante de temps

III. 4.1. Evaluation des paramètres de Horton

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

Tableau.III.2. Caractéristique hydrodynamiques des sols pour l'équation de Green-Ampt

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

i_{\min} : capacité d'infiltration minimale du sol : (Min. Infil. Rate) (valeurs de la conductivité hydraulique à saturation) (K_s)

- k : constante de temps : (Decay Const.) Usuellement 2 à 7 heures.

- Durée d'assèchement du sol (Drying Time) Durée (en jours) pour passer d'un sol saturé à un sol complètement sec. Usuellement entre 2 et 14 jours.
- Volume maximum infiltrable (Max. Infil. Volume) en mm (0 si non applicable) (Porosité totale – teneur en eau au point de flétrissement permanent) x profondeur de la zone du sol dans laquelle se produit l'infiltration.

5.1. Modèle de ruissellement du Curve Number de SCS

Le modèle de ruissellement développé par le Soil Conservation Service (SCS) de l'USDA relie le cumul de ruissellement à l'exutoire du BV Q(t) au cumul de la pluie brute P(t), par l'équation:

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \dots \dots \dots (III. 10)$$

I_a= pertes initiales. Elles interviennent en début d'événement pluvieux avant le commencement du ruissellement. Elles se produisent par interception par la végétation, Stockage dans les dépressions et infiltration.

- S= capacité d'infiltration maximale du sol (en mm)

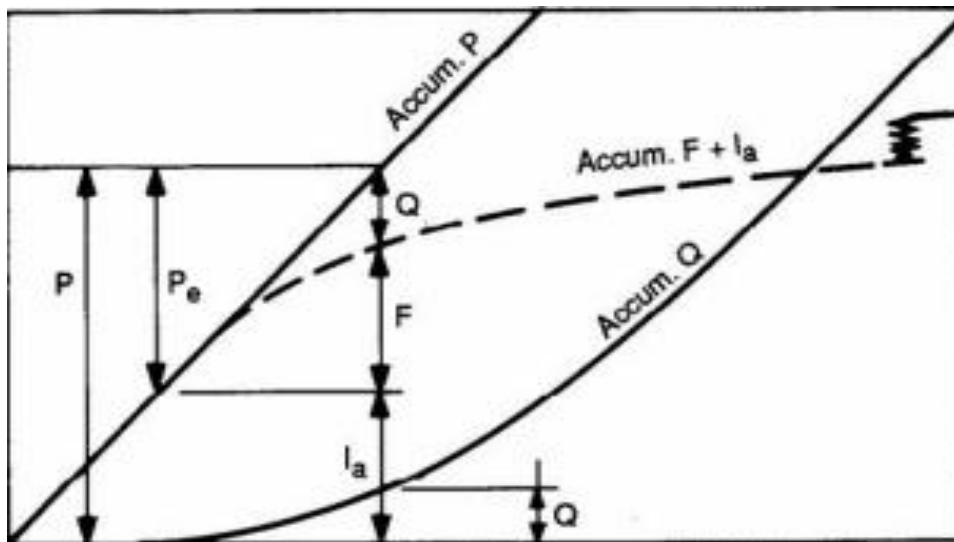


Fig.III.5. Précipitations et volumes produits cumulés pendant une averse d'intensité constante

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.

$$S F / S=Q / (P - I_a) (1).$$

Le volume effectivement infiltré F ayant pour expression F =P - I_a-Q (2) on obtient l'équation générale du modèle en combinant (1) et (2).

En conséquence, le coefficient de ruissellement (Q/P) évolue au cours de l'épisode pluvieux, de 0 lorsque le cumul de pluie brute est inférieur à **Ia** à 1 lorsque le cumul de pluie brute tend vers l'infini.

III.5.2. Paramètres du modèle SCS

Les paramètres d'ajustement du modèle sont I a et S.

On n'admet généralement que I a et S sont liés par la relation: $Ia=0,2 S$

Pour estimer S, on utilise un coefficient d'aptitude au ruissellement intermédiaire appelé Curve Number (CN) qui dépend du type de sol, des conditions d'humidité initiales du sol et de

L'occupation du sol.

Il varie entre 0 et 100 (ses valeurs sont d'autant plus grandes que les surfaces sont imperméables).

On peut alors calculer S : $S = 25,4 (1000 / CN - 10)$ avec S en m

III. 5.2.1. Evaluation du CN

- *En fonction du type de sol*

Tableau.III.3. Evaluation du CN en fonction du type de sol

Groupe de sol	Description	Conductivité hydraulique K_s en (mm/hr)
A	Potentiel de ruissellement faible. Sols à forts taux d'infiltration. Sols profonds sableux ou graveleux, très bien drainés.	³ 11
B	Sols à taux d'infiltration modérés. Sols moyennement profonds à profonds, bien à très bien drainés, à texture assez grossière (limon sableux ou loess)	8 à 4
C	Sols à faibles taux d'infiltration. Sols comportant un horizon faisant obstacle au mouvement vertical de l'eau ou sols à textures moyennement fines à fines. (limons argileux)	4 à 1
D	Potentiel de ruissellement élevé. Sols à très faibles taux d'infiltration. Sols argileux à fort potentiel de gonflement, sols en présence d'une nappe permanente à faible profondeur, sols comportant un horizon argileux proche de la surface et sols superficiels sur matériau imperméable.	1 à 0

Tableau.III.4. Evaluation du CN en fonction de l'occupation du sol

Occupation du sol	Groupe de sol			
	A	B	C	D
Cultures				
sans traitement de conservation des sols	72	81	88	91
avec traitement de conservation des sols	62	71	78	81
Pâturage				
mauvais état	68	79	86	89
bon état	39	61	74	80
Prairie				
Bon état	30	66	77	83
Bois et forêts				
clairsemés, couvert végétal peu dense, sol non couvert	45	66	77	83
couvert dense	25	55	70	77
Espaces ouverts, pelouses, parcs, terrains de golf, cimetières ...				
couverture herbeuse sur 75% ou plus de la surface	39	61	74	80
couverture herbeuse sur 50 - 75% de la surface	49	69	79	84
Zones d'activités et zones commerciales (imperméabilisées à 85%)	89	92	94	95
Zones industrielles (imperméabilisées à 72%)	81	88	91	93

Zones résidentielles (lotissements) :				
surface moyenne des lots (% d'imperméabilisation)				
< 500 m ² (65)	77	85	90	92
1000 m ² (38)	61	75	83	87
1300 m ² (30)	57	72	81	86
2000 m ² (25)	54	70	80	85
4000 m ² (20)	51	68	79	84
Parkings, toits, chaussées, etc.	98	98	98	98
Routes et rues				
revêtues et pourvues de caniveaux et réseau pluvial	98	98	98	98
gravillonnées	76	85	89	91
en terre	72	82	87	89

III. 6. Modèle de transfert de l'hydrogramme unitaire

III. 6.1. Définition de l'hydrogramme unitaire

C'est l'hydrogramme résultant d'une Averse unitaire uniforme sur le bassin donnant une lame de ruissellement de volume unité. L'hydro gramme unitaire, lié à la durée de l'averse t_r , est une caractéristique d'un bassin Versant donné.

III. 6.2. Averse unitaire : averse de durée faible ($t_r < t_c/10$) et de volume unitaire.

Hypothèses fortes

- la pluie nette est uniforme sur le BV et constante dans le temps.
- les caractéristiques de HU sont invariantes dans le temps : durée constante de l'hydro gramme de ruissellement direct, indépendante de l'intensité de pluie.
- la réponse du bassin aux pluies est linéaire

III.6.3. Limite

L'influence de l'utilisation des sols (végétation, humidité, ...).

III.6.4. Conditions d'application

- précipitations intenses.
- petits bassins pour averses uniformes.
- bassins versants homogène.

III.7. Sélection d'événements unitaires

III.7.1. Sur les pluies

- hauteur suffisante.
- homogène dans l'espace.

- pluie utile de durée courte ($D < t_m/2$).
- corps de la pluie unique.

III.7.2. Sur les crues (après séparation des écoulements)

- temps de montée et de base faible.
- Q_{max}/L_r voisins.

III.7.3. Calcul de l'hydrogramme unitaire

- Réduction de chaque crue à un volume unitaire.
- Centre sur Q_{max} .
- Hydrogramme médian rapporté à un volume unité.

III.8. L'hydrogramme unitaire du S.C.S. : Hydrogramme triangulaire dont le temps de montée est gal au 3/8 du temps de concentration t_c .

III.8.1. Transformation pluie/débit : fonction de transfert

La fonction de transfert a pour but de représenter la déformation du signal de pluie lors de son transfert dans le bassin versant. Les modèles utilisés sont toujours conservatifs. Ceci signifie que l'hydrogramme de pluie nette (entrée de la fonction de transfert) est égal au volume à l'exutoire du sous bassin versant (sortie de la fonction de transfert).

III.8.2. Méthode du réservoir non linéaire (USEPA Runoff)

Méthode du réservoir non linéaire dans Le modèle SWMM résultant de la combinaison d'une loi de frottement empirique, celle de Manning-Strickler en l'occurrence, et de l'équation de continuité. Dans ce cas, la loi de frottement devient la loi de vidange du réservoir.

III.8.3. Ecoulements dans les réseaux

Trois méthodes de propagation des débits sont proposées par SWMM par ordre de rigueur

Croissant :

- Modèle de la translation simple en régime permanent uniforme.
- Modèle de l'onde cinématique.
- Modèle de l'onde dynamique.

III.9. Modèle de la translation simple en régime permanent uniforme

Si la pente et la section transversale reste constante, une section transversale ne diffère en rien des autres, la vitesse reste constante tout le long d'un filet liquide et le mouvement est permanent uniforme (permanent dans le temps et uniforme dans l'espace); c'est le cas en particulier de l'écoulement dans un canal artificiel de pente et de section constante

En régime uniforme, l'écoulement se fait avec un tirant d'eau tel que la perte de charge linéaire est égale à la pente du radier et à la pente de la surface libre. La baisse de l'énergie de position compense exactement les pertes d'énergie dans l'écoulement. Lorsque le régime uniforme est atteint le tirant d'eau H prend une valeur constante H_n dite hauteur d'eau normale.

III. 9.1. Le modèle de ruissellement de l'onde cinématique

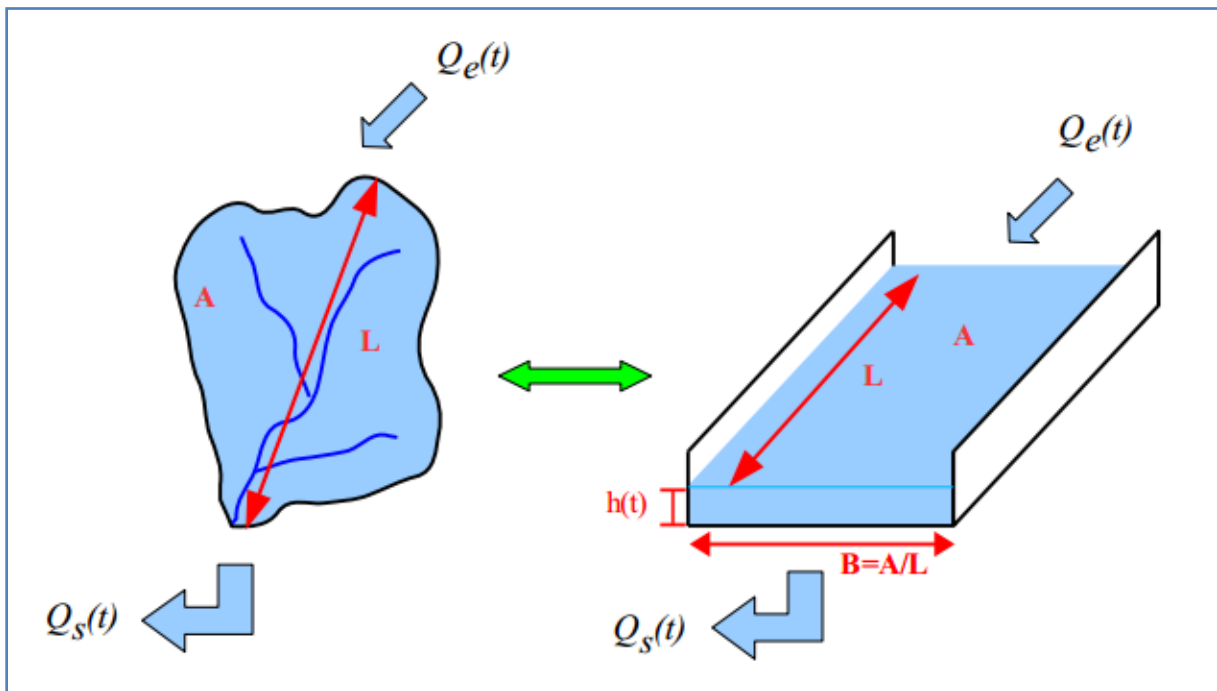


Fig.III.6. Le modèle de ruissellement de l'onde cinématique

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 γ) et de la hauteur $h(t)$ de la lame d'eau qui ruisselle dans le canal.

$$Q_s(t) = SH(t) \cdot RH(t)^{2/3} \cdot \sqrt{i} \dots \dots \dots (III. 11)$$

avec

$$SH(t) = B \cdot h(t) \dots \dots \dots (III. 12)$$

et

$$RH(t) = \frac{B \cdot h(t)}{B + 2h(t)} \approx h(t) \dots \dots \dots (III. 13)$$

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 $Q_s(t)$:

$$\frac{dV(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t) \dots \dots \dots (III. 14)$$

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

$$V(t) = A \cdot h(t) \dots \dots \dots (III. 15)$$

III.9.2. Modèle de l'onde dynamique

Onde dynamique :

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = 0 \dots \dots \dots (III. 16)$$

Le modèle donné par l'Equation est appelé modèle de l'onde dynamique. En pratique, il correspond à des ondes de haute fréquence. - Modèles à frottements prépondérants et inertie négligeable .

Le modèle de l'onde dynamique, généré par les termes d'inertie, et le modèle de l'onde diffusante ne correspondent pas nécessairement à un déplacement de matière, comme dans le cas de la houle par exemple. A l'inverse, le modèle de l'onde cinématique correspond à un déplacement réel de matière.

9.3. Modèle de l'onde dynamique

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

Permet de représenter les écoulements en charge dans les collecteurs, lorsque le débit y excède le débit à pleine section. Lorsqu'en un nœud, la cote piézométrique dépasse la cote du terrain naturel, il y a débordement et le débit en excès est alors, soit perdu soit stocké au dessus du nœud et réinjecté dans le réseau en fonction de ses capacités d'évacuation.

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 et/ou comportant des dé-fluences.

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.

C'est la méthode de l'onde dynamique (HYDRAULICS) qui a été utilisée puisqu'elle permet la résolution complète des équations de Barré de Saint Venant avec modélisation des débits négatifs, mises en charge (fente de Preismann) et influences aval.

III. 9.4. Méthode de l'onde dynamique

SWMM résout l'équation de la conservation de la masse « équation de continuité III.17 » et l'équation de la conservation de la quantité de mouvement « équation dynamique III.18 » pour les écoulements transitoires graduellement variés dans les réseaux de drainage (canaux et pipes). Ces équations, connues sous le nom d'équations de Saint Venant, peuvent être exprimées sous la forme suivante pour l'écoulement dans une conduite:

$$(\partial A \div \partial T) + (\partial Q \div \partial X) = 0 \dots \dots \dots (III. 17)$$

$$(\partial Q \div \partial T) + \partial \left(\frac{Q^2}{A} \right) \div \partial X + gA(\partial H) \div \partial X + gAS_f + gAhl = 0 \dots \dots \dots (III. 18)$$

Où

- X : abscisse de la conduite (m);
- T: temps (s);
- A : section mouillée (m²);
- Q : débit (m³/s);
- H : hauteur d'eau dans la conduite (m);
- S_f : la pente de frottement (principale pente par unité de longueur de la conduite);
- h_L : la perte locale d'énergie par unité de longueur de conduit;
- g : accélération de la pesanteur (m/s²);

Noter que pour une géométrie connue d'une section, la section mouillée A est une fonction connue du tirant d'eau y qui alternativement peut être obtenue à partir de H. les deux variables, le débit Q et la hauteur H, sont en fonctions de l'abscisse x et du temps t.

La pente S_f peut être exprimée être exprimée. en terme d'équation de Manning :

$$S_f = n^2 V |V| \div K^2 \cdot R^{3/4} \dots \dots \dots (III. 19)$$

Où

- n: est le coefficient de rugosité de Manning;
- V : est la vitesse d'écoulement (égale au débit Q divisé par la section A);
- R : est le rayon hydraulique;
- k = 1,49 pour des unités des USA ou 1,0 pour les unités métriques;
- La perte local h_L être exprimé comme suite :

$$hl = KV^2 \div 2gL \dots \dots \dots (III. 20)$$

Où

- K : coefficient de la perte local à l'abscisse
- L : la longueur de conduit;

Pour résoudre des équations (1) et (2) au-dessus pour une conduite, il faut un ensemble des conditions initiales pour H et Q à l'instant 0 et condition limites à $x = 0$ et $x = L$ pendant le temps t.

En analysant un réseau des conduites, un rapport additionnel de continuité est nécessaire pour les nœuds de jonction qui relient deux conduites ou plus). Dans SWMM on assume qu'une surface continue de l'eau existe entre la hauteur d'eau au nœud et dans les conduites qui arrivent et partent du nœud (excepté des baisses libres ou des chutes existes dans le réseau). Le changement de la hauteur hydraulique H au nœud avec le temps peut être exprimé comme:

$$\partial H \div \partial T = \Sigma Q \div A_{store} + \Sigma A_s \dots \dots \dots (III.21)$$

Où

A_{store} : la superficie du nœud elle-même;

A_s : la superficie contribué par les conduites reliés au nœud;

Q : le débit d'écoulement net dans le nœud (entrée – sortie) contribué par tous les conduites reliés au nœud comme tous les apports extérieurement imposés;

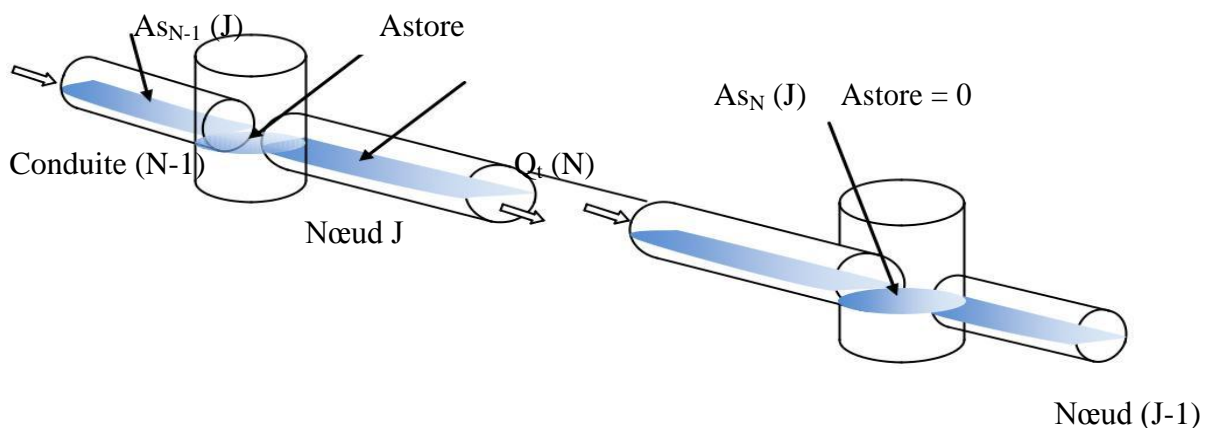


Fig.III.7. Représentation schématique d'un système de drainage vu par SWMM (de Roesner et al., 1992).

III.10. Conclusion

Différents modèles peuvent donc être utilisés pour simuler les inondations en milieu urbanisé en fonction des événements représentés et des objectifs des études. De manière générale, lorsque les débits d'eau s'écoulant à la surface des villes (dans les rues, jardins, places...) sont de l'ordre de grandeur ou supérieurs à ceux circulant dans le réseau, les modèles de calcul des écoulements dans les réseaux simplifiant les processus en surface (réservoirs fictifs, lois de seuil entre les avaloirs) ne semblent plus adaptés. En effet, dans ce cas la représentation explicite de la surface devient nécessaire et les écoulements qui y ont lieu sont alors calculés avec des modèles résolvant les équations de St Venant. De l'avis général des auteurs cités dans la synthèse bibliographique, les modèles bidimensionnels sont

plus adaptés au calcul des écoulements en ville. Le chapitre III présentera donc l'utilisation de modèle SWMM pour simuler les écoulements dans un réseau d'assainissement et la performance de ce modèle de la modélisation de certaines inondations.

SWMM offre le choix des modèles mathématiques qui décrivent le comportement des Éléments du système incombe directement à l'utilisateur. Cette procédure qui exige un Engagement conceptuel de l'utilisateur est le garant d'une simulation numérique consciente. SWMM permet une lecture graphique, compréhensible pour l'utilisateur.

Par le seul recours à ses fonctions de base, SWMM offre un important potentiel d'analyse.

IV. Introduction

Ce chapitre représente les résultats de la simulation du réseau d’assainissement pluvial de la nouvelle ville Azzaba par EPA-SWMM (fig.IV.1). Après l’introduction des paramètres et données nécessaires du réseau objet de l’étude, une simulation a été effectuée par les deux modèles hydrauliques à savoir le modèle de l’onde dynamique et le modèle de l’onde cinématique. Une comparaison entre les résultats de simulations des deux modèles hydrauliques sera également présentée (Hauteurs d’eau et débits), avec une présentation des points à risque de débordement ainsi les tronçons en surcharge. En outre des cartes de présentations des diamètres et des sous bassins seront illustrés (Fig. IV.2 et IV.3).

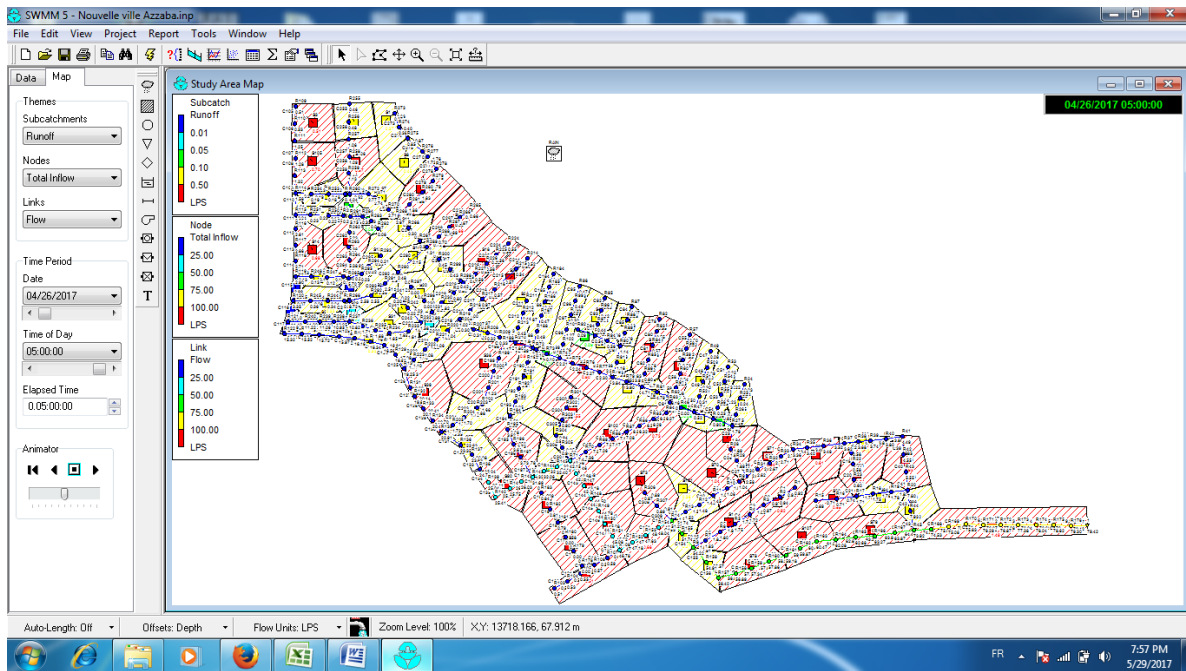


Fig.IV.1. Réseau des eaux pluviales de la zone d’étude

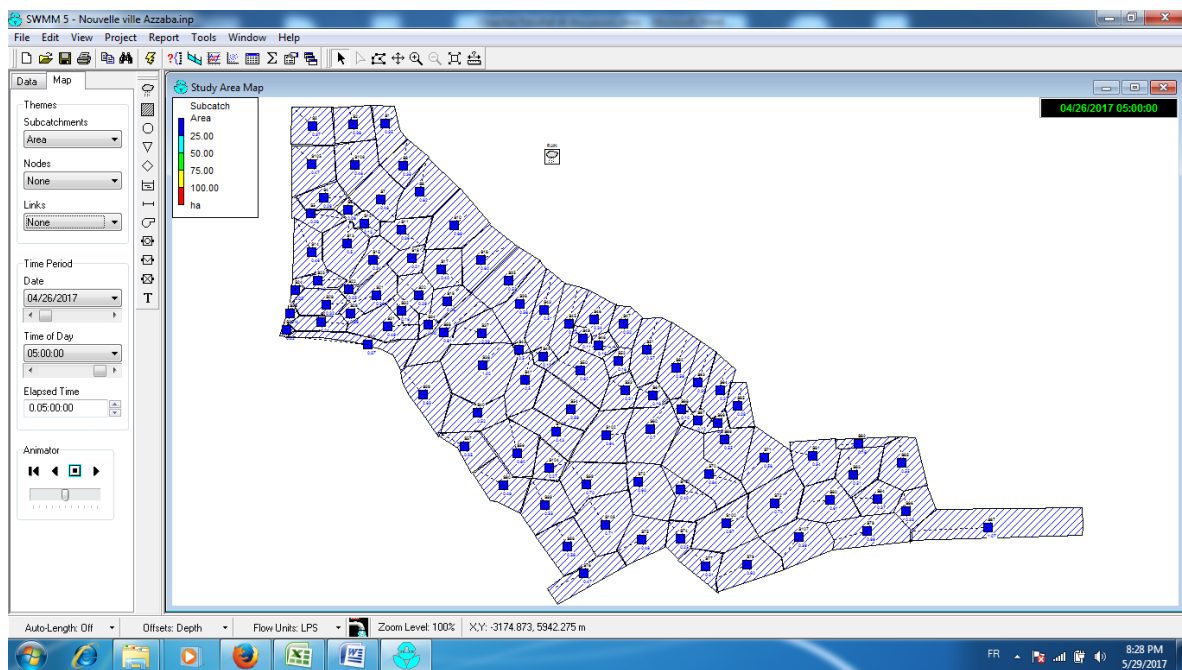


Fig.IV.2. Sous bassins de la zone d’étude

La zone d'étude est constituée de 108 sous bassins, d'une surface estimée à 420104.20 Ha, le modèle de perte par infiltration utilisé dans ce travail est le modèle d'HORTON, ainsi le modèle de transfert est l'hydrogramme unitaire.

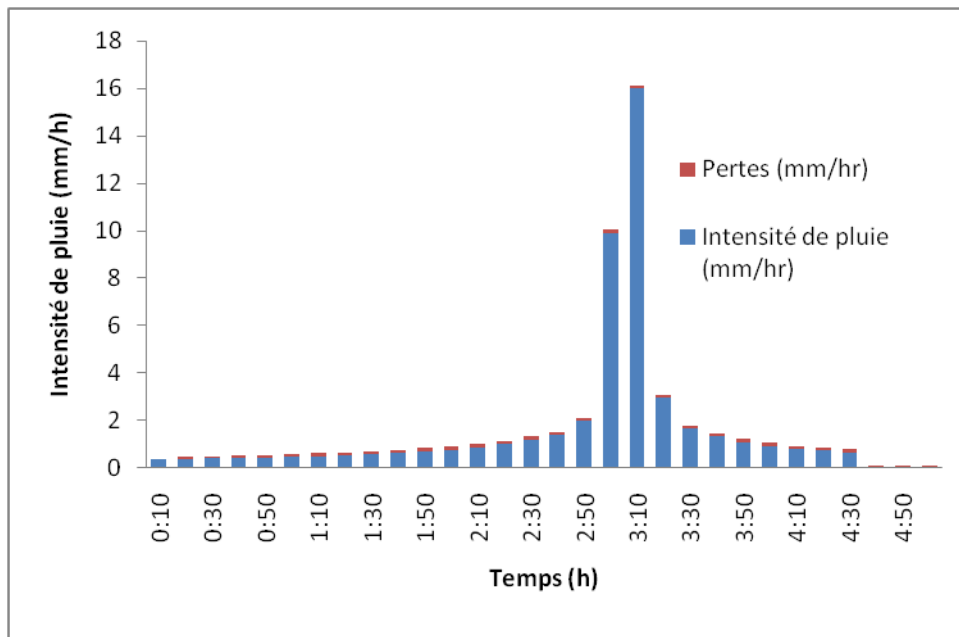


Fig.IV.3. Histogramme de pluie

L'intensité de pluie illustrée sur la figure (3) est obtenue à partir des courbes IDF pour une période de retour de 10 ans .les données pluviométriques sont obtenues à partir de la station pluviométrique de Azzaba pour une série pluviométrique de taille de 20 ans allant de 1993 à 2012.

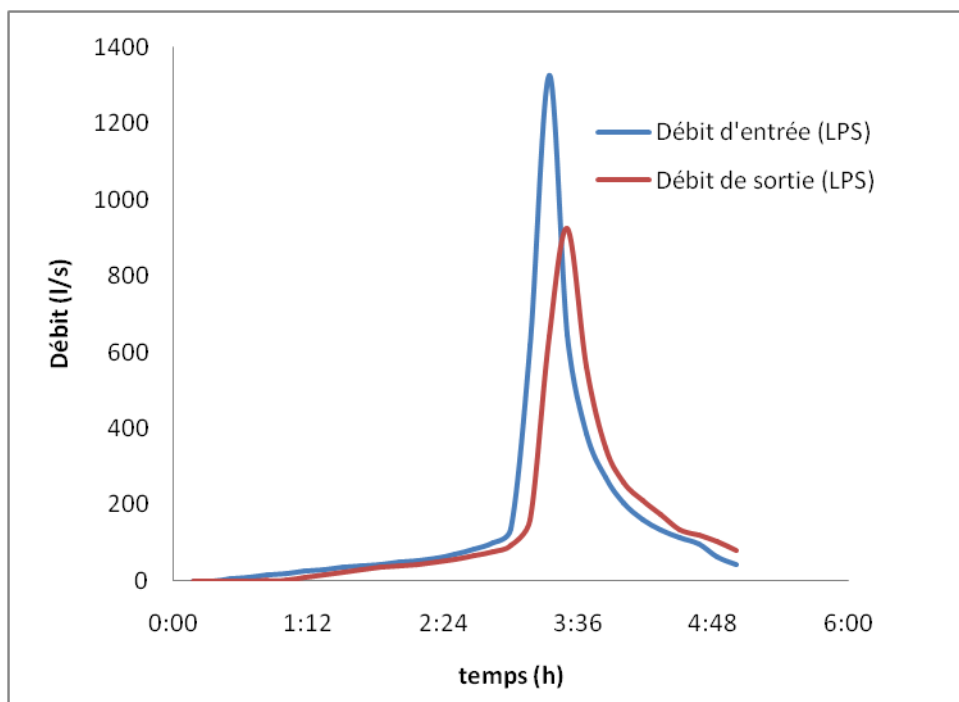


Fig.IV.4. Hydrogramme simulé par le modèle d'onde cinématique du bassin total

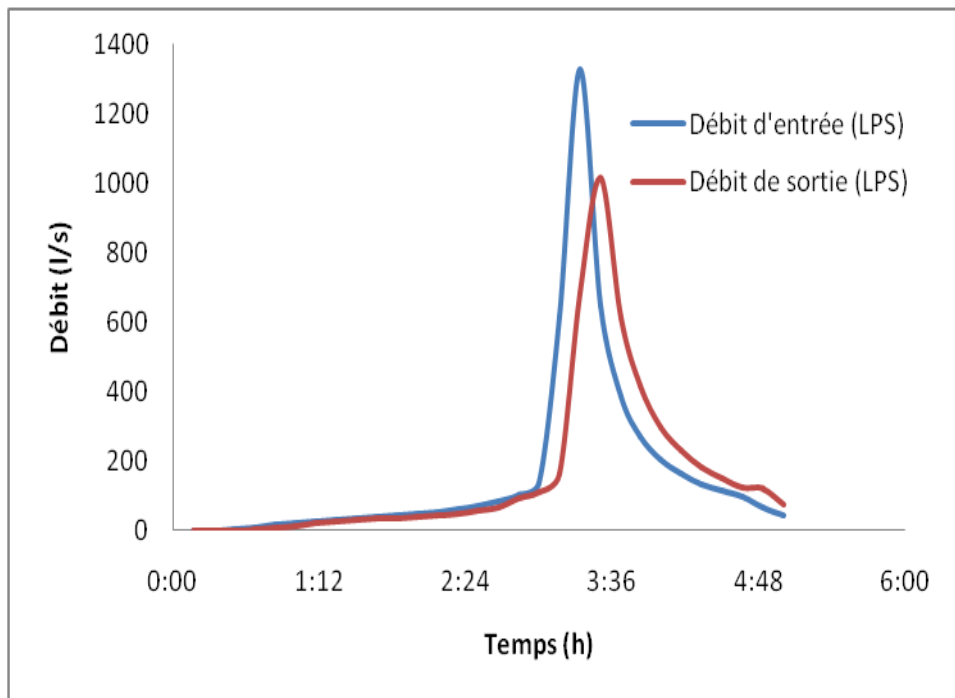


Fig.IV.5. Hydrogramme simulé par le modèle d'onde dynamique du bassin total

Les figures IV.4 et IV.5 illustrent les hydrogrammes d'entrée et de sortie duquel les résultats de la simulation par les deux modèles de routage à savoir le modèle de l'onde cinématique et le modèle de l'onde dynamique du bassin total montre une atténuation acceptable par le modèle de l'onde cinématique par rapport au modèle de l'onde dynamique (Tableau IV.).

Tableau IV.1. Comparaison des débits d'entrée et sortie par deux modèles de routage

	Débit d'entrée (l/s)	Débit de sortie(l/s)
Onde cinématique	1326.34	924.24
Onde dynamique	1326.34	1014.34

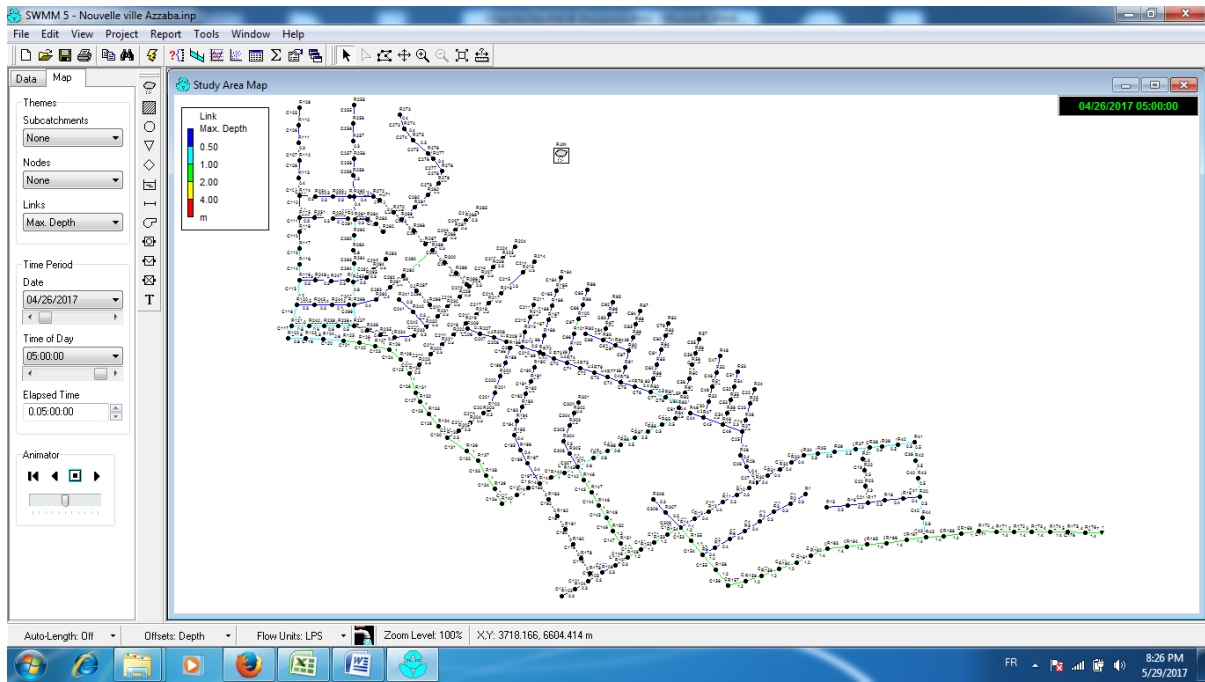


Fig.IV.6. Carte des diamètres du réseau de la zone d'étude

IV.2. Représentation du profil en long du réseau d'étude

IV.2.1. l'onde dynamique

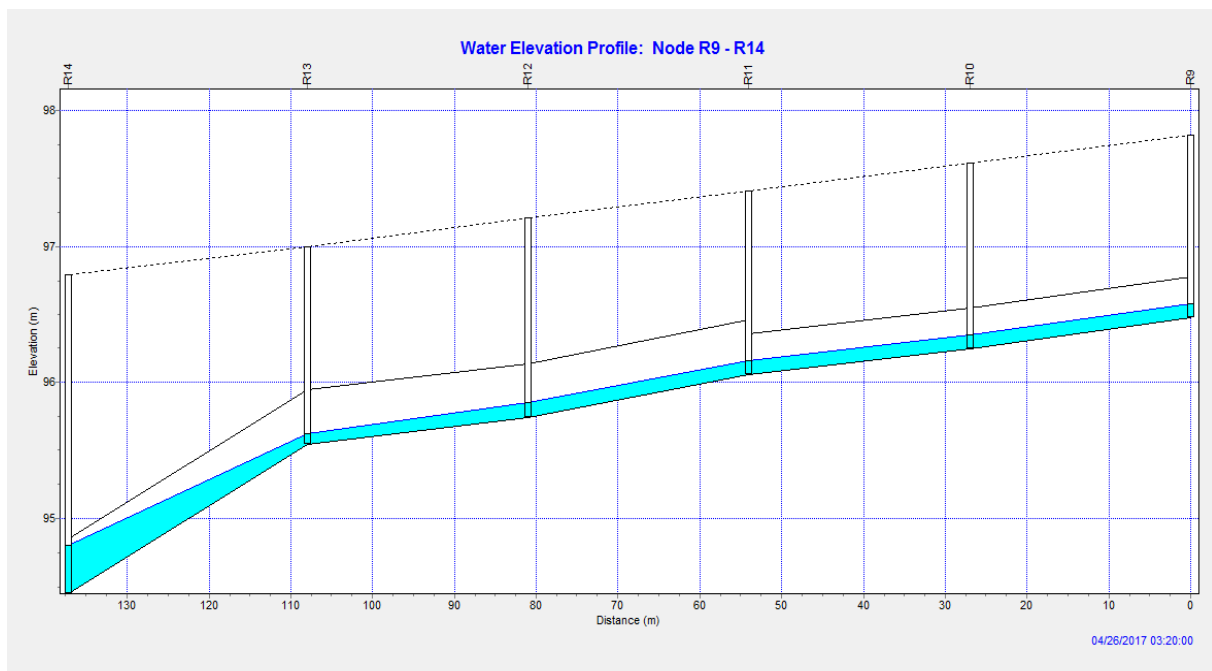


Fig .IV.7. Profil en long du collecteur R9-R14 (cas de l'onde dynamique)

Le Figure (7) illustre le profil en long du tronçon situé entre le regard R9 et le regard R14 obtenu après simulation par le modèle de l'onde dynamique. Le tronçon R13-R14 est quasiment en charge.

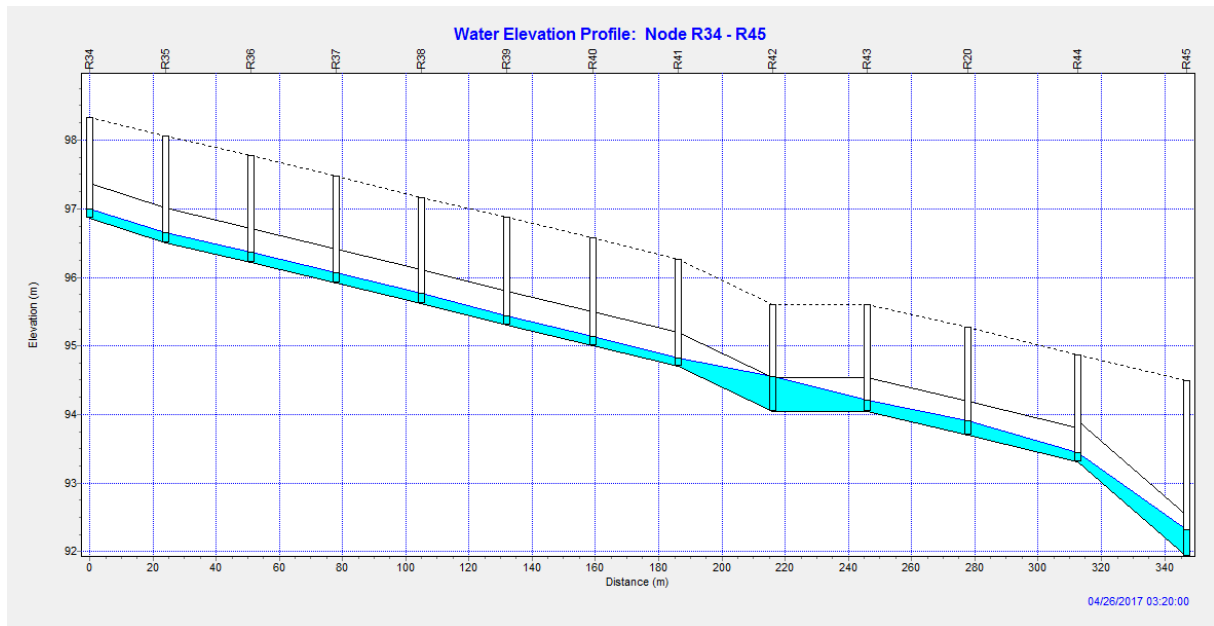


Fig.IV.8. Profil en long du collecteur R34-R45 (cas de l’onde dynamique)

Le Figure (IV.8) illustre le profil en long du tronçon situé entre le regard R34 et le regard R45. La partie aval du tronçon R41-R42 et la partie amont du tronçon R42-R43 sont en charge à cause de changement de pente entre les tronçons cités précédemment. La hauteur d’eau dans ces tronçons peut s’évoluer avec une longue durée de pluie supérieure à celle adoptée pour notre étude et aussi une période de retour supérieur.

VI.2.2. l’onde cinématique

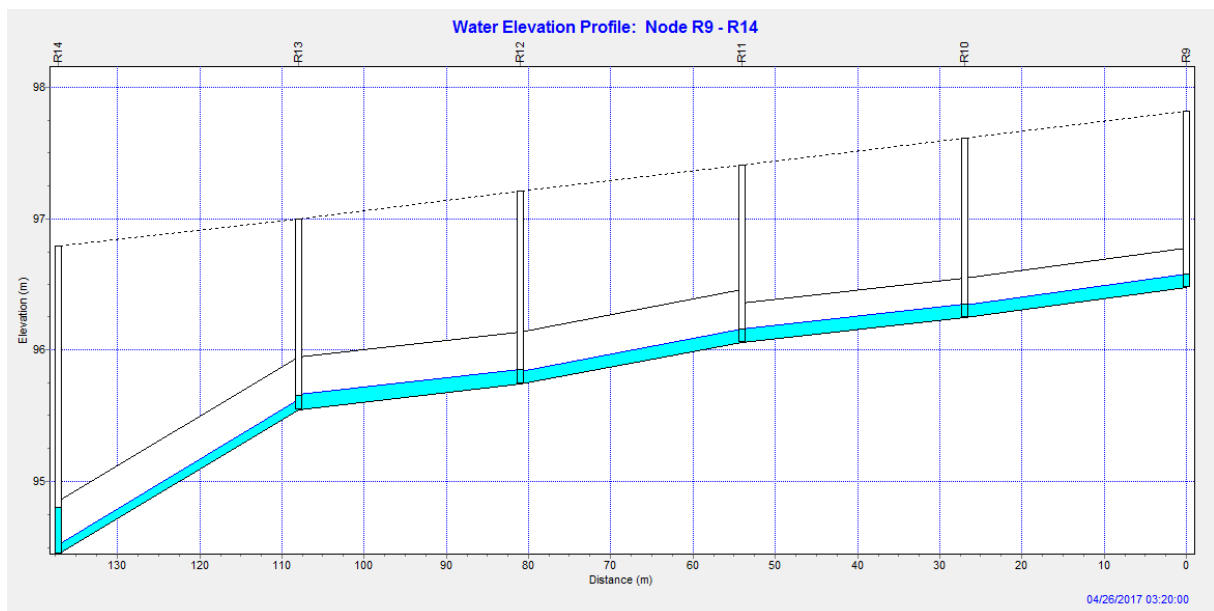


Fig.IV.9. Profil en long du collecteur R9-R14 (cas de l’onde cinématique)

Le Figure (IV.9) illustre le profil en long du tronçon situé entre le regard R9 et le regard R14 obtenu après simulation par le modèle de l’onde cinématique. Le tronçon R13-R14 ne présente aucun problème de débordement au niveau des nœuds ou surcharge des

tronçons, sauf le niveau d'eau dans le cas du nœud (regard) N°14 qui risque d'augmenter et déborde si l'intensité de pluie augmente.

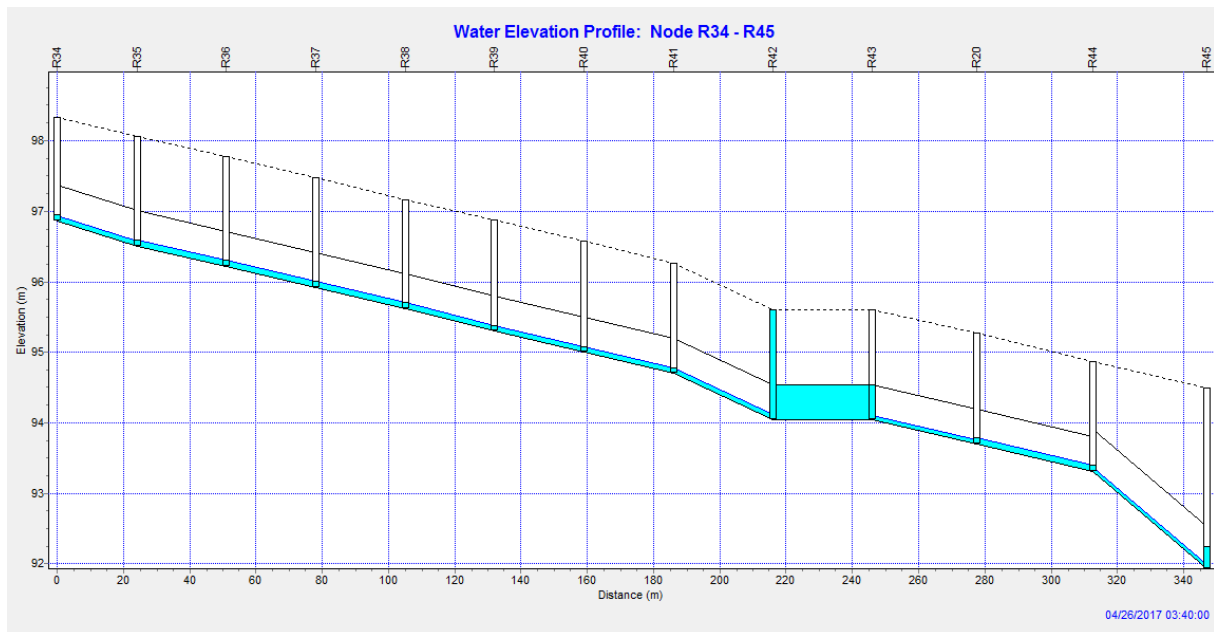


Fig.IV.10. Profil en long du collecteur R34-R45 (cas de l'onde cinématique)

Le Figure (IV.10) illustre le profil en long du tronçon situé entre le regard R34 et le regard R45. La simulation par le modèle de l'onde cinématique montre un débordement au niveau du nœud R42 et le tronçon R42-R43 est devenu en surcharge totale.

VI.3. Hydrogrammes de variation des débits en nœuds (regards)

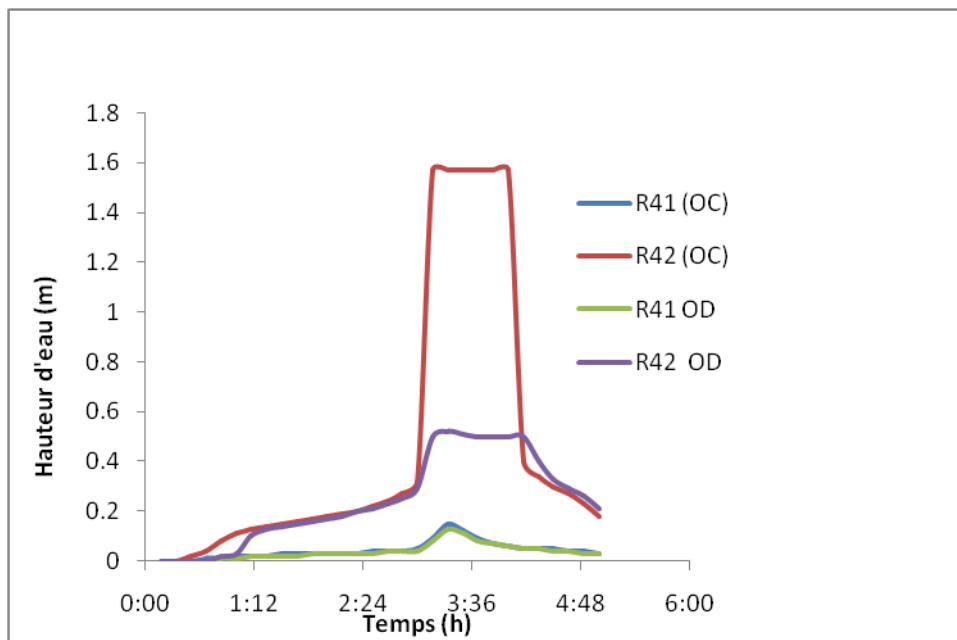


Fig.IV.11. Hydrogrammes simulés des hauteurs d'eau en nœud R41 et R42

A partir de la figure (IV.11), on remarque que la hauteur d'eau simulé par l'onde cinématique (OC) pour le regard R42 qui de 1.57 m pour une durée maximale de pluie allant de 03h00 à 04h00, est supérieur que la hauteur d'eau simulé par l'onde dynamique (OD) pour le regard R42 qui est de 0.52 m pour une durée maximale de pluie allant de 03h20, puis un faible abaissement de la hauteur d'eau de 0.50 m qui dure entre 03h40 à 04h10, ce qui reflète les résultats qui sont représentés sur les profils en long (Fig.IV.10). Par contre une faible différence entre les hauteurs d'eau de regard R41 simulé par les deux modèles de l'OD et l'OC qui est respectivement de 0.13 m et 0.15 m pour le même temps de pointe qui est de 03h20 (Tableau. IV.2).

Tableau .IV.2. Comparaison entre caractéristiques des nœuds par les modèles OC et OD

N°	Onde cinématique			Onde dynamique		
	Débit de Pointe (l/s)	Hauteur d'eau (m)	Temps de Pointe (h)	Débit de Pointe (l/s)	Hauteur d'eau (m)	Temps de Pointe (h)
R41	114.07	0.15	3:20	112.98	0.13	3:20
R42	112.17	1.57	3:10	112.01	0.52	3:20
R20	73.64	0.13	3:20	177.45	0.2	3:20
R44	72.93	0.13	3:20	167.93	0.13	3:20
R12	38.57	0.11	3:20	38.88	0.11	3:20
R13	37.83	0.11	3:20	38.31	0.07	3:20

A partir de la figure (IV.12), on remarque que la hauteur d'eau simulé par l'onde cinématique (OC) pour le regard R20 qui de 0.13 m pour une durée maximale de pluie de 03h20, est inférieure que la hauteur d'eau simulé par l'onde dynamique (OD) pour le regard R20 qui est de 0.20 m pour une durée maximale de pluie allant de 03h20. Par contre les résultats de simulation des hauteurs d'eau par les deux modèles OC et OD pour le regard R44 sont identiques (TableauIV.1).

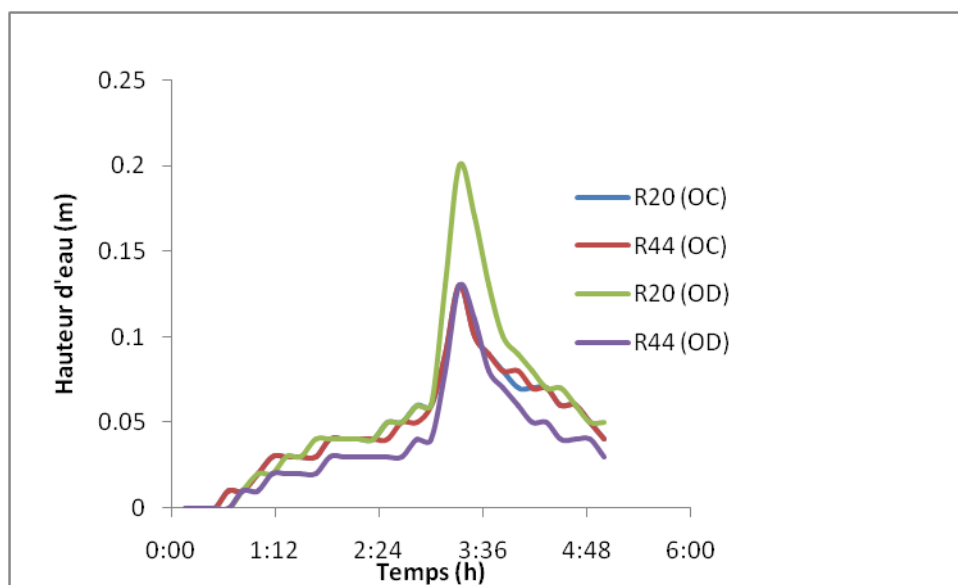


Fig.IV.12. Hydrogrammes simulés des hauteurs d'eau en nœud R20 et R44

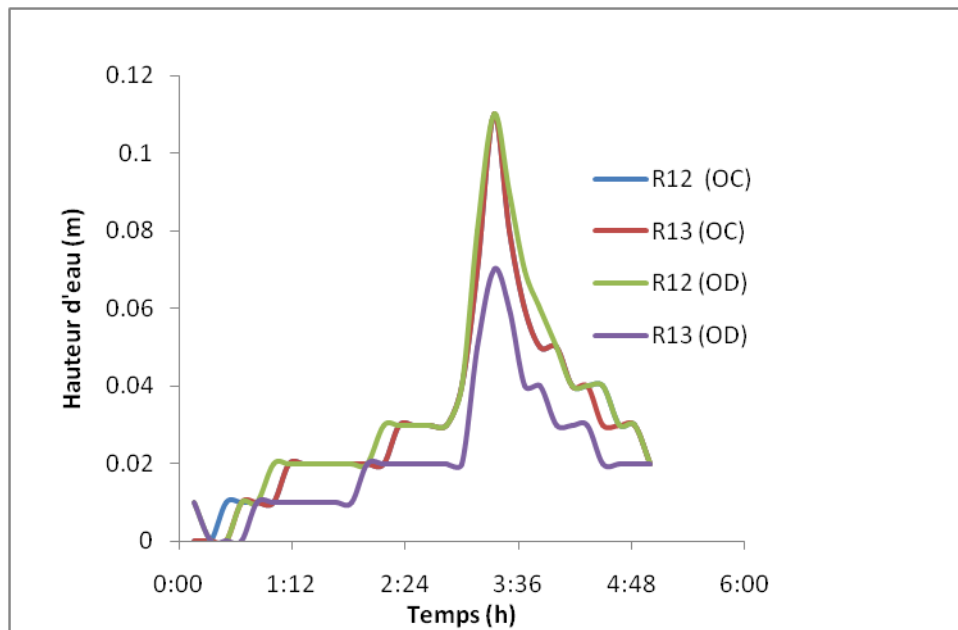


Fig.IV.13. Hydrogrammes simulés des hauteurs d'eau en nœud R12 et R13

Les résultats de la simulation par les deux modèles (OC) et (OD) illustrés sur la figure (IV.13) montrent que les valeurs des hauteurs d'eau dans le regard R12 sont identiques (Tableau IV.1). Par contre la valeur des hauteurs d'eau dans le regard R13 pour les deux modèles (OC) et (OD) sont différentes, dont le modèle de (OC) surestime la valeur de la hauteur d'eau (Tableau IV.1).

IV.3. Hydrogrammes de variation des hauteurs d'eau en tronçons (collecteurs)

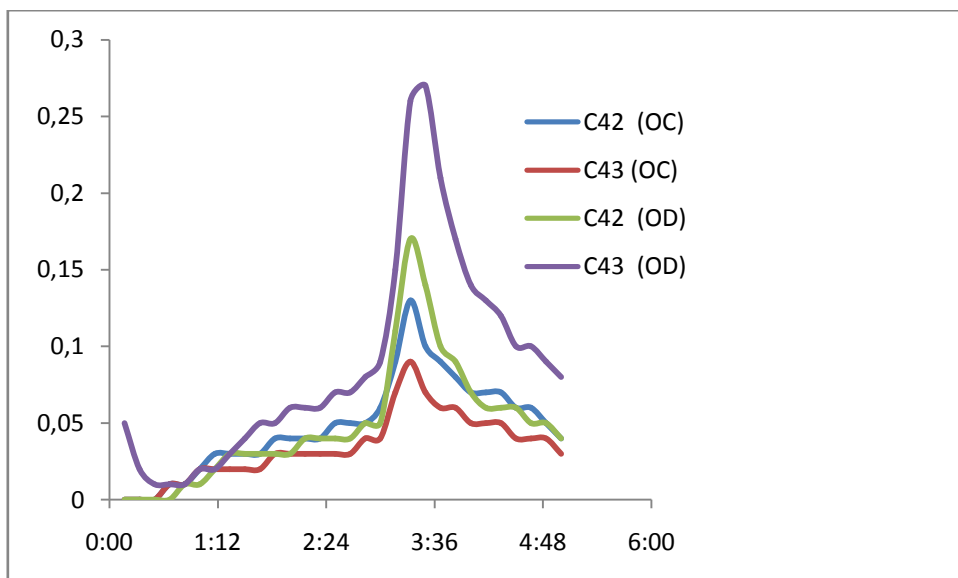


Fig.IV.14. Hydrogramme de la hauteur d'eau dans les conduits C42 et C43

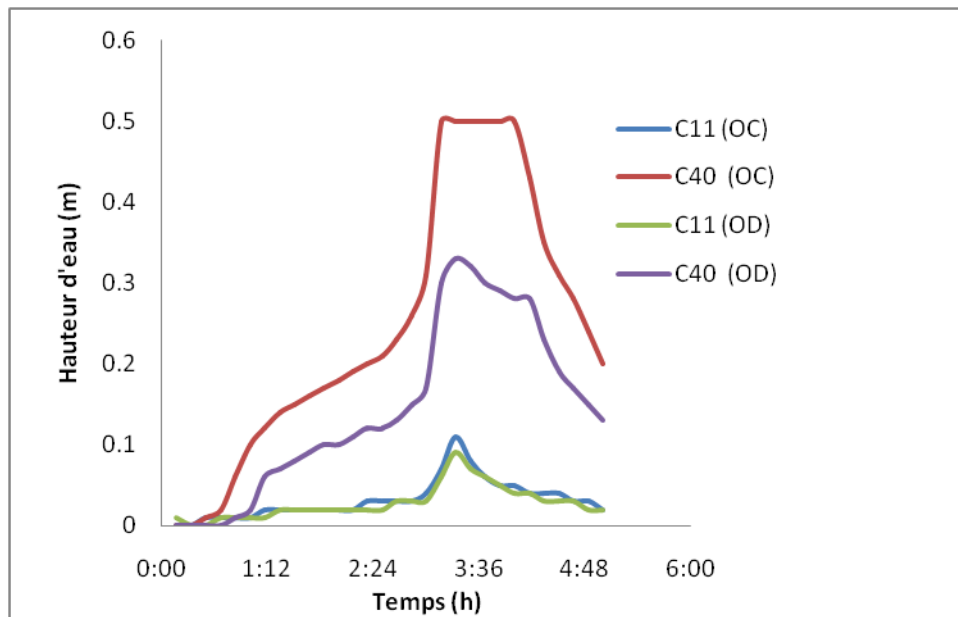


Fig.IV.15. Hydrogramme de la hauteur d'eau dans les conduits C11 et C40

Les figures (IV.14 et IV.15) illustrent les résultats de simulation par les deux modèles (OC) et (OD) des conduits C11, C40, C42 et C43, où les valeurs d'hauteur d'eau des conduits C42 et C43 (Tableau2) obtenues par le modèle de l'onde cinématique sont inférieures à celles obtenues par le modèle de l'onde dynamique, contrairement dans le cas des conduits C11 et C40 (Tableau IV.2). Le régime d'écoulement est pratiquement torrentiel à l'intérieur du réseau (C42, C43 et C11) pour les deux modèles appliqués, sauf pour le cas du conduit C40 qui est fluvial, avec des vitesses acceptables.

Tableau.IV. 2. Comparaison entre les caractéristiques des conduits par les modèles OC et OD

N°	C42	C43	C11	C40	
Onde cinématique	Débit de pic (l/s)	72.93	72.49	37.83	16.92
	Hauteur d'eau (m)	0.13	0.09	0.11	0.43
	Temps de pic (h)	3 :20	3 :20	3 :20	4 :10
	Nbre de froude	1.66	3.11	1.27	0.05
	Vitesse d'eau (m/s)	1.86	2.87	1.33	0.09
Onde dynamique	Débit de pic (l/s)	167.93	164.85	38.31	120.43
	Hauteur d'eau (m)	0.17	0.26	0.09	0.33
	Temps de pic (h)	3 :20	3 :20	3 :20	3 :20
	Nbre de froude	2.27	0.88	1.79	0.48
	Vitesse d'eau (m/s)	2.91	1.41	1.72	0.87

Conclusion générale 2017

Durant notre travail on a tester et étudier la performance de logiciel SWMM sur le réseau d'eau pluvial de la nouvelle ville Azzaba. Afin de réaliser cet objectif une simulation a été effectuée par les deux modèles hydrauliques à savoir le modèle de l'onde dynamique et le modèle de l'onde cinématique puis une comparaison des résultats des deux modèles de propagation des crues a été faite.

La vérification et le dimensionnement des réseaux d'assainissement d'eau pluvial pour une période de retour de 10 ans et une durée de pluie de 6 heures a été réalisé afin de prédire les problèmes liés aux débordement du réseau .

Les résultats de la simulation ont montré quelques problèmes et risque de débordement de quelques point de regards avec une surcharge de quelques tronçons, ce qui tire l'alarme de risque d'inondation en cas d'un événement pluvieux extrême. Donc l'utilisation des nouvelles méthodes de modélisation hydraulique semble meilleur que les méthodes classiques dans le diagnostic et la prédiction des inondations.

Référence bibliographique

- [1] Chocat B Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement(1997).
- [2] Musy A (professeur Andre MUSY) Leçon d'honneur en commun avec le professeur Otto Kolbl Manifestation organisée par Vice-présidence de l'EPFL+Décanat ENAC Mardi 20 Décembre 2005.
- [3] Rawls, W.J. et al. (1983). J. Hyd. Engr.,109 :1316.
- [4] Handbook of Hydrology, 1992, Maidment, 9.21).
- [5] Huber, W.C. et Dickenson, R.E. 1992 "Storm Water Management Model, Version 4:User's Manual." Environmental Research Laboratory Office of Research and Development, U.S.EDA.
- [6] Athens, Georgia. Kadota P. et Djebbar Y. "Simulating Infiltration and Inflow in Sewer Systems using SWMM RUNOFF".
- [7] Développement en 1969-71 en FORTRAN pour le compte de l'Agence de l'environnement des USA par Metcalf et Eddy Inc, l'université de Floride et Water Ressources Engineers Inc).
- [8] SCS Urban Hydrology for Small Watersheds, 2nd Ed., (TR-55), June 1986) .
- [9] www.hec.usace.army.mil.
- [10] www.kcet.org.
- [11] www.lsu.edu.
- [12] Floodplain modelling using Hec-Ras, Bentley Systems.
- [13] Loi normale de Gumbel: En théorie des probabilité, la distribution de Gumbel ou la loi Gumbel, nommée d'après Emil Julius Gumbel, est une distribution de probabilité continue.
- [14] Horton,(R.E.),1945-"Erosional development of streams and their drainage basins hydrophysical approach to quantitative morphology ", Geol. Soc. America Bull.,56.