

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

Universite Badji Mokhtar-Annaba



جامعة باجي مختار-عنابة

FACULTÉ DES SCIENCES DE L'INGENIORAT
DÉPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE MASTER

DOMAINE : SCIENCE ET TECHNOLOGIE

FILIÈRE : HYDRAULIQUE

OPTION : HYDRAULIQUE URBAINE

Thème

**Modélisation de la performance du réseau de
drainage de la cité 672 logts AADL Azzaba
par SWMM**

Présenté par

BENDRIDI OMAIMA

BOUAZIZ RANIA

Dirigé par

Dr. LAOUACHERIA FARES

Jury de soutenance:

Nom	Prénom	Grade	Qualité	Université
Mr.KECHIDA	Said	MCB	President	Badji Mokhtar Annaba
Mr.LAOUACHERIA	Fares	MCA	Encadreur	Badji Mokhtar Annaba
Mr.CHABI	Moncef	MAA	Examineur	Badji Mokhtar Annaba

Promotion : Juin 2019

Remerciements



En préambule à ce mémoire nous remerciant ALLAH qui nous aide et nous donne la patience et le courage durant ces longues années d'étude.

Nous souhaitant adresser nos remerciements les plus sincères aux personnes qui nous ont apporté leur aide et qui ont contribué à l'élaboration de ce mémoire ainsi qu'à la réussite de cette formidable année universitaire.

Ces remerciements vont tout d'abord au corps professoral et administratif de la faculté des Sciences de l'Ingénierat, département de l'hydraulique pour la richesse et la qualité de leur enseignement et qui déploient de grands efforts pour assurer à leurs étudiants une formation actualisée.

Nous tenant à remercier très chaleureusement Monsieur,

LAOUACHRIA FARES qui nous a permis de bénéficier de son encadrement.

Les conseils qu'il nous a prodigués, la patience, la confiance qu'il nous a témoignés ont été déterminants dans la réalisation de notre travail de recherche.

Nous tenons à remercier également les membres de jury : CHABI MONCEF, KECHIDA SAID.

Nos remerciements s'étendent également à tous nos enseignants durant les années des études.

On n'oublie pas nos parents pour leur contribution, leur soutien et leur patience.

Enfin, nous adressons nos plus sincères remerciements à tous nos proches et amis, qui nous ont toujours encouragés à la cour de la réalisation de ce mémoire

Merci à tous et à toutes.

A decorative border surrounds the text, featuring silhouettes of a woman in a graduation cap on the left and right, with a bird perched on a branch of flowers. The bottom corners are filled with vibrant red and pink floral arrangements.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à

ma chère mère SAMIRA

mon cher père CHADLI

pour l'éducation qu'ils m'ont prodigué ; avec tous les moyens et
au prix de tous les sacrifices qu'il a consenti à mon égard,
pour m'inculper le sens du devoir depuis mon enfance.

A mes chers frères ABDERRAOUF et MAROUEN

A mon binôme RANIA

A toute mes amis

A tous les honorables enseignants qui ont contribué à ma formation.

A toute personne m'ayant aidé de près ou de loin dans ce travail laborieux

et de longue haleine, trouve ici l'expression

De mes vives reconnaissances et remerciement.

OMAIMA

Dédicace

Dieu tout puissant merci d'être toujours au près de moi.

Je dédie ce travail aux êtres les plus chers à mon cœur :

Le meilleur de toutes les mères NABILA Qui m'a soutenu durant toute
ma vie, qui m'a aidé durant mes années d'études, qui m'a appris à aimer

Le travail et le bon comportement, pour son amour infini et sa bienveillance jour et nuit.

Je souhaite prouver mon grand remerciement qui ne sera jamais suffisant à elle

que j'espère la rendre fière par ce travail.

Mon très cher père MOUHAMED

Pour être le bon exemple de père par son soutien, ses encouragements

et aides de mes premiers pas d'études jusqu'à ce jour.

Ma chère Sœur CHAHINEZ et mon cher frère ALI,

A toute la famille BOUAZIZ, CHENOUGA et TAMALLAH

A mon adorable amie, OMAIMA, pour sa fidélité.

A tous mes amis avec lesquels j'ai partagé des moments de joie et

de bonheur, à tous ceux qui ont été à mes côtés jusqu'à Aujourd'hui.

RANIA



تستخدم هذه الدراسة برنامج نموذج إدارة مياه الأمطار (SWMM) لمحاكاة أداء شبكة الصرف لحي 672 مسكن عدل الموجودة في دائرة عزابة ولاية سكيكدة . تم تطبيق نماذج فقدان التسرب Horton و Green-Ampt لاختبار أداء نظام شبكة مياه الأمطار تحت تأثير مدة المطر 3 ساعات و 6 ساعات لفترات الإرجاع 10 و 20 و 50 عامًا. تم دعم محاكاة تباين ارتفاعات المياه وتغير التدفقات في شبكة مياه الأمطار بواسطة النموذج الهيدروليكي للموجة الديناميكية. حيث تظهر نتائج محاكاة شبكة مياه الأمطار بواسطة SWMM أن تطبيق نموذج فقدان التسرب Green-Ampt يمثل خطرًا أقل لفيضان البالوعات من نموذج فقدان التسرب Horton خاصةً تحت تأثير مطر 3 ساعات وفترة عودة 20 و 50 سنة.

الكلمات المفتاحية: شبكة مياه الأمطار ، النمذجة الهيدروليكية ، Green-Ampt ، SWMM ، Horton

La présente étude utilise le logiciel Storm Water Managment Model (SWMM) pour simuler la performance du réseau de drainage de 672 AADL situé à Azzaba daïra d'Azzaba wilaya de Skikda. Les modèles de pertes par infiltration Horton et Green-Ampt ont été appliqués pour tester la performance du réseau de drainage sous l'effet de la durée de pluie de 3h et 6h pour les périodes de retour de 10, 20 et 50 ans. La simulation de la variation des hauteurs d'eau et la variation des débits dans le réseau de drainage a été prise en charge par le modèle hydraulique de l'onde dynamique. Les résultats de la simulation du réseau de drainage par SWMM montrent que l'application du modèle de perte par infiltration de Green-Ampt représente moins de risque de débordement des regards par rapport au modèle de perte par infiltration d'Horton surtout sous l'effet de la pluie de 3h et la période de retour de 20 et 50 ans.

Mots clés: Réseau de drainage, modélisation hydraulique, Green-Ampt, Horton, SWMM

The present study uses the Storm Water Management Model (SWMM) software to simulate the performance of the AADL 672 drainage network located at Azzaba daïra of Azzaba wilaya of Skikda. The Horton and Green-Ampt infiltration loss models were applied to test the performance of the drainage system under the effect of the 3h and 6h rain duration for the return periods of 10, 20 and 50 years. The simulation of the variation of the water depths and the variation of the flows in the drainage network was supported by the dynamic wave hydraulic model. The Simulation of the drainage network by SWMM show that the application of the Green-Ampt infiltration loss model represents less risk of overflow from the Horton infiltration loss model especially under the effect of 3h rain and the return period of 20 and 50 years.

Key words: Drainage Network, Hydraulic Modelling, Green-Ampt, Horton, SWMM

Chapitre I : Inondations dans les zones urbaines

Figure I.1 : Phénomène d'inondation dans les zones urbaines	5
Figure I.2 : Les risques d'inondation (Ledoux, 2006)	9
Figure I.3 : Inondation de la ville d'Azzaba	10
Figure I.4 : Inondation de la ville de Skikda.....	10
Figure I.5 : Inondation à Haïti.....	12
Figure I.6 : Inondation en Algérie (Alger, 11/2001).....	12
Figure I.7 : Inondation de Novembre 2001 de Bab el oued Alger.....	14
Figure I.8 : Inondation en Ile la France.....	15
Figure I.9 : Pourcentage d'événements recensés dans plusieurs villes Algériennes	16

Chapitre II : Modélisation hydrologique et hydraulique

Figure II.1 : Représentation schématique de la modélisation pluie-débit	21
Figure II.2 : Relation entre les modèles pluie-débit (Berthier, 2008).....	22
Figure II.3 : Schéma explicatif du modèle filaire	29
Figure II.4 : Schéma explicatif du modèle à casier	30

Chapitre III : Matériels et méthodologie

Figure III.1 : Situation géographique de la zone d'étude (AADL 672 logts).....	36
Figure III.2 : situation de la ville d'Azzaba	36
Figure III.3 : Histogramme de précipitations mensuelles et annuelles en mm	37
Figure III.4 : Représentation graphique des températures mensuelles max, min et moy.....	38
Figure III.5 : Histogramme de l'évaporation mensuelle moyenne en mm.....	39
Figure III.6 : Histogramme de l'évapotranspiration mensuelle moyenne en mm.....	39
Figure III.7 : Histogramme de l'humidité mensuelle moyenne.	40
Figure III.8 : Interface de lancement de SWMM	41
Figure III.9 : Évolution générale du régime d'infiltration et de l'infiltration cumulative au cours du temps (K_s = conductivité hydraulique à saturation).....	45
Figure III.10 : Schéma du modèle d'infiltration de Green Ampt.....	46

Figure III.11 : Schéma du modèle de ruissellement de l'onde cinématique	51
Figure III.12 : fenêtre principale pour la définition des caractéristiques initiales des objets.	54
Figure III.13 : Fenêtre principale pour l'enregistrement des données des précipitations	55
Figure III.14 : fenêtre principale pour enregistractions des données des bassins	56
Figure III.15 : fenêtre principale pour enregistractions des données des regards	56
Figure III.16 : Ajustement graphique du modèle (calcul des paramètres « a » et « b » de la droite d'ajustement de Gumbel par la méthode des moments) pour les 5 séries de données.....	60
Figure III.17 : Représentation des couples durée – intensité moyenne déterminés à la station de AZZABA de 1995 à 2014 pour différents temps de retour.....	62
Figure III.18 : Représentation des courbes IDF avec la formule de Montana déterminés à la station de AZZABA de 1995 à 2014 pour différents temps de retour.....	63

Chapitre IV : Résultats et discussion

Figure IV.1 : Réseau de drainage de la zone d'étude	67
Figure IV.2 : Profil en long du collecteur principal simulé par Horton (T= 10 ans et D=3 h)	68
Figure IV.3 : Profil en long du collecteur principal simulé par Horton (T= 20 ans et D=3 h)	69
Figure IV.4 : Profil en long du collecteur principal simulé par Horton (T= 50 ans et D=3 h)	70
Figure IV.5 : Hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R16 pour les périodes de retour 10, 25 et 50 ans (Modèle d'Horton D= 3h).....	71
Figure IV.6 : Hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R28 pour les périodes de retour 10, 25 et 50 ans (Modèle d'Horton D= 3h).....	71
Figure IV.7 : Hydrogrammes de variation du débit dans la conduite C68 pour les périodes de retour 10, 25 et 50 ans (Modèle d'Horton D= 3h).....	74
Figure IV.8 : Hydrogrammes de variation du débit dans la conduite C27 pour les périodes de retour 10, 25 et 50 ans (Modèle d'Horton D= 3h)	74

Figure IV.9 : Profil en long du collecteur principal simulé par Horton (T= 10 ans et D=6 h)	75
Figure IV.10 : Profil en long du collecteur principal simulé par Horton (T= 20 ans et D=6 h)	76
Figure IV.11 : Profil en long du collecteur principal simulé par Horton (T= 50 ans et D=6 h)	78
Figure IV.12 : Hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R16 pour les périodes de retour 10, 25 et 50 ans (Modèle d'Horton D= 6h)	79
Figure IV.13 : Hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R28 pour les périodes de retour 10, 20 et 50 ans (Modèle d'Horton D= 6h)	79
Figure IV.14 : Hydrogrammes de variation du débit dans la conduite C68 pour les périodes de retour 10, 20 et 50 ans (Modèle d'Horton D= 6h)	81
Figure IV.15 : Hydrogrammes de variation du débit dans la conduite C28 pour les périodes de retour 10, 20 et 50 ans (Modèle d'Horton D= 6h)	82
Figure IV.16 : Profil en long du collecteur principal simulé par Green-Ampt (T= 10 ans et D=3 h)	83
Figure IV.17 : Profil en long du collecteur principal simulé par Green-Ampt (T= 20 ans et D=3 h)	84
Figure IV.18 : Profil en long du collecteur principal simulé par Green-Ampt (T= 50 ans et D=3 h)	85
Figure IV.19 : Hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R16 pour les périodes de retour 10, 20 et 50 ans (Modèle Green-Ampt D= 3h)	86
Figure IV.20 : Hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R28 pour les périodes de retour 10, 20 et 50 ans (Modèle Green-Ampt D= 3h)	87
Figure IV.21 : Hydrogrammes de variation du débit dans la conduite C27 pour les périodes de retour 10, 20 et 50 ans (Modèle Green-Ampt D= 3h)	89
Figure IV.22 : Hydrogrammes de variation du débit dans la conduite C68 Pour les périodes de retour 10, 20 et 50 ans (Modèle Green-Ampt D= 3h)	89
Figure IV.23 : Profil en long du collecteur principal simulé par Green-Ampt(T= 10 ans et D=6 h)	90
Figure IV.24 : Profil en long du collecteur principal simulé par Green-Ampt(T= 20 ans et D=6 h)	91

Figure IV.25 : Profil en long du collecteur principal simulé par Green-Ampt(T= 50 ans et D=6 h)	92
Figure IV.26 : Hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R28 pour les périodes de retour 10, 20 et 50 ans (Modèle Green-Ampt D= 6h)	93
Figure IV.27 : Hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R16 pour les périodes de retour 10, 25 et 50 ans (Modèle Green-Ampt D= 6h)	94
Figure IV.28 : Hydrogrammes de variation du débit dans la conduite C68 pour les périodes de retour 10, 20 et 50 ans (Modèle Green-Ampt D= 6h).....	96
Figure IV.29 : Hydrogrammes de variation du débit dans la conduite C28 pour les périodes de retour 10, 20 et 50 ans (Modèle Green-Ampt D= 6h).....	96
Figure IV.30 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R16 par le modèle d'Horton et Green-Ampt (T = 10 ans, D= 3h).....	97
Figure IV.31 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R28 par le modèle d'Horton et Green-Ampt (T = 10 ans, D= 3h).....	98
Figure IV.32 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans Le tronçon C27 par le modèle d'Horton et Green-Ampt (T = 10 ans, D= 3h).....	99
Figure IV.33 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le tronçon C68 par le modèle d'Horton et Green-Ampt (T = 10 ans, D= 3h).....	99
Figure IV.34 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R16 par le modèle d'Horton et Green-Ampt (T = 20 ans, D= 3h).....	100
Figure IV.35 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R26 par le modèle d'Horton et Green-Ampt (T = 20 ans, D= 3h).....	100
Figure IV.36 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le tronçon C25 par le modèle d'Horton et Green-Ampt (T = 20 ans, D= 3h).....	101
Figure IV.37 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le tronçon C68 par le modèle d'Horton et Green-Ampt (T = 20 ans, D= 3h).....	102
Figure IV.38 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R13 par le modèle d'Horton et Green-Ampt (T = 50 ans, D= 3h).....	102
Figure IV.39 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R16 par le modèle d'Horton et Green-Ampt (T = 50 ans, D= 3h).....	103

Figure IV.40 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le tronçon C13 par le modèle d'Horton et Green-Ampt (T = 50 ans, D= 3h).....	104
Figure IV.41 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le tronçon C68 par le modèle d'Horton et Green-Ampt (T = 50 ans, D= 3h).....	104
Figure IV.42 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R16 par le modèle d'Horton et Green-Ampt (T = 10 ans, D= 6h).....	105
Figure IV.43 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R28 par le modèle d'Horton et Green-Ampt (T = 10 ans, D= 6h).....	106
Figure IV.44 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le tronçon C68 par le modèle d'Horton et Green-Ampt (T = 10 ans, D= 6h).....	106
Figure IV.45 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le tronçon C28 par le modèle d'Horton et Green-Ampt (T = 10 ans, D= 6h).....	107
Figure IV.46 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R16 par le modèle d'Horton et Green-Ampt (T = 20 ans, D= 6h).....	108
Figure IV.47 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R28 par le modèle d'Horton et Green-Ampt (T = 20 ans, D= 6h).....	108
Figure IV.48 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le tronçon C68 par le modèle d'Horton et Green-Ampt (T = 20 ans, D= 6h).....	109
Figure IV.49 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le tronçon C28 par le modèle d'Horton et Green-Ampt (T = 20 ans, D= 6h).....	110
Figure IV.50 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R16 par le modèle d'Horton et Green-Ampt (T = 50 ans, D= 6h).....	110
Figure IV.51 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R28 par le modèle d'Horton et Green-Ampt (T = 50 ans, D= 6h).....	111
Figure IV.52 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le tronçon C68 par le modèle d'Horton et Green-Ampt (T = 50 ans, D= 6h).....	112
Figure IV.53 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le tronçon C28 par le modèle d'Horton et Green-Ampt (T = 50 ans, D= 6h).....	112

Chapitre I : Inondations dans les zones urbaines

Chapitre II : Modélisation hydrologique et hydraulique

Chapitre III : Matériels et méthodologie

Tableau III.1 : Mensuelles et annuelle des précipitations	37
Tableau III.2 : Moyennes mensuelles et annuelles des températures	38
Tableau III.3 : Moyennes mensuelles et annuelle de l'évaporation.....	38
Tableau III.4 : Moyennes mensuelles et annuelle de l'évapotranspiration	39
Tableau III.5 : Moyennes mensuelles et annuelle de l'humidité.....	40
Tableau III.6 : développement du model SWMM	43
Tableau III.7 : Caractéristique hydrodynamique des sols pour l'équation de Horton	46
Tableau III.8 : Caractéristique hydrodynamiques des sols pour l'équation de Green Ampt	49
Tableau III.9 : Evaluation du CN en fonction du type de sol.....	50
Tableau III.10 : Evaluation du CN en fonction de l'occupation du sol	50
Tableau III.11 : Coefficient de rugosité de Manning-Strickler	52
Tableau III.12 : Lames précipitées journalières maximales annuelles pour la station d'AZZABA de 1995 à 2014.....	57
Tableau III.13 : Estimation des lames précipitées, en mm à la station de AZZABA de 1995 à 2014 pour différents temps de retour	62
Tableau III.14 : Estimation des intensités moyenne, en mm/h, à la station de AZZABA de 1995 à 2014 pour différents temps de retour	61
Tableau III.15 : Valeurs des paramètres de Montana pour différents temps de retour	63

Chapitre IV : Résultats et discussion

Tableau IV.1 : Hauteurs d'eau max et débits max des nœuds simulés par Horton(T= 10 ans et D=3 h)	68
Tableau IV.2 : Hauteurs d'eau max et débits max des nœuds simulés par Horton(T= 20 ans et D=3 h)	68
Tableau IV.3 : Hauteurs d'eau max et débits max des nœuds simulés par Horton(T= 50 ans et D=3 h)	69

Tableau IV.4 : Hauteurs d'eau max et débits max des conduites simulés par Horton (T= 10 ans et D=3 h)	72
Tableau IV.5 : Hauteurs d'eau max et débits max des conduites simulés par Horton (T= 20 ans et D=3 h)	72
Tableau IV.6 : Hauteurs d'eau max et débits max des conduites simulés par Horton(T= 50 ans et D=3 h)	73
Tableau IV.7 : Hauteurs d'eau max et débits max des nœuds simulés par Horton(T= 10 ans et D=6 h)	75
Tableau IV.8 : Hauteurs d'eau max et débits max des nœuds simulés par Horton(T= 20 ans et D=6 h)	76
Tableau IV.9 : Hauteurs d'eau max et débits max des nœuds simulés par Horton(T= 50 ans et D=6 h)	77
Tableau IV.10 : Hauteurs d'eau max et débits max des conduites simulés par Horton (T= 10 ans et D=6 h)	80
Tableau IV.11 : Hauteurs d'eau max et débits max des conduites simulés par Horton (T= 20 ans et D=6 h)	80
Tableau IV.12 : Hauteurs d'eau max et débits max des conduites simulés par Horton (T= 50 ans et D=6 h)	81
Tableau IV.13 : Hauteurs d'eau max et débits max des nœuds simulés par Green-Ampt (T= 10 ans et D=3 h).....	83
Tableau IV.14 : Hauteurs d'eau max et débits max des nœuds simulés par Green-Ampt (T= 20 ans et D=3 h).....	83
Tableau IV.15 : Hauteurs d'eau max et débits max des nœuds simulés par Green-Ampt (T= 50 ans et D=3 h).....	84
Tableau IV.16 : Hauteurs d'eau max et débits max des conduites simulés par Green-Ampt (T= 10 ans et D=3 h)	88
Tableau IV.17 : Hauteurs d'eau max et débits max des conduites simulés par Green-Ampt (T= 20 ans et D=3 h)	88
Tableau IV.18 : Hauteurs d'eau max et débits max des conduites simulés par Green-Ampt (T= 50 ans et D=3 h)	88

Tableau IV.19 : Hauteurs d'eau max et débits max des nœuds simulés par Green-Ampt (T= 10 ans et D=6 h).....	90
Tableau IV.20 : Hauteurs d'eau max et débits max des nœuds simulés par Green-Ampt (T= 20 ans et D=6 h).....	91
Tableau IV.21 : Hauteurs d'eau max et débits max des nœuds simulés par Green-Ampt (T= 50 ans et D=6 h).....	92
Tableau IV.22 : Hauteurs d'eau max et débits max des conduites simulés par Green-Ampt (T= 10 ans et D=6 h)	94
Tableau IV.23 : Hauteurs d'eau max et débits max des conduites simulés par Green-Ampt (T= 20 ans et D=6 h)	95
Tableau IV.24 : Hauteurs d'eau max et débits max des conduites simulés par Green-Ampt (T= 10 ans et D=6 h)	95

ANRH : Agence national des ressources hydraulique

CDM : Camp Dresser and Mckee

EPA : Environnemental Protection Agency

GPS : Global Positioning System

HEC-HMS : Hydrologic Engineering Center-Hydrologic Modeling System

IDF : Intensité durée fréquence

M&E : Metcalf and Eddy

ONM : Office national météorologie

SCS-CN : le Service de Conservation des Sols - Cuvre Number

SWMM : Storm Water Mangement Model

UF : University of florida

Remerciment	
Dédicaces	
ملخص	
Résumé	
Abstract	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste des abréviations	
Introduction générale.....	2

Chapitre I : Inondations dans les zones urbaines

I.1. Introduction.....	5
I.2. Genèse des crues et des inondations	6
I.3. Définitions et généralités	6
I.4. Différents types des inondations	6
I.5. Connaissance du risque Inondation	7
I.5.1. Risques majeurs – inondations	7
I.5.2. Connaissance de l’aléa « inondation »	8
a. Alea	8
b. Vulnérabilité	8
I.6. Causes des inondations	9
I.6.1. Cause naturelle	9
I.6.2. Causes anthropiques directes	9
I.6.3. Causes humaines directes.....	10
I.6.4. Causes humaines indirectes.....	10
I.7. Conséquences des inondations.....	11
I.8. Stratégies de lutte contre les inondations.....	11
I.8.1. Exemples des inondations par pays.....	11

I.8.1.1. Les inondations à Haïti	11
I.8.1.2. Les inondations en Algérie :	12
I.8.1.3. Les inondations en France	14
I.8.2. villes au plus haut pourcentage d'événements recensés.....	15
I.9. Mécanismes d'écoulement de l'eau dans une ville.....	16
I.9.1. En cas de fortes précipitations.....	16
I.9.2. Débordement du réseau d'assainissement.....	17
I.10. Conclusion	17

Chapitre II : Modélisation hydrologique et hydraulique

II.1. Introduction	19
II.2. Définition d'un modèle.....	19
II.3. Les modèles hydrologiques et hydrauliques.....	19
II.3.1. Modélisation hydrologique	19
II.3.1.1. But de la modélisation hydrologique	21
II.3.1.2. Les variables d'un modèle hydrologique	21
II.3.1.3. Classification des modèles hydrologiques	22
II.3.1.3.1 Modèles stochastiques	22
II.3.1.3.2. Modèles déterministes	23
II.3.1.3.3. Modèles à base physique	23
II.3.1.3.4. Modèles empiriques.....	23
II.3.1.3.5. Modèles analytiques	23
II.3.1.3.6. Modèles conceptuels.....	24
II.3.1.3.7. Modèles globaux.....	24
II.3.1.3.8. Modèles spatialisés	24
a. Modèles conceptuels spatialisés ou semi-spatialisés	24
b. Modèles physiques spatialisés	25
c. Modèles physiques-conceptuels semi-spatialisés	25

II.3.1.4. les processus de modélisation hydrologique	26
II.3.1.4.1. L'évapotranspiration.....	26
II.3.1.4.2. L'interception et le stockage dans les dépressions	26
II.3.1.4.3. L'infiltration	27
II.3.1.4.4. Les écoulements	27
❖ Précipitation directe.....	27
❖ Ecoulement de surface ou ruissellement	27
❖ Ecoulement souterrain.....	28
II.3.2. modélisation hydraulique.....	28
II.3.2.1. Construction des modèles hydrauliques	28
II.3.2.1.1. Le modèle filaire.....	28
II.3.2.1.2 Le modèle à casier	29
II.3.2.1.3. Hypothèses de la modélisation	30
II.3.2.1.4. Prise en compte des apports intermédiaires.....	31
II.3.2.1.5. Calage des modèles hydrauliques.....	31
II.3.2.1.6. Incertitudes liée à l'exploitation opérationnelle des modèles hydrauliques.....	32
II.3.2.1.7. Performance des modèles hydrauliques en calage et en contrôle.....	33
II.3.2.1.8. Prise en compte des incertitudes pour améliorer la modélisation	33
II.4. Conclusion	34

Chapitre III : Matériels et méthodologie

III.1. Présentation de la zone d'étude	36
III.1.1. Situation administrative et géographique	36
III.1.1.1. Situation climatique	37
❖ Les précipitations	37
❖ La température	38
❖ L'évaporation.....	38
❖ L'évapotranspiration	39

❖ L'humidité.....	40
III.2. Présentation d'EPA SWMM	40
III.2.1. Définition SWMM.....	40
III.2.2. Présentation des caractéristiques du logiciel	41
III.2.3. Historique	42
III.2.4. Application séquentielle du modèle	43
III.2.4.1. Format de représentation des données pluviométriques	43
III.2.4.2. Transformation pluie/débit, fonction de production	44
III.3.Descriptions des modèles de SWMM	44
III.3.1.Modèles hydrologiques.....	44
III.3.1.1. Modèle d'infiltration d'Horton	45
III.3.1.2. Modèle d'infiltration de Green Ampt.....	46
III.3.1.2.1. Paramètres du modèle	46
III.3.1.2.2. Hypothèses simplificatrices du modèle :.....	47
III.3.1.2.3. Etablissement de la formule de Green-Ampt :	47
III.3.1.3. Modèle de ruissellement du Curve Number de SCS	49
III.3.1.3.1. Paramètres du modelé SCS	49
III.3.1.3.2. Evaluation du CN	50
III.3.2. Modèles hydrauliques.....	51
III.3.2.1.Modèle de ruissellement de l'onde cinématique	51
III.3.2.2.Modèle de la translation simple en régime permanent uniforme.....	52
III.3.2.3. Modèle de l'onde dynamique	52
III.3.2.4. Méthode de l'onde dynamique.....	53
III.4. Les caractéristiques EPA SWMM :	54
❖ La pluie de projet :	55
❖ Les bassins urbains.....	56
❖ Les nœuds : (les regards).....	56

❖ Lancer une simulation :	57
III.5. Analyse des données pluviométriques	57
III.5.1. Pluie journalières maximales annuelles.....	57
III.5.2. ajustement de La loi de Gumbel	57
III.5.3. Méthode des moments	59
➤ Démarche et résultats.....	59
III.5.4. Définition des courbes IDF.....	61
➤ Démarche et résultats.....	61
III.5.5. Ajustement de la loi Montana	62
➤ Démarche et résultats.....	63
III.5.6. Méthode composite.....	64
➤ Démarche et résultats :	64
III.6. Conclusion.....	64

Chapitre IV : Résultats et discussion

IV.1. Introduction.....	67
IV.2. Résultats de simulation par EPA-SWMM	67
IV.2.1. Simulation par le modèle de perte par infiltration HORTON	67
IV.2.1.1. Résultats de simulation des nœuds par le modèle de Horton (D= 3h).....	67
IV.2.1.2. Résultats de simulation des conduites par le modèle de Horton (D= 3h).....	72
IV.2.1.3. Résultats de simulation des nœuds par le modèle d'Horton (D= 6 heures).....	75
IV.2.1.4. Résultats de simulation des conduites par le modèle d'Horton (D= 6 heures).....	80
IV.2.2. Simulation par le modèle de perte par infiltration Green-Ampt	82
IV.2.2.1. Résultats de simulation des nœuds par le modèle de Green-Ampt (D= 3h).....	82
IV.2.2.2. Résultats de simulation des conduites par le modèle de Green-Ampt (D= 3h).....	87
IV.2.2.3. Résultats de simulation des nœuds par le modèle de Green-Ampt (D= 6h).....	90
IV.2.2.4. Résultats de simulation des conduites par le modèle de Green-Ampt (D= 6h).....	94
IV.2.3. Comparaison des résultats de simulation par le modèle d'Horton et Green Ampt	97

IV.2.3.1. Comparaison des résultats de simulation des nœuds (T = 10 ans D= 3h).....	97
IV.2.3.2. Comparaison des résultats de simulation des conduites (T = 10 ans D= 3h)	98
IV.2.3.3. Comparaison des résultats de simulation des nœuds (T = 20 ans D= 3h).....	100
IV.2.3.4. Comparaison des résultats de simulation des conduites (T = 20 ans D= 3h)	101
IV.2.3.5. Comparaison des résultats de simulation des nœuds (T = 50 ans, D= 3h).....	102
IV.2.3.6. Comparaison des résultats de simulation des conduites (T = 50 ans D= 3h)	103
IV.2.3.7. Comparaison des résultats de simulation des nœuds (T = 10 ans D= 6h).....	105
IV.2.3.8. Comparaison des résultats de simulation des conduites (T = 10 ans D= 6h)	106
IV.2.3.9. Comparaison des résultats de simulation des nœuds (T = 20 ans D= 6h).....	107
IV.2.3.10. Comparaison des résultats de simulation des conduites (T = 20 ans D= 6h)	109
IV.2.3.11. Comparaison des résultats de simulation des nœuds (T = 50 ans, D= 6h).....	110
IV.2.3.12. Comparaison des résultats de simulation des conduites (T = 50 ans D= 6h)	111
Conclusion générale	113
Recherche bibliographique.....	114



Introduction générale

L'urbanisation contribue à l'augmentation de la population de la ville et à l'augmentation des surfaces imperméables. Ces deux sections mèneront également à engendrer deux aspects de problèmes. Premièrement, les surfaces imperméables transforment rapidement la pluie tombée en eaux de ruissellement qui sont directement connectées au réseau d'eau pluvial. Cela augmentera les débits de pointe et réduira les temps de latence des débits de pointe. Le système de drainage doit pouvoir faire face à l'augmentation du débit de pointe afin de réduire les dommages potentiels et les inconvénients. Mais la capacité initiale du réseau d'eau pluvial n'a pas suffi à contenir tout le ruissellement de surface; l'excès de ruissellement de surface provoquera des inondations urbaines. Deuxièmement, en raison de la taille de la ville et de sa population, la demande en ressources en eau augmentera également fortement. Le réseau d'eau pluvial est une infrastructure importante et indispensable pour la ville, qui est utilisé pour lutter contre les inondations. Avec l'accélération des progrès de l'urbanisation, la tâche de drainage assumée par le réseau de drainage devient plus lourde. Dans de nombreuses villes, le réseau d'eau pluvial existant en raison de la construction d'une conception ancienne, la capacité de drainage est insuffisante (Parka et al., 2008); la capacité de drainage ne peut plus répondre à la demande croissante de changements d'occupation des sols urbains et de construction urbaine. Face à ce problème, le réseau d'eau pluvial de nombreuses villes commence à être redimensionné et transformé afin de répondre aux besoins en capacité de drainage de la ville. Dans ce contexte, Storm Water Management Model (USEPA, 2011) a été appliqué dans cette étude; la capacité de drainage dans les conditions pluviométrique prévue de la cité de 672 logts AADL dans la ville d'Azzaba a été simulée. Cependant, ce modèle nécessite un nombre important de paramètres et de variables pour analyser les paramètres hydrologiques complexes et interdépendants (infiltration, stockage de dépression, etc.). Deux variables importantes du modèle SWMM ont été considérées dans ce travail, telles que la pluie et l'infiltration. Pour la première variable, la pluie de projet utilisée dans cette étude inclue celles dérivées des courbes IDF et des précipitations type composite (Musy et Higy, 1998) pour un événement pluvieux de 20 ans pour différentes période de retour. En ce qui concerne la seconde variable, elle a fait l'objet de ce travail, qui consiste à l'évaluation des volumes infiltrés et les débits de pointes générés par le modèle SWMM, en relation avec le choix de sous modèles d'infiltration et la variation de l'imperméabilité des sols.

En milieu urbain, la variation d'imperméabilité du sol est affectée par l'effet de l'urbanisation. Cela a des impacts profonds sur les caractéristiques de ruissellement du sol (Misra, 2011 ; Nagy et al., 2012). L'infiltration affecte le processus de génération de ruissellement et est considérablement influencée par les propriétés hydrauliques du sol et sa texture (Saxton and Rawls, 2006 ; Sivakumar, 2015). La plupart des modèles hydrologiques physiques ont décrit de manière implicite ou explicite les relations entre les précipitations, les écoulements et les processus d'infiltration (Lee et al., 2015).

Chaque sous-modèle d'infiltration nécessite la détermination d'un nombre limité de paramètres dont les valeurs sont présentées par type de sol au niveau du modèle SWMM. Les sous-modèles d'infiltration étudiés incluent ceux de Horton, Green-Ampt. Il existe également des tableaux permettant d'estimer les paramètres de la formule de Horton pour différents types de sol. Le modèle d'infiltration de Green-Ampt (G-A) est l'un de ces modèles basé sur les caractéristiques du support poreux du sol (Hogarth et al., 2013).

L'objectif de ce travail est de connaître l'impact de choix du modèle de perte par infiltration sur la performance du réseau de drainage de la cité 672 logts AADL Azzaba.

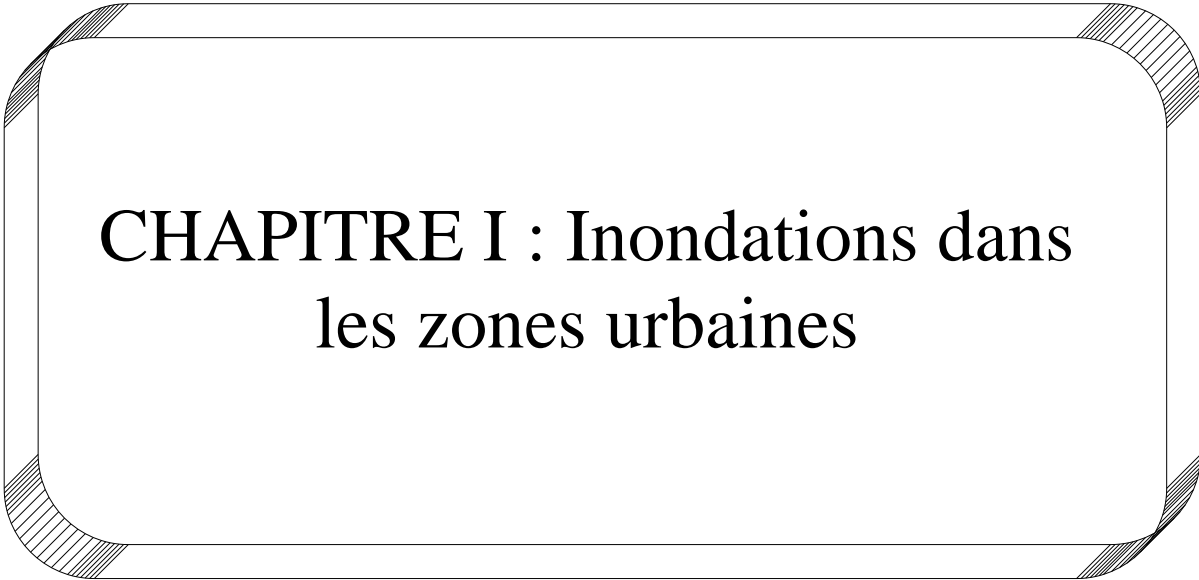
Notre mémoire est organisé en quatre chapitres:

Dans le premier chapitre, nous nous attachons à présenter la définition et généralité sur les inondations, présentation des notions et concepts fondamentaux liés au risque des inondations, ces types et ces causes avec des différents exemples.

Le deuxième chapitre; décrit les notions de modélisation hydrologique et hydraulique urbaine.

Le troisième chapitre, décrit la zone d'étude (cité 672 logts AADL Azzaba), sa localisation, la philosophie du logiciel SWMM et les sous modèles de perte par infiltration Horton et Green & Ampt.

Le quatrième chapitre représente les résultats de l'application du logiciel SWMM et les sous modèles de perte par infiltration. Enfin une conclusion qui a été faite résumant toutes les étapes de ce travail.



CHAPITRE I : Inondations dans les zones urbaines

I.1. Introduction

Les zones inondables sont soumises à différents types d'inondation dont les caractéristiques influencent le déroulement des crises et l'ampleur des impacts humains et économique.

Le risque n'est pas le même sur les différents territoires exposés puisque ni l'aléa ni la vulnérabilité ne sont les mêmes, les crues surviennent de manière plutôt lente sur le bassin plat alors qu'elles se produisent de manière extrêmement rapide et brutale sur les bassins pentus.

Aussi les inondations ne provoquent pas de catastrophes susceptibles de marquer les esprits.

Si les zones inondables n'étaient pas ou peu occupées par l'homme. Le but principal de ce chapitre est la présentation des notions et concepts fondamentaux liés ainsi que les enjeux et vulnérabilité (Hallouche, 2007).



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

I.2. Genèse des crues et des inondations

Sous les termes de crues et d'inondations se cache un phénomène multiforme.

Les crues, terme plutôt hydrologique, désigne le dépassement d'un certain débit ou d'une certaine hauteur par un cours d'eau. Cette hauteur d'eau peut être qualifiée en fonction de sa durée de retour ; par exemple une crue décennale est une hauteur d'eau ou un débit qui a une chance sur dix de se produire chaque année.

Le terme inondation est d'acceptation plutôt topographique ou géomorphologique. Il désigne le débordement d'un cours d'eau de son lit mineur, mais aussi le remplissage d'une cuvette topographique par les eaux de ruissellement local. Ce type d'inondations pluviales se distingue par la vitesse de l'eau, le volume d'eau écoulé et la hauteur d'eau. Ces paramètres sont essentiels pour comprendre les dommages et instaurer des politiques de prévention efficaces (Yahiaoui, 2012).

I.3. 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.4. 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.

I.5. Connaissance du risque Inondation

Le risque d'inondation reste aujourd'hui le risque le plus répandu, faisant le plus de victimes et de dégâts. Il contribue pour 58% dans le nombre des victimes des catastrophes naturelles et pour 31% dans le montant des pertes économiques.

La réaction face à ce risque d'inondation a consisté pendant plusieurs décennies à lutter contre les crues qui signifiait d'abord que l'on cherchait à agir sur le phénomène naturel la crue – et uniquement sur lui, c'est -à-dire sur une seule composante du risque « l'aléa » et non sur les enjeux ou leur vulnérabilité. (Ledoux, 2006).

I.5.1. Risques majeurs – inondations

Les types de risques auxquels chacun de nous peut être exposé sont regroupés en cinq familles :

- ❖ **Risques naturels** : avalanche, feu de forêt, inondation, mouvement de terrain, cyclone, tempête, séisme et éruption volcanique ;
- ❖ **Risques technologiques** : d'origine anthropique, ils regroupent les risques industriels, nucléaire, biologique, rupture de barrage...
- ❖ **Risques de transports collectifs** (personnes, matières dangereuses) : sont des risques technologiques, on en fait un cas particulier car les enjeux varient en fonction de l'endroit où se développe l'accident ;
- ❖ **Risques de la vie quotidienne** (accidents domestiques, accidents de la route...) ;
- ❖ **Risques liés aux conflits** (Merabet, 2006).

L'un des meilleurs moyens de prévention contre les risques d'inondation est d'éviter d'urbaniser les zones exposées à ce risque. Le PERI (Les plans d'exposition aux risques des inondations) est parmi les anciens documents définissant les zones inconstructibles et des zones constructibles sous réserves de respecter certaines prescriptions (Bravard, 1991).

I.5.2. Connaissance de l'aléa « inondation »

a. Alea

L'aléa semble le terme le plus adéquat pour définir le phénomène physique, naturel et non maîtrisable, d'occurrence et d'intensité donnée (définition du ministère de l'environnement et de développement durable français). Cette définition révèle le caractère hasardeux du risque et le faire différencier de sa définition linguistique qui le présente comme un risque et non pas un de ses composantes. Dans notre cas où le risque est l'inondation l'aléa n'est que le phénomène naturel de crue non maîtrisable d'occurrence et d'intensité aléatoires, cette prévision est probabiliste et la détermination de l'intensité et la fréquence de crue est basé sur le traitement stochastique de l'historique des événements où la longueur de la série observée joue un rôle principal sur la validité des prévisions. Néanmoins la notion de période de retour est purement statistique et elle ne correspond qu'à l'appréciation de l'intensité du phénomène en comparaison à d'autres (Chachoua, 2010).

b. Vulnérabilité

La vulnérabilité est une notion composite. Elle prend en compte divers paramètres géographique et socioéconomique. Plusieurs définitions existent dans la littérature, parmi lesquelles on choisit deux définitions officielles. La définition de MEDD (le Ministère de l'Ecologie et de Développement Durable français) « la vulnérabilité est le niveau des conséquences prévisibles d'un phénomène naturel sur les enjeux », et celle de NOAA (National Océanique and Atmosphérique Administration) « la susceptibilité des ressources à être affectées par des aléas ». Les enjeux sont les éléments à risque (personne, biens, activités, patrimoine...) attribuent à la vulnérabilité une dimension complexe quantitative et qualitative. La notion de vulnérabilité peut être résumée en quatre points :

- La perception sociale de l'aléa.
- L'aléa et ses conséquences prévisibles sur les enjeux.
- Les dispositions prises pour limiter l'effet de l'aléa.
- Les enjeux.

Cette complexité de concepts d'aléa et de la vulnérabilité (figure.I.2) montre que la considération de risque sommairement comme un produit de deux facteurs est limitative et pour mettre en œuvre une politique de gestion précise et scientifique, on doit décomposer

ces deux facteurs en plusieurs éléments afin de déterminer ceux susceptibles d'être maîtrisés pour minimiser le risque (Chachoua, 2010).



Figure. I.2 : Les risques d'inondation (Ledoux, 2006)

I.6. Causes des inondations

Elles peuvent avoir de nombreuses causes cumulables :

I.6.1. 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.6.2. Causes anthropiques directes

Implantations humaines inadaptées dans une plaine inondation ou en zone inondable ; dans le contexte urbain les surfaces imperméabilisées et dans le contexte agricole, l'imperméabilisation des sols due à une régression et dégradation des sols (battance), le drainage, certaines pratiques agricoles intensives peuvent accélérer le ruissellement de l'eau et en limiter l'infiltration (figure.I.3).



Figure I.3 : Inondation de la ville d'Azzaba

I.6.3. 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.

I.6.4. 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) (figure. I.4).



Figure.I.4 : Inondation de la ville de Skikda

I.7. 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.8. Stratégies de lutte contre les inondations

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 humides, par des pratiques culturelles 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.

I.8.1. Exemples des inondations par pays

I.8.1.1. 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.



Figure. I.5 : Inondation à Haïti

I.8.1.2. Les inondations en Algérie :



Figure.I.6 : Inondation en Algérie (Alger, 11/2001)

Écoulée, nous avons pu avoir les données de quelques inondations parmi lesquelles :

- Le 20 octobre 1993 (ouest algérien) : 22 décès et 14 blessés à chlef.
- Mois d'octobre 1994, des inondations ont été signalées dans plusieurs régions du pays, bilan 60 décès et des dizaines de disparus au cours de dix jours d'inondations.

- Le 22 octobre 2000: des inondations à l'ouest algérien, plus de 24 décès.
- Le 1er octobre 2008 : des pluies diluviennes s'étaient abattues sur la région de Ghardaïa, faisant dangereusement monter les cours d'eau. Au moins 33 personnes sont mortes, quatre-vingt-quatre personnes ont été blessées et près de 600 maisons détruites dans des inondations très importantes.
- Le 09 octobre 2008: dans la wilaya D'AÏN DEFLA, les intempéries ont causé six décès et huit autres blessées parmi la population, suite à une inondation qui a surpris la région.
- La nuit du 12 octobre 2008 a été fortement pluvieuse, de pluie ont été enregistrée, surtout dans les localités de KHEMIS MILIANA et Sidi Lakhdar où la force de l'averse a fait que le revêtement bitumeux de la chaussée en certains endroits a été endommagé, de même que des habitations noyées par des eaux chargées de terre argileuse et de gravier. Des torrents de boue provenant des collines surplombant la ville de KHEMIS MILIANA ont envahi la majorité des quartiers. Même la voie ferrée n'a pas été épargnée par ces inondations.
- Durant ce mois d'Octobre 2008, d'autres crues et inondations sont signalées à Batna (450 km au sud-est d'Alger) où deux personnes ont été emportées par les eaux d'oueds en crue. A Bechar, région habituellement désertique et aride, situé à plus de 1.000 km au sud-ouest d'Alger, au moins huit personnes sont mortes noyées dans des inondations qui l'ont frappé mercredi et jeudi 15 et 16 octobre 2008.
- Le soir du 01 octobre 2011 a été fortement pluvieuse de P=60 mm à la ville d'EL BAYADH, Au moins 11 personnes sont mortes, et près de 170 maisons détruites, et deux ponts dans des inondations très importantes
- 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.



Figure. I.7 : Inondation de Novembre 2001 de Bab el oued Alger

I.8.1.3. 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.



Figure. I.8 : Inondation en Ile la france

I.8.2. 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 évènements : 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 évènements 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% (figure I.9)

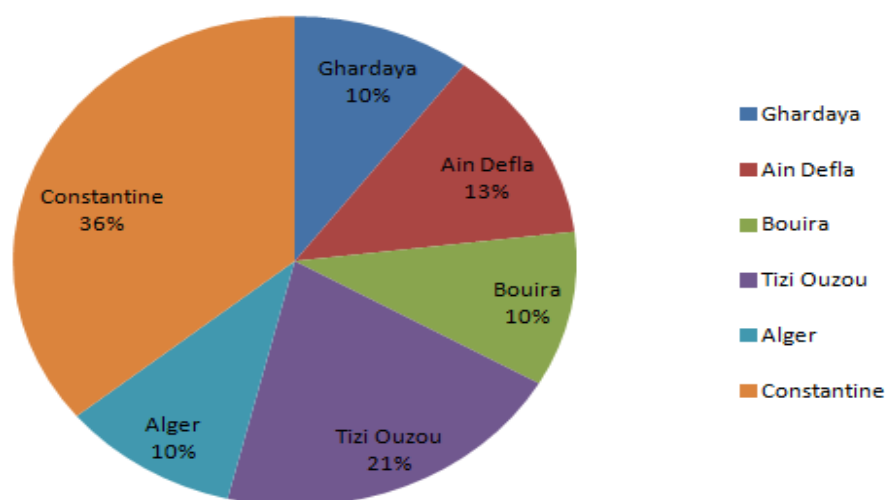


Figure.I.9 : Pourcentage d'événements recensés dans plusieurs villes Algériennes

I.9. 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., 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.

I.9.1. 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.

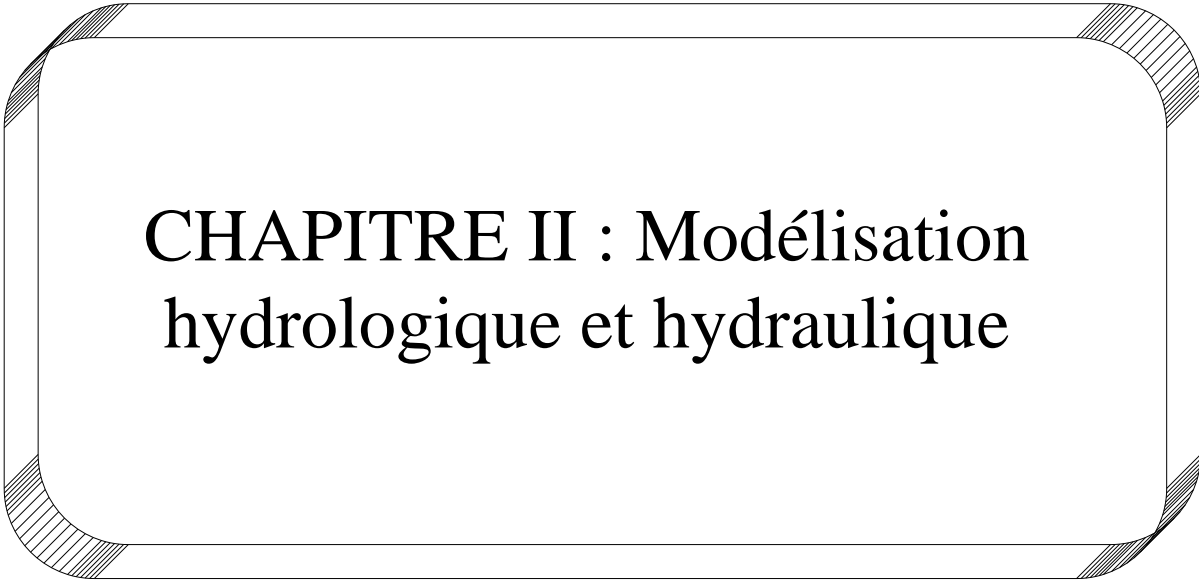
I.9.2. Débordement du réseau d'assainissement

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, Hdraworks, 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 (EttrichN. 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.10. 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).



CHAPITRE II : Modélisation hydrologique et hydraulique

II.1. Introduction

Aujourd'hui, la nécessité de quantifier les phénomènes de types extrêmes comme les crues exceptionnelles est un des domaines les plus connus du grand public, mais la connaissance des débits moins exceptionnels reste fondamentale dans le cadre de la gestion de la ressource en eau, en relation directe avec la demande en eau des populations. C'est pourquoi on les qualifie souvent de déterministes.

Chaque point d'un cours d'eau permet de définir un bassin versant et les débits observés en ce point sont directement liés aux précipitations tombées sur ce bassin. A partir des observations faites en quantifiant la pluie tombée, on peut arriver à reproduire la réponse en débit du bassin. La simulation hydrologique du bassin versant, décrite comme la transformation de la pluie en débit passe par l'utilisation d'un modèle hydrologique.

II.2. Définition d'un modèle

Il semble important, avant de rentrer dans l'étude de façon approfondie, de définir ce qu'est un modèle afin d'expliquer les choix de l'outil de modélisation utilisé dans notre étude.

Un modèle permet donc d'approcher de façon figurative des systèmes hydrologiques complexes. Le plus souvent basé sur la représentation mathématique ou physique des processus, il intègre les différentes phases du cycle de l'eau, en tentant de s'approcher au maximum de ce qui se passe dans la réalité.

Le modèle hydrologique parfait, pouvant s'appliquer à toutes les échelles de temps et d'espace, n'existe pas, mais les efforts accomplis dans l'amélioration et le perfectionnement des outils de modélisation permettent aujourd'hui, de mieux cerner les différentes phases du cycle hydrologique et ainsi de mieux les modéliser.

II.3. Les modèles hydrologiques et hydrauliques

II.3.1. Modélisation hydrologique

Un modèle est une représentation d'un phénomène physique, dans le but de comprendre les processus qui le régissent. Cette représentation peut être physique, analogique ou mathématique.

Dans le premier cas, le modèle est une maquette qui reproduit d'une manière plus au moins adéquate la réalité. Les modèles analogiques se basent sur les similitudes entre le phénomène à étudier et un autre phénomène physique.

La modélisation mathématique est un outil essentiel pour la connaissance des phénomènes naturels, elle essaye d'établir un lien entre les variables d'entrée et de sortie par des relations mathématiques.

Au cours de ces dernières années, les efforts de la recherche pour la compréhension du cycle de l'eau dans les milieux naturels (bassins versants, rivières, nappes, etc.), associés aux développements de l'informatique, se sont concrétisés par l'apparition d'une multitude de modèles mathématiques. On peut distinguer trois types d'utilisation des modèles mathématiques en hydrologie :

- La modélisation comme outil de recherche : La modélisation peut être utilisée pour interpréter des données mesurées. Différents scénarios de fonctionnement hydrologique des bassins versants peuvent être confrontés aux mesures.
- La modélisation comme outil de prévision : elle nous donne une anticipation des évolutions futures du débit d'un cours d'eau. Il s'agit de l'utilisation opérationnelle la plus courante des modèles hydrologiques.

Dans la plupart des cas cependant, les modèles développés sont basés sur des régressions linéaires entre les variables indépendantes (pluie, débits amont) et les variables dépendantes (débits aval), et font peu appel aux connaissances sur les processus hydrologiques.

- La modélisation comme outil d'extrapolation : reconstitution de séries de débits plausibles. Dans certains cas, comme par exemple le dimensionnement de déversoirs de sécurité de barrages hydroélectriques ou encore la délimitation de zones inondables.
- La modélisation du comportement hydrologique des bassins versants est incontournable chaque fois qu'on s'intéresse à des problèmes liés à la gestion des ressources en eau, à l'aménagement du territoire et aux différents risques hydrologiques (sécheresse, inondation, ...). Cette modélisation doit décrire de manière fidèle et réaliste les différentes étapes liées à la transformation de la pluie en débit. On l'utilise aussi pour obtenir des informations intéressantes pour le dimensionnement des ouvrages hydrauliques.

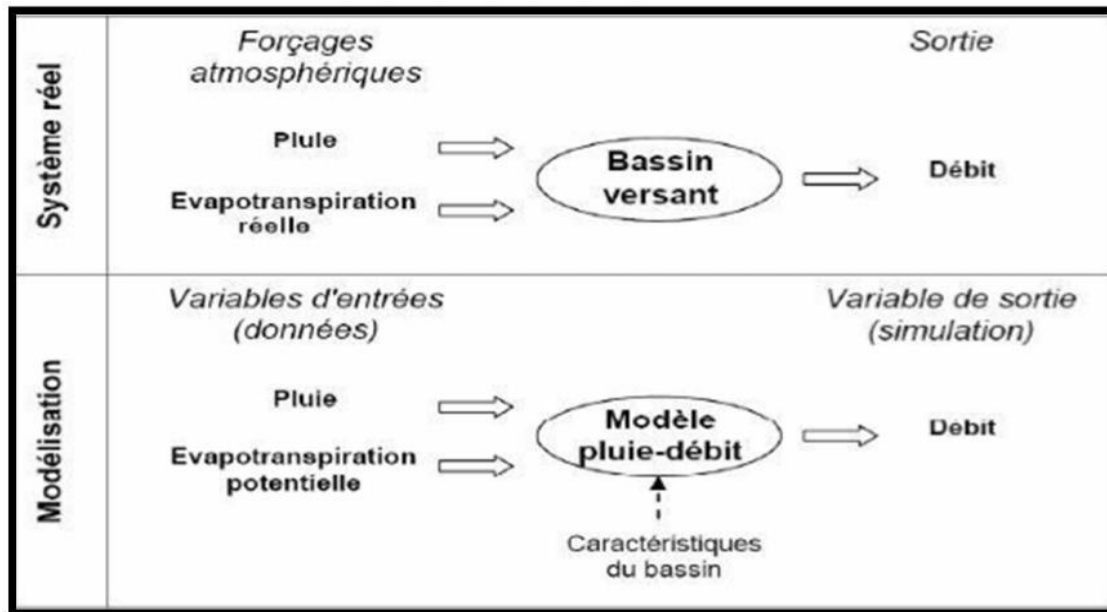


Figure II.1 : Représentation schématique de la modélisation pluie-débit

II.3.1.1. But de la modélisation hydrologique

Nous adoptons ici un point de vue selon lequel un modèle hydrologique n'a pas pour but de serrer au plus près la réalité physique des phénomènes qui se déroulent dans un bassin versant, mais de prévoir au mieux les débits à l'exutoire d'un bassin versant et accessoirement de constituer un outil efficace pour résoudre des problèmes pratiques sur les ressources en eau.

II.3.1.2. Les variables d'un modèle hydrologique

Un modèle hydrologique est généralement défini par :

- ❖ **Variables d'entrée** (variables indépendantes) : il s'agit des entrées du modèle, qui sont essentiellement les chroniques de pluie, d'ETP ou de température ;
- ❖ **Variables de sortie** (variables dépendantes) : il s'agit des sorties du modèle, qui sont généralement les débits simulés à l'exutoire du bassin versant, mais qui peuvent parfois être aussi l'ETR, des niveaux piézométriques, ...etc.
- ❖ **Variables d'état** : il s'agit des variables internes au système, qui évolue en fonction du temps et rendent compte de l'état du système à un moment donné. Typiquement, ces variables sont les niveaux de remplissage des différents réservoirs (neige/production / routage).

- ❖ **Paramètres** : les paramètres des modèles hydrologiques, qu'ils aient une pseudo-signification physique ou qu'ils soient calés, servent à adapter la paramétrisation des lois régissant le fonctionnement du modèle, au bassin versant étudié.

II.3.1.3. Classification des modèles hydrologiques

Il existe, dans la littérature, de nombreux modèles hydrologiques de bassins versants ayant chacun leurs spécificités et leur domaine d'application. Une fois le modèle choisi, il faut évaluer sa capacité à représenter la réalité. Ceci se fait le plus souvent en comparant les résultats du modèle avec les observations. C'est une étape très délicate.

Les classifications de modèles que l'on trouve dans la littérature sont nombreuses et peuvent être fonction de plusieurs caractéristiques (Berthier, 2008). Pour ironiser, Perrin (2002) disait qu'il y a presque autant de classifications que d'hydrologues.

La figure I.2 donne une classification des modèles hydrologiques basée sur ces critères.

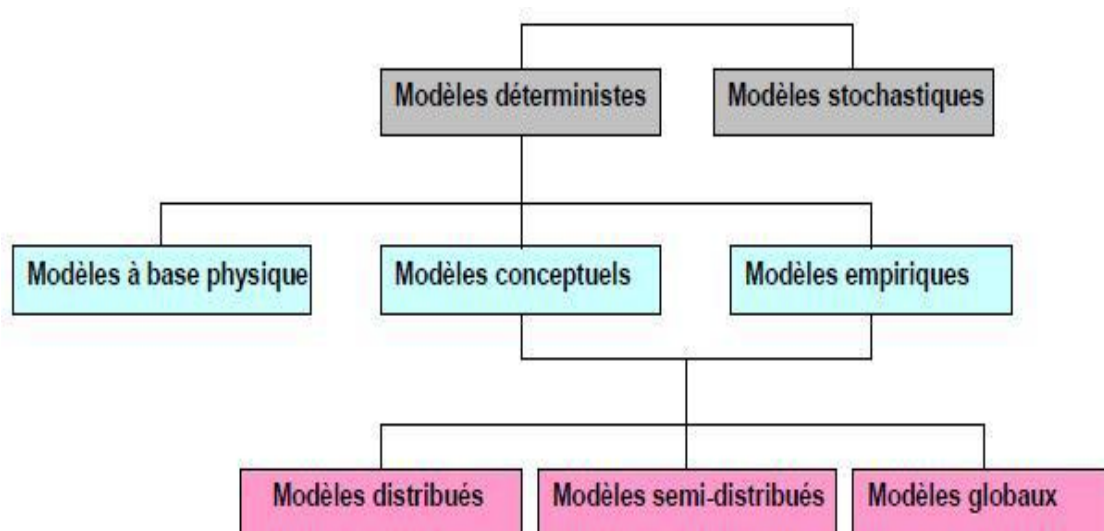


Figure II.2: Relation entre les modèles pluie-débit (Berthier, 2008)

II.3.1.3.1 Modèles stochastiques

La modélisation stochastique peut être envisagée en cas qu'il y a des incertitudes sur les données ou parfois même sur les processus mis en jeu. On considère que l'approche stochastique est un moyen rationnel de traiter la caractérisation spatiale de la variabilité, et d'établir un lien entre les incertitudes des paramètres et celles des prédictions. Toutefois cette approche, bien qu'elle soit le meilleur moyen de caractériser la variabilité des grandeurs, nécessite la connaissance des lois de probabilité les plus courantes pour la variabilité considérée ou au moins de leurs premiers moments. (Makhlouf, 1994)

II.3.1.3.2. Modèles déterministes

Un modèle est dit déterministe (par opposition à stochastique) si aucune de ses grandeurs n'est considérée comme aléatoire, c'est à dire résultant soit de l'observation soit de grandeurs reconstituées. La plupart des modèles hydrologiques sont déterministes. Ces modèles sont associés à chaque jeu de variables de forçage, de variables d'état et de paramètres, une valeur de réalisation unique des variables de sortie (il s'agit essentiellement des débits simulés à l'exutoire d'un bassin versant. (Makhlouf ,1994)

II.3.1.3.3. Modèles à base physique

Le modèle à base physique est basé uniquement sur des équations de la physique, et ne comportant idéalement aucun paramètre. Il n'existe pas de modèle à base physique au sens strict en hydrologie. L'importance de l'hétérogénéité spatiale dans la réponse hydrologique des bassins versants rend cependant difficile voire impossible l'utilisation de tels modèles. La précision spatiale des données disponibles en particulier concernant les types de sols et leurs profondeurs n'est pas suffisante. Dans la pratique, les profondeurs et les conductivités moyennes des sols représentatifs de sous parties du bassin versant, doivent être évaluées par calage. (Clarke ,1981)

II.3.1.3.4. Modèles empiriques

Les modèles empiriques reposent sur les relations observées entre les entrées et les sorties de l'hydro-système considéré. Ils expriment la relation entre variables d'entrée et de sortie du système (relation pluie débit) à l'aide d'un ensemble d'équations développées et ajustées sur la base des données obtenues sur le système. Un modèle empirique ne cherche pas à décrire les causes du phénomène hydrologique considéré ni à expliquer le fonctionnement du système, le système est considéré comme une boîte noire. (Clarke, 1981)

II.3.1.3.5. Modèles analytiques

Ce sont des modèles pour lesquels les relations entre les variables de sortie et les variables d'entrée ont été établies par analyse de séries de données mesurées. L'exemple type est celui des modèles linéaires : les paramètres de ces modèles sont liés aux coefficients de corrélation entre les variables. Notons que l'analyse des données peut conduire au choix de relations non linéaires entre les variables. (Clarke, 1981)

II.3.1.3.6. Modèles conceptuels

Les modèles conceptuels considèrent en général le bassin versant, après quelques simplifications du cycle de l'eau, comme un ensemble de réservoirs interconnectés.

Ce type de modèle reproduit donc au mieux le comportement d'un système, plutôt qu'il n'avance d'explications causales sur son comportement. (Makhlouf, 1994)

II.3.1.3.7. Modèles globaux

Dans un modèle global le bassin est considéré comme une entité unique. Des relations empiriques (issues de l'expérience) relient les entrées et les sorties sans chercher à se rapprocher d'une loi physique.

Les modèles globaux offrent à l'utilisateur un choix très attractif, car il présente une structure très simplifiée, il ne demande pas trop de données, faciles à utiliser et à calibrer. La représentation du processus hydrologique est très simplifiée. Il peut souvent mener à des résultats satisfaisants, et spécialement si l'objectif majeur est la prévision d'une crue. (Makhlouf, 1994)

II.3.1.3.8. Modèles spatialisés

Actuellement plusieurs modèles spatialisés correspondant aux différentes écoles hydrologiques sont en phase avancée de développement. En principe, les modèles spatialisés sont des modèles qui utilisent des entrées et des sorties où les caractéristiques des bassins versants sont distribuées dans l'espace. La spatialisation peut être arbitraire ou basée sur des divisions morphologiques naturelles ou hydrologiques. (Girard, 1972)

Nous pouvons classer les modèles spatialisés en trois grands types :

- ❖ Modèles conceptuels spatialisés ou semi-spatialisés ;
- ❖ Modèles physiques spatialisés ;
- ❖ Modèles physiques conceptuels semi-spatialisés

a. Modèles conceptuels spatialisés ou semi-spatialisés

Les modèles conceptuels spatialisés ou semi-spatialisés représentent un grand progrès sur les modèles globaux quand il s'agit d'analyser le fonctionnement interne d'un bassin. Le bassin versant est discrétisé en unités spatiales (mailles ou sous-bassins) considérées comme homogènes, qui se vident les unes dans les autres de l'amont en aval. Ainsi, on a la possibilité de tenir compte de la répartition spatiale des facteurs et de suivre

la genèse et la propagation des débits à l'intérieur du bassin. C'est le cas du modèle CEQUEAU et du modèle HEC-HMS.

b. Modèles physiques spatialisés

Les modèles à base physique spatialisés sont des modèles qui décrivent les mécanismes internes d'un système (bassin versant) ayant comme base les lois de la mécanique, de la physique, de la thermodynamique, etc. Du point de vue théorique, ces modèles sont indépendants de tout calage parce que leurs paramètres sont mesurables. Ils permettent une description théorique unifiée de la plupart des flux observés dans un bassin versant et servent à modéliser les principaux processus hydrologiques comme :

- ❖ L'écoulement de surface à partir des équations de Saint-Venant ;
- ❖ L'écoulement en milieu saturé à partir des équations de Darcy ;
- ❖ L'écoulement en milieu non saturé à partir des équations de Richards ;
- ❖ L'évapotranspiration à partir des équations de conservation ou de relations entre flux.

A partir d'un découpage de l'espace en mailles de taille adaptée au problème à traiter, ils simulent les diverses composantes du cycle de l'eau sur chaque maille (ruissellement, infiltration, évapotranspiration) et convolent les transferts de maille à maille, jusqu'au réseau hydrographique constitué.

Ces modèles sont complexes à mettre en œuvre et exigent d'importantes quantités de données. Ils sont bien adaptés à la simulation de la diversité d'un bassin.

Cependant, ces modèles ne peuvent traiter les grands bassins en raison de leur grande hétérogénéité morphologique et météorologique. Parmi ces modèles on peut citer le modèle Mike SHE.

c. Modèles physiques-conceptuels semi-spatialisés

Pour dépasser les limites de chacune des approches précédentes (modèles conceptuels trop peu réalistes, modèles à base physique trop complexes), il est intéressant d'essayer une modélisation hydrologique qui peut être :

- A base physique, fondée sur les processus réels mais simplifiés ;
- Semi-spatialisée, fondée sur une discrétisation en unités relativement homogènes, qui permettent de tenir compte de la variabilité spatiale de la structure du bassin versant.

La méthode de discrétisation spatiale varie d'un modèle à l'autre : mailles carrées, sous bassins versants, éléments de versant, plans versant et canal, unités hydrologiques ou aires contributives (modèle TOPMODEL).

II.3.1.4. les processus de 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 :

II.3.1.4.1. 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.

II.3.1.4.2. 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.

II.3.1.4.3. 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.

II.3.1.4.4. 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.

❖ **Ecoulement 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.

❖ **Ecoulement 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.

II.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.

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.

II.3.2.1. Construction des modèles hydrauliques

La construction d'un modèle hydraulique nécessite de disposer de données topographiques écrivant le lit de la rivière et ses éventuels bras secondaires (lit mineur), la plaine inondable (lit majeur) et tous les ouvrages influant sur les écoulements (digues de protection contre les crues, barrages de navigation, ponts...). Les relevés du lit mineur sont réalisés par des relevés terrestres (nivellement classique ou relevés GPS) et, pour la partie sous l'eau, par sondage.

II.3.2.1.1. Le modèle filaire

Dans le modèle filaire, le cours d'eau est simplifié par un couloir d'écoulement limité au lit mineur, aux coteaux, aux levées éventuelles, aux affluents du fleuve, aux ruisseaux de drainages des vals, aux terrains situées dans le prolongement des déversoirs.

L'hydraulicien doit redessiner le lit de la Loire. Pour le faire, il reconstruit des profils transversaux grâce à un relevé topographique d'une quinzaine de points. Cette opération est effectuée chaque kilomètre.

On associe au modèle les équations générales d'écoulement d'un fluide dans un couloir. Le modèle est alors capable de fournir, pour un débit amont donné, le débit, et la hauteur d'eau en tout point du cours d'eau, et son évolution dans le temps.

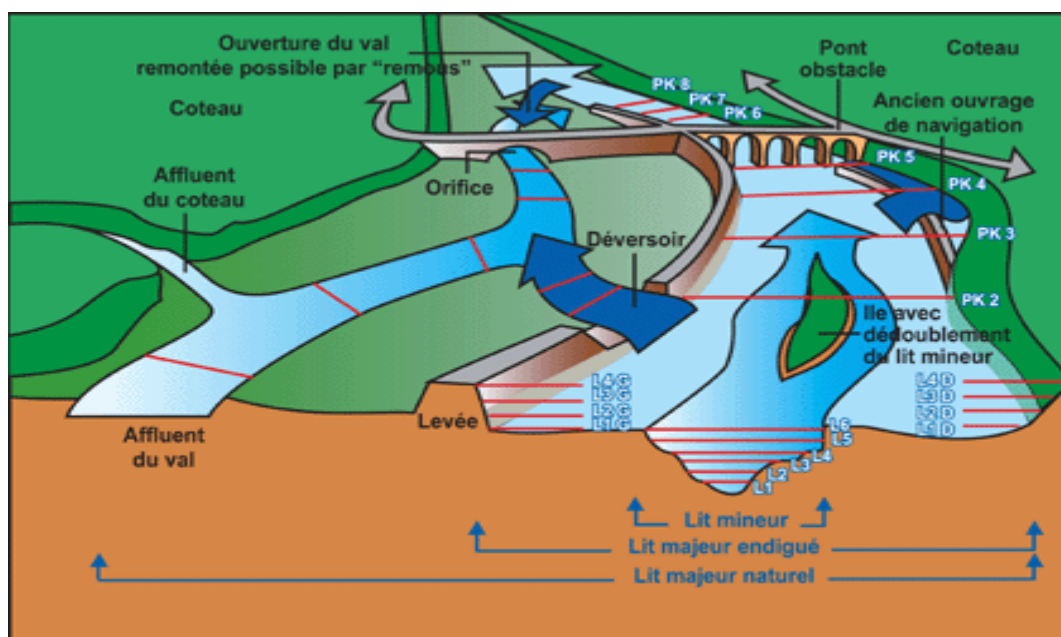


Figure II.3 : Schéma explicatif du modèle filaire

II.3.2.1.2 Le modèle à casier

Le modèle filaire n'est valable que si le fleuve reste dans son lit. S'il déborde, on ne peut plus le considérer comme un cours d'eau contraint dans un couloir.

L'hydraulicien considère alors que le champ d'expansion des crues est composé d'un réseau de casiers qui se remplissent les uns après les autres. Ces casiers sont fabriqués pour avoir une superficie de 2km² environ. Ils sont délimités par des obstacles physiques existants comme les levées, les coteaux, les talus, les routes...

Les liaisons entre casiers contiguës sont définies par une analyse spécifique. Elles sont représentées par des surverses, des orifices ou des écoulements rugueux.

Le comportement de l'eau dans le modèle à casier est différent de son comportement dans le modèle filaire puisque les casiers se remplissent les uns après les autres. Le modèle à casier calcule pour chaque casier les niveaux et vitesses de l'eau en faisant une moyenne sur toute la surface du casier.

L'évolution de ces données dans le temps permet de connaître le temps de remplissage et de vidange des casiers.

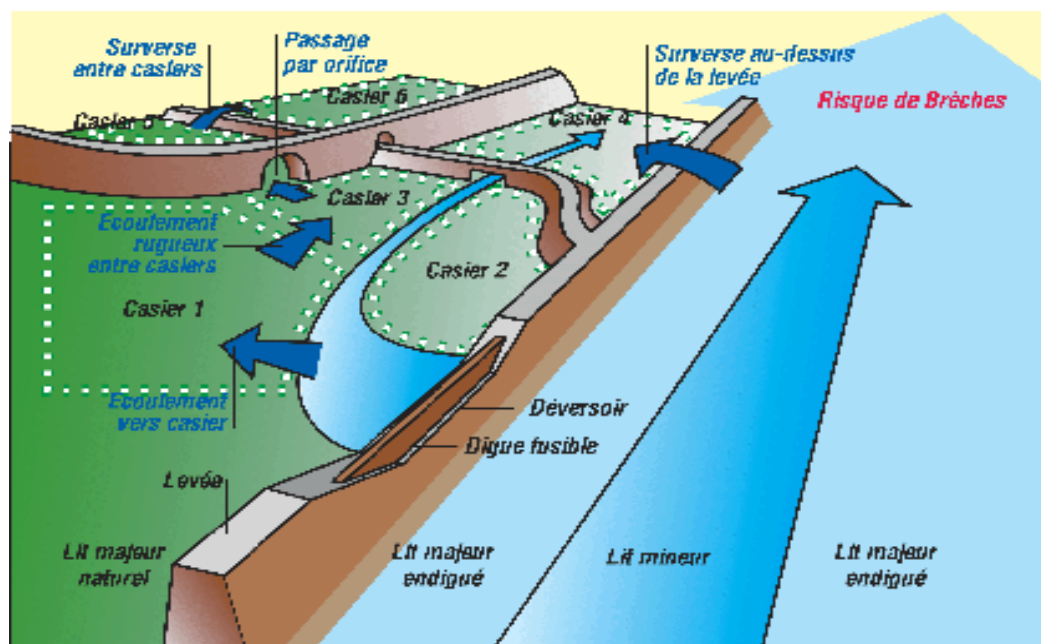


Figure II.4 : Schéma explicatif du modèle à casier

II.3.2.1.3. Hypothèses de la modélisation

La modélisation hydraulique 1D repose sur la résolution des équations de Barré – Saint-Venant. Celle-ci est fondée sur une série d'hypothèses dont les principales sont :

- ❖ l'écoulement est unidimensionnel (ou filaire) ;
- ❖ la répartition des vitesses est uniforme dans une section transversale donnée ;
- ❖ la répartition des pressions sur une verticale est hydrostatique.

À l'échelle d'une vallée et pour l'objectif qui est le nôtre (à savoir la propagation des crues pour la prévision aux échelles de crue), ces hypothèses peuvent être considérées comme étant satisfaites. Le modèle pourra toutefois mal représenter les écoulements dans des zones de confluence et à proximité de points singuliers. Les échelles de prévision étant souvent situées sur des ouvrages constituant des points singuliers, le modèle pourra ainsi avoir des difficultés à reproduire l'ensemble des cotes à ces échelles.

Au-delà de ces hypothèses, la construction du modèle nécessite également de définir une topologie c'est à dire une schématisation du fonctionnement hydraulique du cours d'eau et de sa vallée. Ainsi, par exemple, il faut définir :

- ❖ Les zones d'écoulement (décrites par des modélisations filaires) et les zones de stockage.

- ❖ les points d'échange entre ces zones (communication au niveau du terrain naturel, débordement par-dessus une digue...).
- ❖ la représentation des différents écoulements par les modèles filaires : le bras principal, les bras secondaires éventuels, les chenaux de crues en lit majeur.

La modélisation hydraulique 1D reste ainsi une schématisation du fonctionnement hydraulique réel du cours d'eau.

II.3.2.1.4. Prise en compte des apports intermédiaires

La prise en compte des apports intermédiaires est délicate : tous les cours d'eau n'étant pas instrumentés, on ne dispose pas d'hydrogrammes d'entrée pour chaque affluent. Pour un modèle situé en tête de bassin, il est indispensable de tenir compte des apports intermédiaires au risque de largement sous-estimer les débits et par conséquent les hauteurs d'eau modélisées. Dans ce cas plusieurs solutions s'offrent au modélisateur :

- injecter entre chaque station d'observation un débit moyen constant représentatif du déficit moyen de débit constaté à la station à l'aval. Cela peut fonctionner lorsque la variabilité hydrologique est faible ;
- injecter un hydrogramme voisin multiplié par un coefficient multiplicateur. Ce dernier peut être déterminé en fonction de la surface du bassin versant de l'apport que l'on souhaite injecter dans le modèle ou peut être calé (on déterminera alors un coefficient moyen pour les différentes crues de calage). Cette solution implique une répartition homogène des pluies et que les comportements hydrologiques des cours d'eau soient comparables ;
- caler des modèles pluie-débit pour modéliser les principaux apports. Cette solution peut se révéler plus fiable. Elle est coûteuse en termes de temps (pour le calage). De plus, cela implique d'enchaîner les modélisations hydrologiques et hydrauliques.

II.3.2.1.5. Calage des modèles hydrauliques

Nous nous restreignons ici au calage des modèles hydrauliques de type 1D, avec ou sans casier (comme EPA SWIMM, Hydra, Mike 11, SewerCAD). Le calage de ces modèles consiste en pratique à établir la valeur de la rugosité des lits mineurs et majeurs (coefficients de Strickler) et des échanges entre les différents lits (bras) et entre le lit et les casiers d'inondation, ainsi que les paramètres liés aux ouvrages singuliers : loi de seuil pour

des vannages ou des déversoirs, loi de perte de charge pour les ponts et autres ouvrages de franchissement.

La réalisation de ce calage nécessite de disposer de données d'observation faites durant une ou plusieurs crues, dans l'idéal couvrant des crues pas ou faiblement débordantes (calage du lit mineur) et fortement débordantes (calage du lit majeur). Ces données peuvent être :

- ❖ des hydrogrammes aux entrées du modèle,
- ❖ des relevés de ligne d'eau faites au passage de la crue, si possible lors de son maximum,
- ❖ des relevés de laisse de la crue ou des relevés de repères de crues,
- ❖ des prises de vues aériennes,
- ❖ des enregistrements limnigraphiques ou des relevés d'échelles,
- ❖ des courbes de tarage au droit des échelles hydrométriques.

La disponibilité et la densité de ces données est très variable. Le rassemblement et la critique de ces données représente un travail important mais primordial pour la qualité du calage du modèle. La mise en place d'une véritable stratégie d'acquisition des données (création de réseaux d'observation, disponibilité de marchés pour faire intervenir des géomètres ou réaliser des prises de vue, mise en place d'une organisation pour la réalisation de jaugeages de crues) permet d'améliorer la connaissance des écoulements en crue et par-delà, d'améliorer le calage du modèle et d'assurer sa mise à jour. Si on ne dispose que des relevés aux échelles, en l'absence de mesures intermédiaires le long du cours d'eau, le calage du modèle ne pourra être que global (les valeurs des différents coefficients seront homogènes et/ou issues de la littérature). On s'attachera à reproduire au mieux les observations disponibles à ces échelles. La représentativité par le modèle des écoulements le long du cours d'eau sera approximative : la précision altimétrique de la ligne d'eau est alors généralement de l'ordre du mètre. Dans le cas où l'on dispose d'observations denses et précises de la ligne d'eau, le calage du modèle peut être affiné localement. Il peut permettre de reproduire ces lignes d'eau avec une précision de l'ordre de 20 à 30 centimètres, voire mieux dans les cas les plus favorables. La représentation au droit des points singuliers est souvent faite à partir de formules théoriques (loi de perte de charge de type Bradley pour les ponts, loi de déversoir, etc.). Des observations peuvent permettre de vérifier, voire de préciser les valeurs calculées par le modèle.

II.3.2.1.6. Incertitudes liée à l'exploitation opérationnelle des modèles hydrauliques

Les modèles hydrauliques sont généralement employés de façon événementielle, ce qui peut induire des incertitudes liées à leur initialisation. Par exemple, le modèle hydraulique Mascaret ne recalcule pas sa condition initiale (hauteurs et débits de base) à chaque simulation (celle-ci est fixée en dur dans un fichier). Or, en conditions opérationnelles, le temps ne permet pas le recalcul de la ligne d'eau initiale en fonction des hauteurs et des débits observés au moment de la simulation. Si la ligne d'eau initiale n'est pas adaptée, le modèle va mettre un temps équivalent au temps de propagation entre la station d'entrée la plus en amont et la station de sortie la plus en aval pour simuler des hauteurs et des débits situés dans la gamme de ceux observés aux stations. Pour contourner ce problème, il est conseillé de débiter la simulation plusieurs jours avant la date en cours afin de stabiliser l'erreur engendrée par la condition initiale (temps de chauffe ou warm-up), ce qui implique d'avoir des données pour les quelques jours antérieurs. De plus, il est possible de créer plusieurs lignes d'eau initiale pour simuler les basses, moyennes ou hautes-eaux.

II.3.2.1.7. Performance des modèles hydrauliques en calage et en contrôle

Comme nous l'avons vu précédemment, la performance d'un modèle hydraulique dépendra de la qualité et de la richesse des données de construction et de calage disponibles. Il est nécessaire d'estimer ces performances à la fois au calage et en conditions pseudo-opérationnelles pour quantifier l'incertitude des prévisions. Cette quantification doit ensuite être analysée à l'une des incertitudes sur les données observées (débits, hauteurs) auxquelles on a comparé les résultats du modèle au cours du calage.

II.3.2.1.8. Prise en compte des incertitudes pour améliorer la modélisation

La topographie, la bathymétrie, les coefficients de frottement, les débits d'entrée et d'apports intermédiaires, et les conditions initiales sont sources d'incertitude : elles engendrent des écarts entre les données modélisées (appelé ébauche) et observées. Il est possible de réduire ces écarts en modifiant certains paramètres ou certains états du modèle en fonction des observations les plus fraîches et de notre connaissance des différentes sources d'incertitude. Ce processus est appelé assimilation de données. Opérationnellement, les hauteurs ou les débits aux stations d'observations sont assimilés et comparés à l'ébauche. Des perturbations sont générées sur les débits d'entrée du modèle

et/ou les coefficients de frottement. La réponse à cette perturbation est analysée et une modification « optimale » de ces états ou paramètres est choisie en fonction :

- ❖ de l'écart entre l'ébauche et l'observation,
- ❖ de notre connaissance quantitative des différentes incertitudes liées à l'observation (écarts-types d'erreur d'observation).
- ❖ de notre connaissance quantitative de l'incertitude de modélisation (écarts-type d'erreur sur les paramètres estimés au calage, comme le coefficient multiplicateur pour les apports intermédiaires ou les coefficients de rugosité).

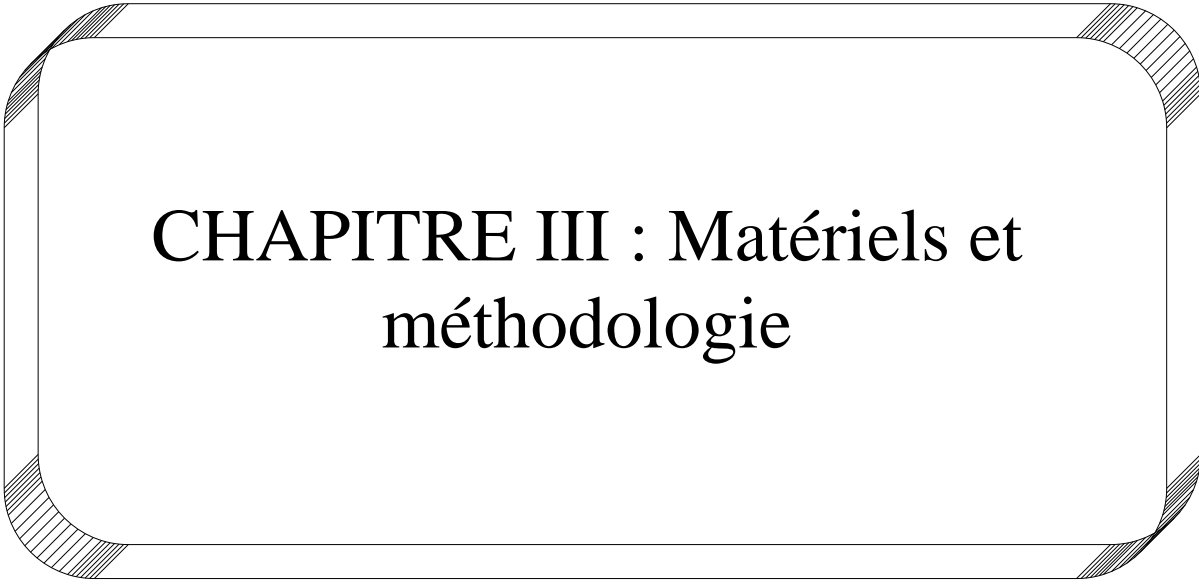
Cette modification est « optimale » dans le sens où elle correspond à un équilibre entre les différentes sources d'incertitude à prendre en compte.

Cette procédure d'assimilation de données peut être répétée en temps réel (cycles) afin d'optimiser les paramètres sources d'erreurs et de réduire les écarts entre les données modélisées et observées.

II.4. Conclusion

La construction d'un modèle hydraulique nécessite l'emploi de nombreuses données topographiques. Ces données sont entachées d'incertitudes. La construction du modèle nécessite également de faire des choix de représentation du cours d'eau et de sa vallée qui sont une schématisation simplifiée de la réalité, qui est une autre source d'incertitude. La qualité du calage du modèle enfin dépendra beaucoup de la disponibilité de données d'observations en crue.

La réalisation de test de performance du modèle final sur des crues de validation donne une première indication sur la capacité du modèle à reproduire la propagation des crues. Des tests supplémentaires en situation pseudo opérationnelle permettent d'aller plus loin. Ils nous apportent des éléments précis sur les performances réelles du modèle (en mode prévision) intégrant les procédures de traitement d'erreur qui seront mises en œuvre comme l'assimilation de données.



CHAPITRE III : Matériels et méthodologie

III.1. Présentation de la zone d'étude

III.1.1. Situation administrative et géographique

La zone d'étude AADL 672 logements est située dans le nord-est de l'Algérie, exactement à Azzaba wilaya Skikda entre (36° 44' 48,91'' à 36° 45' 9,15'' N latitudes, et 7° 6' 52,10'' à 7° 7' 48.69'' E longitude). La ville compte environ 100 900 habitants depuis le dernier recensement de la population en 2016.

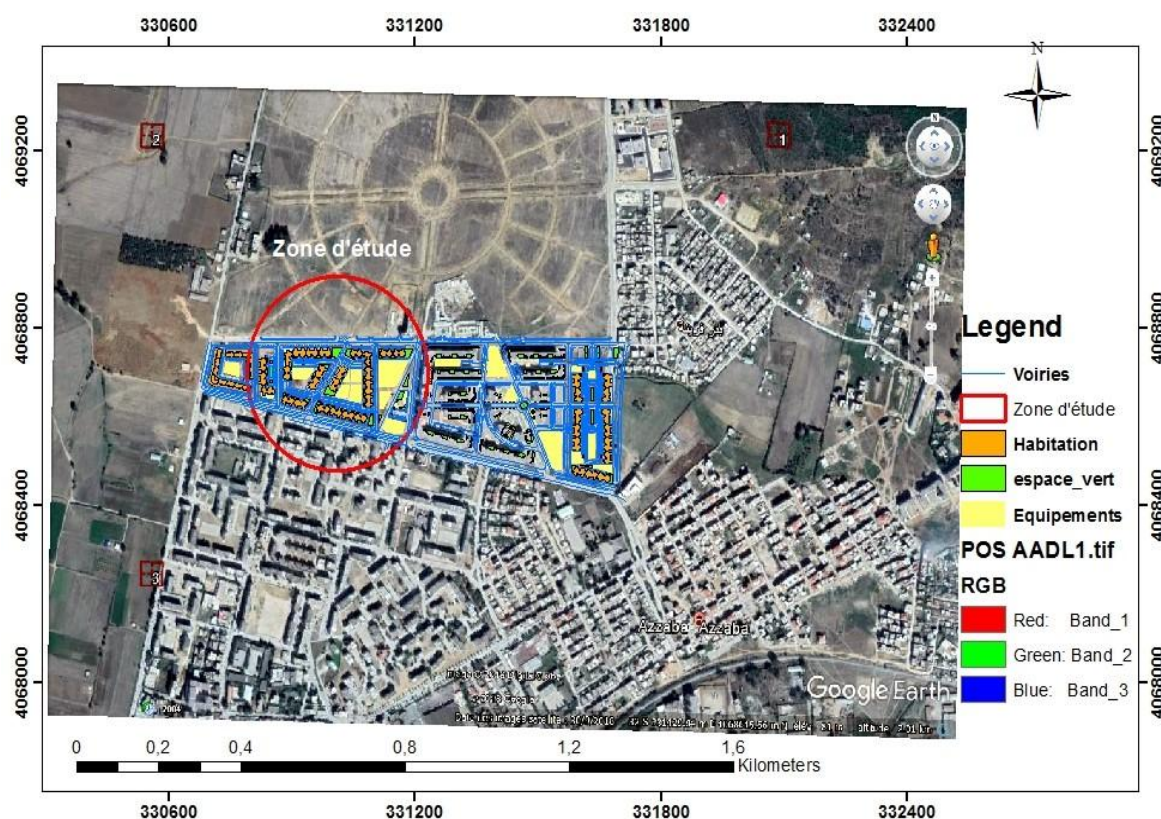


Figure III.1 : Situation géographique de la zone d'étude (AADL 672 logts)



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

III.1.1.1. Situation climatique

L'aspect climatique dans un projet d'étude d'une station d'épuration est à considérer au niveau local (microclimat). En raison de l'inexistence d'une station météorologique au niveau du site, la station de référence choisie pour les données climatiques utilisées dans ce projet est celle de Skikda.

Le climat de la zone d'étude est de type méditerranéen à hiver doux et humide et été chaud et sec.

Les principaux paramètres météorologiques se présentent comme suit :

❖ Les précipitations

La pluviométrie est un facteur essentiel pour dimensionner le réseau.

Tableau III.1 : Mensuelles et annuelle des précipitations

Mois	janv	fév	mars	avril	mai	juin	juil	aout	sep	oct	nov	déc
P (mm)	31,5	36,1	31,6	36,7	71,4	25,4	4,6	15,9	26,6	46,7	44,3	62,5

(Source : ANRH) (Période : 1989-2008)

D'après ce tableau, on remarque que la valeur maximale des précipitations est enregistrée au mois de mai (71.4 mm), tandis que le minimum est atteint au mois de Juillet (4,6 mm).

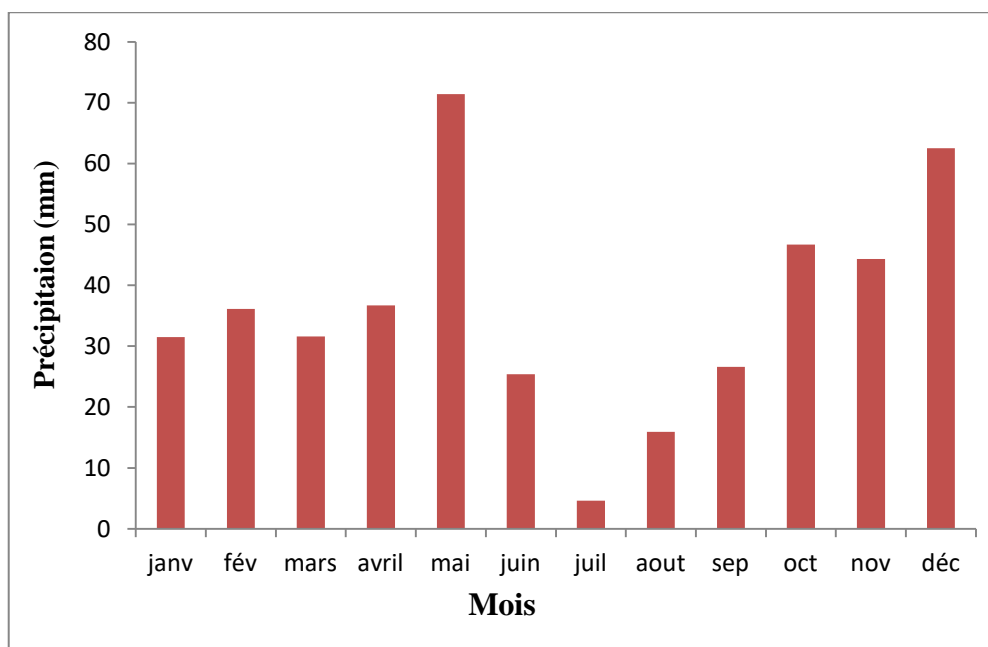


Figure III.3 : Histogramme de précipitations mensuelles et annuelles en mm

❖ La température

Tableau III.2 : Moyennes mensuelles et annuelles des températures

Mois	janv	fév	mars	avril	mai	juin	juil	aout	sep	oct	nov	déc	M.A
T max (°C)	16,63	16,85	19,11	20,66	23,72	27,06	29,5	30,07	27,56	25,72	21	17,75	22,96
T min (°C)	8,82	8,87	10,83	12,83	15,84	19,27	22,36	22,92	20,31	17,77	13,15	8,82	15,15
T moy (°C)	12,42	12,86	14,83	16,77	19,76	22,81	25,67	25,67	23,91	21,6	16,85	13,61	18,87

(Source : ONM) (Période : 2001-2010)

On remarque que la température diminue pendant les trois mois d’hiver (Décembre, Janvier et Février) et atteint un minimum de 12,42 °C en Janvier, elle augmente pendant les trois mois d’été (Juillet, Août, Septembre) et atteint le maximum de 25,67 °C en Juillet et Août. La moyenne annuelle est de 18,87 °C.

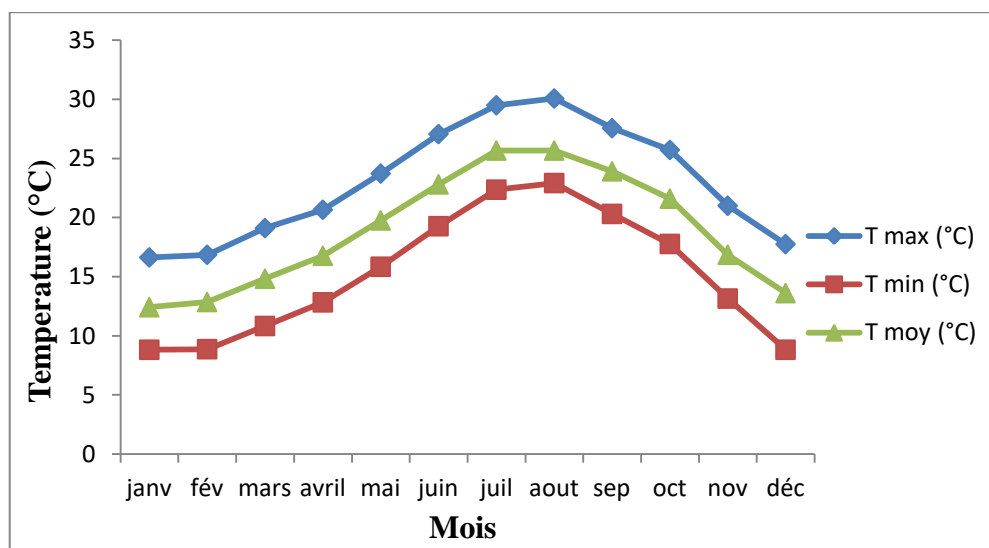


Figure III.4 : Représentation graphique des températures mensuelles max, min et moy

❖ L'évaporation

Tableau III.3 : Moyennes mensuelles et annuelle de l'évaporation

Mois	janv	fév	mars	avril	mai	juin	juil	aout	sep	oct	nov	déc	M.A
Evaporation (mm)	54,33	54,87	77,37	70	82,66	90,9	99,12	105,12	86,6	80	72,85	67,6	941,44

(Source : ONM) (Période : 2001-2010)

Le tableau ci-dessus montre que l'évaporation est importante en été. Elle atteint son maximum au mois d'Août avec une valeur de 105,12 mm. Le minimum est enregistré au mois de Janvier avec une valeur de 54,33 mm, Celle de la moyenne annuelle est de 941,44 mm.

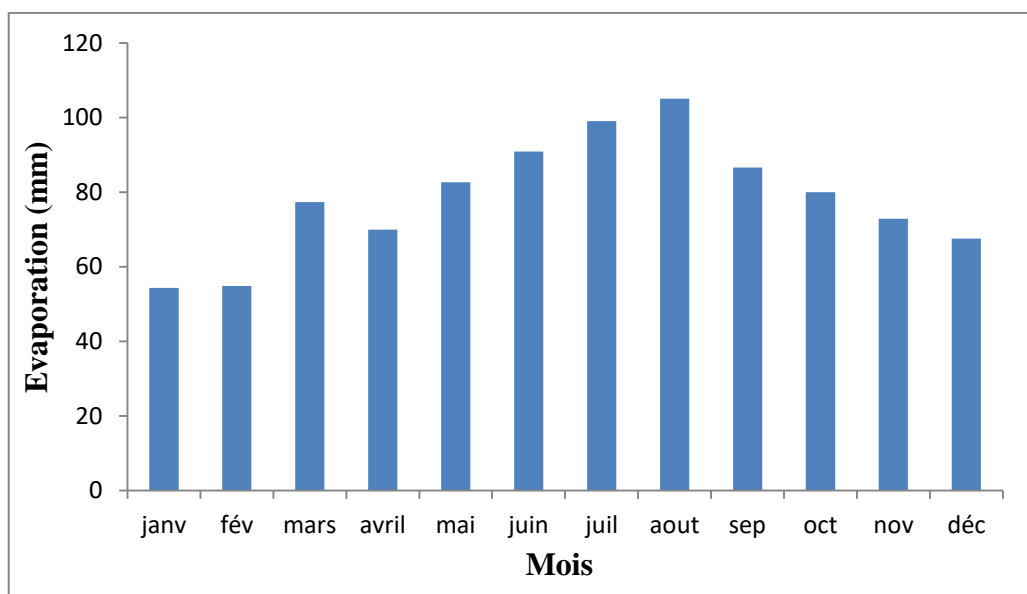


Figure III.5 : Histogramme de l'évaporation mensuelle moyenne en mm

❖ L'évapotranspiration

Tableau III.4 : Moyennes mensuelles et annuelle de l'évapotranspiration

Mois	janv	fév	mars	avril	mai	juin	juil	aout	sep	oct	nov	déc	M.A
ET (mm)	11,77	16,94	28,78	32,1	42,71	51,71	58,25	45,91	37,4	25,48	16,28	9,7	377,03

(Source : ONM) (Période : 2001-2008)

Sur les huit (08) ans d'observation, l'évapotranspiration mesurée présente un maximum de 58,25 mm en Juillet et un minimum de 9,7 mm enregistré en Décembre. Le total annuel de l'évapotranspiration moyenne est de 377,03 mm.

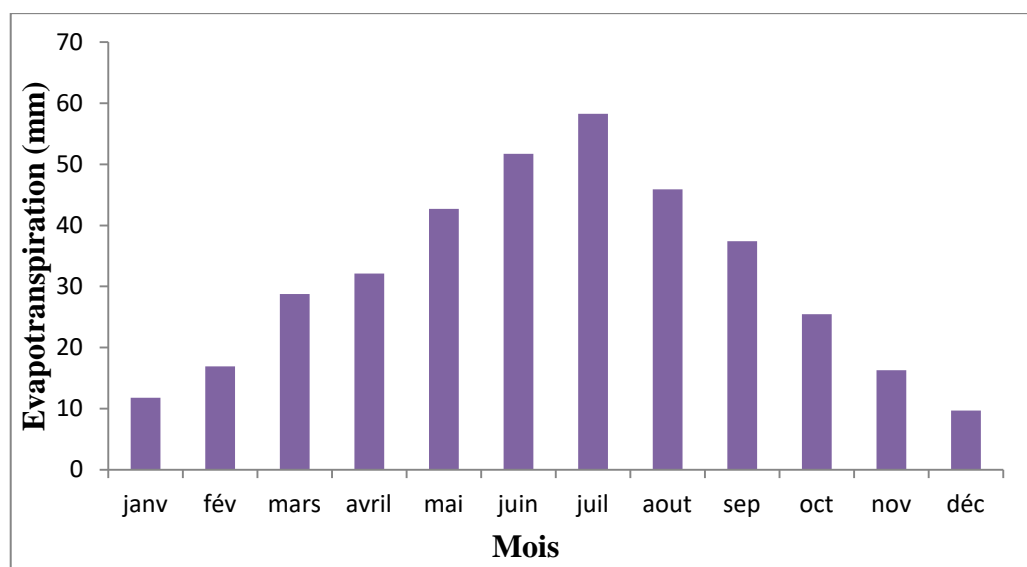


Figure III.6 : Histogramme de l'évapotranspiration mensuelle moyenne en mm

❖ L'humidité

Tableau III.5 : Moyennes mensuelles et annuelle de l'humidité

Mois	janv	fév	mars	avril	mai	juin	juil	aout	sep	oct	nov	déc	MA
Hu (%)	77,33	74,33	74,33	74,16	72,83	73,5	73,83	71,83	73	75,33	72,33	75,66	74,03

(Source : ONM) (Période : 2001-2010)

Le taux d'humidité relative de l'air varie entre 71,83% et 77,33%. La valeur moyenne annuelle d'humidité est de 74,03 %.

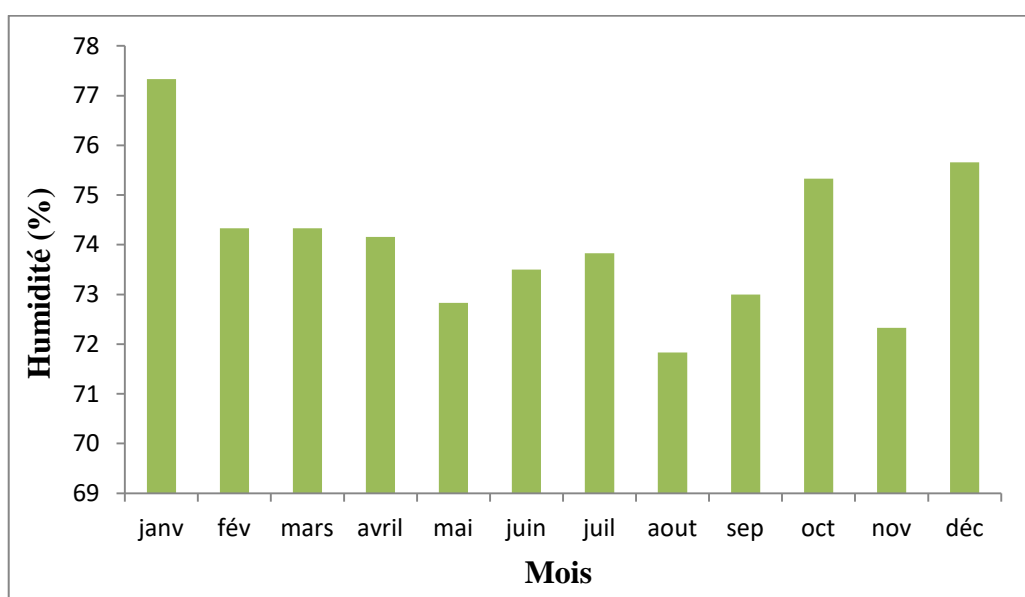


Figure III.7 : Histogramme de l'humidité mensuelle moyenne.

III.2. Présentation d'EPA SWMM**III.2.1. Définition SWMM**

EPA SWMM (Storm Water Management) est un logiciel orienté sur les précipitations et les égouts, soit par simulation de précipitation et d'écoulement lors d'un événement ponctuel, soit par simulation continue de la quantité et de la qualité d'écoulement, principalement dans les zones urbaines.

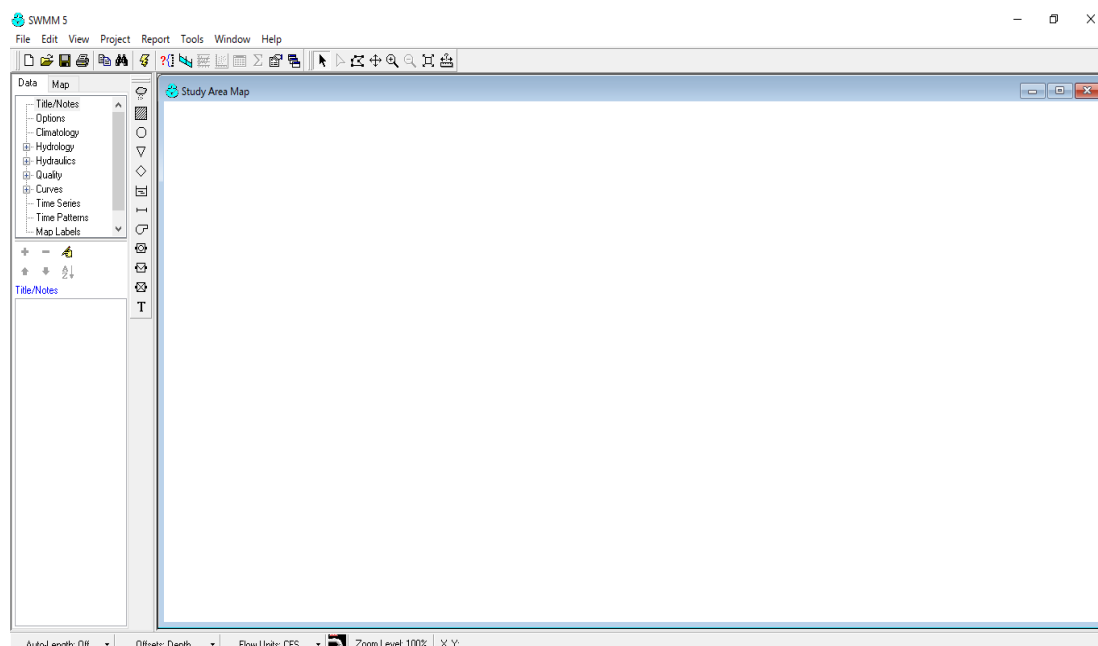


Figure III.8 : Interface de lancement de SWMM

III.2.2. Présentation des caractéristiques du logiciel

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

SWMM est utilisé pour simuler, relativement à un événement unique ou à long terme (en continu), la quantité de ruissellement et la qualité des zones urbaines.

SWMM tient en compte les différents processus hydrologiques qui produisent des eaux de ruissellement provenant des zones urbaines (comme l'évaporation de l'eau stagnante de surface, l'accumulation de neige et la fonte, percolation de l'eau infiltrée dans les couches souterraines, etc.).

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

- ❖ Gérer des réseaux de drainage de taille illimitée ;
- ❖ Utiliser une grande variété de conduites fermées et ouvertes (formes standard) ainsi que les formes naturelles ;

- ❖ Modèle des éléments spéciaux tels que le stockage des unités de traitement, diviseurs de débit, pompes, barrages, et des orifices ;
- ❖ Appliquer des débits des eaux de ruissellement en termes de quantité et qualité eaux de ruissellement, infiltration, écoulement par temps sec. Permet à l'utilisateur la définition des données ;
- ❖ Utiliser soit les méthodes de l'onde cinématique et de l'onde dynamique ;
- ❖ Modeler des régimes d'écoulement différents, tels que les remous, surcharge, une inversion du flux et la surface de formation de flaques ;
- ❖ Appliquer les règles, définies par l'utilisateur, de contrôle dynamique pour simuler le fonctionnement des pompes, des ouvertures des orifices, et les niveaux de crête du déversoir.

SWMM peut également estimer la production de la charge polluante associée à ces eaux de ruissellement.

SWMM a été utilisé dans des milliers d'études des réseaux des eaux usées et des eaux pluviales. Les applications typiques incluent par exemple :

- ❖ Conception et dimensionnement des composants du système de drainage pour le contrôle des inondations ;
- ❖ Concevoir des stratégies de contrôle pour minimiser les débordements des réseaux unitaires ;
- ❖ Évaluer l'impact des débits affluents et d'infiltration sur les débordements des collecteurs. (Gironás, Roesner et al. 2009)

III.2.3. Historique

SWMM (Storm Water Management Model) est un logiciel de modélisation hydraulique développé par l'agence gouvernementale des Etats-Unis EPA (Environmental Protection Agency), pour l'environnement et très largement utilisé dans le monde entier. Il permet de simuler le fonctionnement de réseaux d'assainissement, unitaires ou séparatifs. EPASWMM a été initialement développé en 1971, de nombreuses mises à jour et améliorations ont été apportées depuis.

Basé sur un module hydrologique et un module hydraulique, le logiciel EPASWMM permet de :

- ❖ Dessiner et modéliser les bassins versants et sous bassins versants élémentaires de la zone étudiée.

- ❖ Dessiner et modéliser le réseau d'assainissement en conduites ou en surface, ainsi que l'ensemble des ouvrages hydrauliques.
- ❖ Réaliser un diagnostic hydraulique du réseau.
- ❖ Etudier les flux de polluants dans le réseau.

Tableau III.6 : développement du model SWMM

Date	Versions	Developers
1969 - 1971	SWMM 1	UF, CDM, M&E
1975 - 1981	SWMM 2	UF
1981 - 1988	SWMM 3	UF, CDM
1988 - 2004	SWMM 4	UF, CDM
2001 - 2004	SWMM 5	EPA, CDM
26/10/2004	SWMM 5.0.001	EPA, CDM
25/11/2004	SWMM 5.0.003	EPA, CDM
30/11/2004	SWMM 5.0.004	EPA, CDM
17/08/2005	SWMM 5.0.005	EPA, CDM
20/08/2010	SWMM 5.0.019	EPA
21/04/2011	SWMM 5.0.022	EPA
27/03/2014	SWMM 5.1.001	EPA
02/06/2014	SWMM 5.1.006	EPA
09/10/2014	SWMM 5.1.007	EPA
17/04/2015	SWMM 5.1.008	EPA
30/04/2015	SWMM 5.1.009	EPA
20/08/2015	SWMM 5.1.010	EPA
22/08/2016	SWMM 5.1.011	EPA
14/03/2017	SWMM 5.1.012	EPA

III.2.4. Application séquentielle du modèle

III.2.4.1. 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.2.4.2. 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'hydrogramme 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 :

- ❖ Évapotranspiration : 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 du SCS. (Si les eaux souterraines sont simulées, la zone non saturée interagit avec la nappe).

III.3.Descriptions des modèles de SWMM

Parmi les différents modèles par le SWMM on peut citer :

- ❖ Modèles hydrologiques
- ❖ Modèles hydrauliques

III.3.1.Modèles hydrologiques

Il est relatif 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)

III.3.1.1. 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.

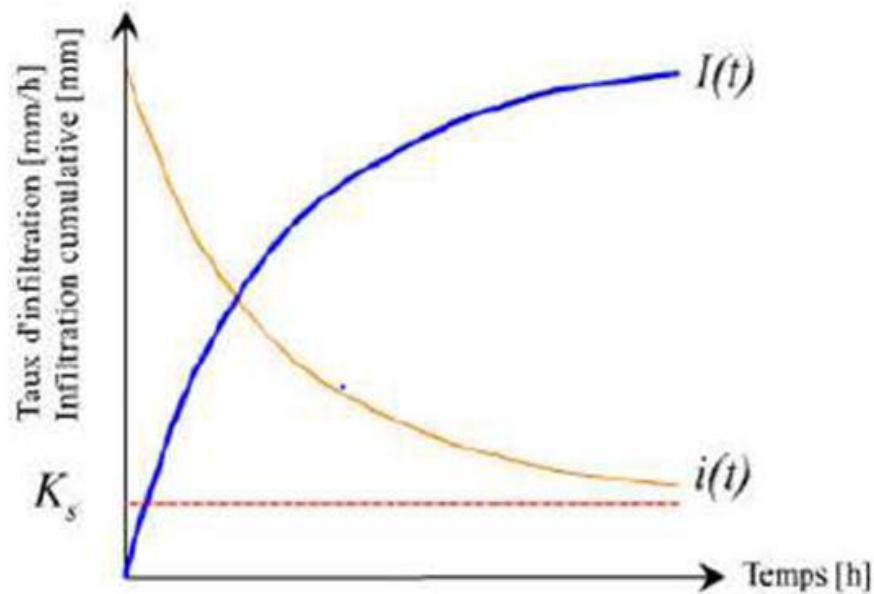


Figure III.9 : Évolution générale du régime d'infiltration et de l'infiltration cumulative au cours du temps (K_s = conductivité hydraulique à saturation)

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 : $i_{min} = K_s$.

$$i(t) = i_{min} + (i_{max} - i_{min}) e^{-kt} \quad (\text{Eq.III.1})$$

Ou :

k est une constante de temps

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

I_{min} : capacité d'infiltration minimale du sol (mm /l)

Tableau III.7 : Caractéristique hydrodynamique des sols pour l'équation de Horton

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)

III.3.1.2. 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 :

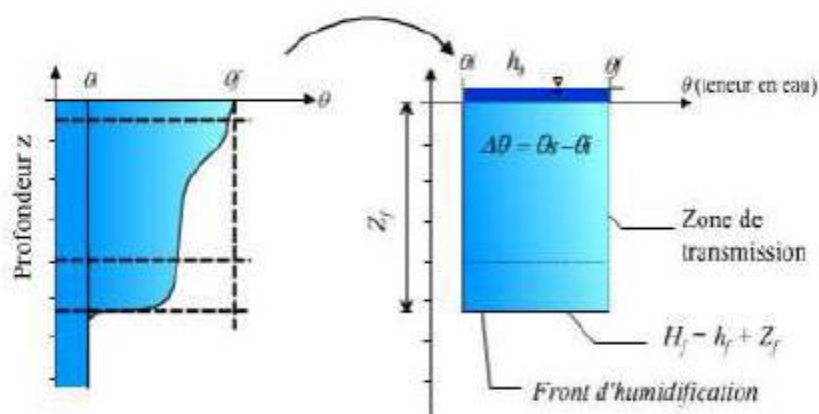


Figure III.10 : Schéma du modèle d'infiltration de Green Ampt

III.3.1.2.1. 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.3.1.2.2. 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.3.1.2.3. 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 $i(t)$:

$$i(t) = K_s \frac{\Delta H}{\Delta Z} = K_s \frac{(H_0 - H_f)}{0 - Z_f} \quad (\text{Eq.III.2})$$

Avec :

$$H_0 = h_0 \text{ et } H_f = -Z_f + h_f$$

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

Soit :

$$i(t) = K_s \frac{h_0 + Z_f - h_f}{Z_f} \quad (\text{Eq.III.3})$$

Ou encore

$$i(t) = K_s \left(\frac{h_0 - h_f}{Z_f(t)} + 1 \right) \quad (\text{Eq.III.4})$$

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) :

$$i(t) = Z_f \cdot (\theta_f - \theta_0)$$

Soit :

$$Z_f(t) = \frac{I(t)}{(\theta_f - \theta_0)}$$

D'où :

$$i(t) = K_s \left(\frac{(h_0 - h_f) \cdot (\theta_f - \theta_0)}{I(t)} + 1 \right)$$

Et on a aussi :

$$i(t) = \frac{dI(t)}{dt}$$

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

$$\frac{dI}{dt} = K_s \left(\frac{(h_0 - h_f) \cdot (\theta_f - \theta_0)}{I(t)} + 1 \right) \quad \text{(Eq.III.5)}$$

Remarque :

On peut souvent négliger h_0 devant les autres termes pour simplifier l'équation. (Rawls, Brakensiek et al. 1983)

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.8 : Caractéristique hydrodynamiques des sols pour l'équation de Green Ampt

Texture du sol	Ks : Conductivité hydraulique du sol saturé (mm/h)	hr potentiel de suction (mm)	qr teneur en eau à saturation (en %)	Capacité de rétention (%) (capacité au champ)
Sable	120.40	49	44	0.06
Sable limoneux	30.00	61	44	11
Limon Sableux	10.90	110	45	19
Limon	3.30	89	46	23
Limon fin	6.60	170	5	28
Limon Argilo-Sableux	1.50	220	4	24
Limon Argileux	1.00	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.3.1.3. 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:

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S} \quad (\text{Eq.III.6})$$

I_a : perte initiales, elles interviennent en début d'évènement pluvieux avant le commencement du ruissellement. Elle se produit par interception par la végétation, stockage dans les dépressions et infiltration.

S : capacité d'infiltration maximale de sol (en mm)

III.3.1.3.1. 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 : $I_a = 0,2 S$

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.3.1.3.2. Evaluation du CN

- ❖ En fonction du type de sol

Tableau III.9 : Evaluation du CN en fonction du type de sol

Groupe de sol	Description	Conductivité hydraulique Ks en (mm/hr)
A	- Potentiel de ruissellement faible. - Sols à forts taux d'infiltration. - Sols profonds sableux ou graveleux, très bien drainés.	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 lœss)	8 à 4
C	- Sols à taux d'infiltration modérés. - Sols moyennement profonds à profonds, bien à très bien drainés, à texture assez grossière (limon sableux ou lœss)	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

- ❖ En fonction de l'occupation du sol (Cronshey 1986)

Tableau III.10 : 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 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	68	87	89

III.3.2. Modèles hydrauliques

Parmi les modèles hydrauliques on peut citer :

III.3.2.1. 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.

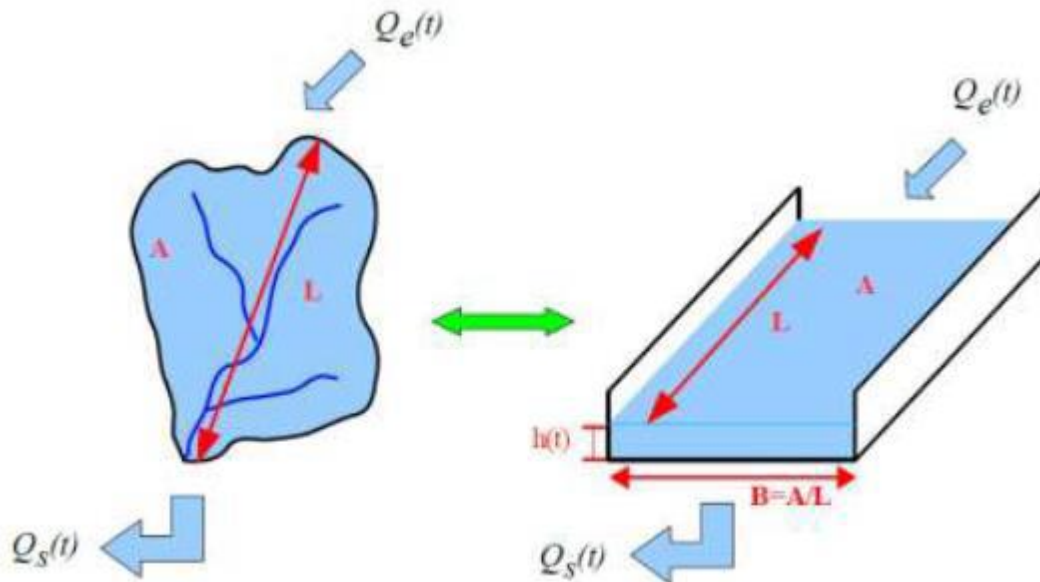


Figure III.11 : Schéma du modèle de ruissellement de l'onde cinématique

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 équation (Eq.III.7) 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 :

$$Q_s = S_h(t) * R_h(t)^{2/3} * i^{1/2} \quad (\text{Eq.III.7})$$

Avec :

$$S_h(t) = B * h(t)$$

$$R_h(t) = \frac{b * h(t)}{b + 2h(t)} = h(t) \quad \text{car } h(t) \ll b$$

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 $Q_s(t)$:

$$dv(t)/dt = Q_e(t) - Q_s(t) \quad \text{ou : } V(t) \text{ est le volume d'eau dans le canal soit } V(t) = A * h(t).$$

❖ Coefficients de rugosité de Manning-Strickler pour le modèle de Ruissellement

Les coefficients de rugosité de Manning-Strickler sont déterminés à partir du tableau suivant :

Tableau III.11 : Coefficient de rugosité de Manning-Strickler

Surface	N
Surface	0,01
Béton lisse	0,012
Béton ordinaire	0,013
Bois en bon état	0,014
Brique avec mortier de ciment	0,014
Grès, terre cuite vitrifiée	0,015
Fonte	0,015
Conduites en métal ondulé	0,024
Enduit de ciment	0,024
Sols non cultivés, jachère (sans résidus de culture)	0,05
Sols cultivés	0,06
Résidus de culture < 20%	0,06

III.3.2.2. Modèle de la translation simple en régime permanent uniforme

Modèle le plus simple possible qui considère à chaque pas de temps de calcul, que l'écoulement est permanent et uniforme les hydro grammes entre l'entrée et la sortie des conduites, ne subissent alors ni décalage dans le temps, ni amortissement.

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. Son utilisation est limitée aux réseaux ramifiés (non maillés). Il n'est réellement utile que pour une analyse préliminaire d'écoulements variant peu dans le temps.

III.3.2.3. 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.3.2.4. Méthode de l'onde dynamique

SWMM résout l'équation de la conservation de la masse (équation de continuité) «Eq.III.8» et l'équation de la conservation de la quantité de mouvement (équation dynamique) «Eq.III.9» 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:

$$(\partial A \div \partial T) + (\partial Q \div \partial X) = 0 \quad (\text{Eq.III.8})$$

$$(\partial Q \div \partial T) + (Q^2 / A) \div \partial X + gA (\partial H) \div \partial X + gAS_f + gAh_l = 0 \quad (\text{Eq.III.9})$$

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 fonction de l'abscisse x et du temps t. la pente S_f peut être exprime. En termes d'équation de Manning :

$$S_f = n^2 V |V| \div K^2 \cdot R^{3/4} \quad (\text{Eq.III.10})$$

Ou :

N : est le coefficient de la rugosité de Manning ;

V : la vitesse d'écoulement (égal 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 métrique ;

La perte locale hL être exprime comme suite :

$$Hl = KV^2 \div 2gL \tag{Eq.III.11}$$

L : la longueur de conduit ;

K : coefficient de la perte local à l'abscisse ;

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.

III.4. Les caractéristiques EPA SWMM :

Avant de commencer la construction du modèle hydrologique-hydraulique réseau, il est important de définir certains paramétrés pour les variables à saisir. Dans la figure(III.12), Les principaux paramétrés sont édites :

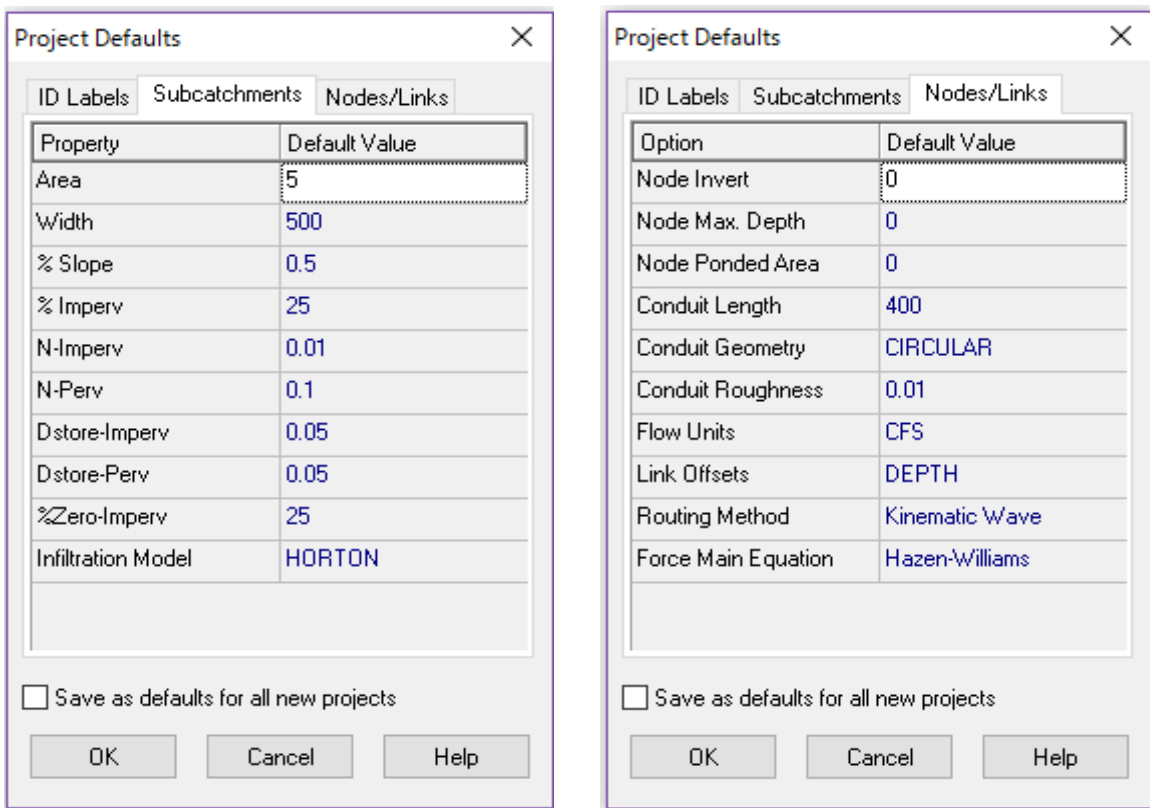


Figure III.12 : fenêtre principale pour la définition des caractéristiques initiales des objets.

La construction du modèle hydrologique du bassin générique est réalisé en deux étapes successives : la détermination de la précipitations du projet et la caractérisation du bassin urbain.

❖ **La pluie de projet :**

Définition la pluie de projet



Property	Value
Name	Gage
X-Coordinate	330939.461
Y-Coordinate	4068587.635
Description	
Tag	
Rain Format	INTENSITY
Rain Interval	0:10
Snow Catch Factor	1.0
Data Source	TIMESERIES
TIME SERIES:	
- Series Name	st.azzaba10ans
DATA FILE:	
- File Name	*
- Station ID	*
- Rain Units	IN

User-assigned name of rain gage

Figure III.13 : Fenêtre principale pour l'enregistrement des données des précipitations

❖ Les bassins urbains

Subcatchment S23

Property	Value
Name	S23
X-Coordinate	331040.184
Y-Coordinate	4068611.430
Description	
Tag	
Rain Gage	Gage
Outlet	R35
Area	0.29
Width	249.62
% Slope	0.38
% Imperv	60
N-Imperv	0.01
N-Perv	0.1
Dstore-Imperv	0.05
Dstore-Perv	0.05
%Zero-Imperv	25
Subarea Routing	OUTLET
Percent Routed	100
Infiltration	GREEN_AMPT

X coordinate of subcatchment centroid on map

Figure III.14 : fenêtre principale pour enregistrements des données des bassins

❖ Les nœuds : (les regards)


Junction R38

Property	Value
Name	R38
X-Coordinate	330988.558
Y-Coordinate	4068638.206
Description	
Tag	
Inflows	NO
Treatment	NO
Invert El.	80.78
Max. Depth	1.40
Initial Depth	0
Surcharge Depth	0
Ponded Area	0

X coordinate of junction on study area map

Figure III.15 : fenêtre principale pour enregistrements des données des regards

❖ **Lancer une simulation :**

Pour lancer une simulation, sélectionner Project>> Run Simulation dans le menu Principal ou cliquer sur le bouton 

III.5. Analyse des données pluviométriques**III.5.1. Pluie journalières maximales annuelles**

On porte sur les lames précipitées maximales annuelles pour des pluies d'une durée comprise entre 1 et 5 jours enregistrées à la station d'AZZABA de 1995 à 2014. Données pluviométriques sont regroupées dans le tableau (Tableau.III.12).

Tableau III.12 : Lames précipitées journalières maximales annuelles pour la station d'AZZABA de 1995 à 2014

Années	pluie de 1 jour	pluie de 2 jours	pluie de 3 jours	pluie de 4 jours	pluie de 5 jours
	lames précipitation	lames précipitation	lames précipitation	lames précipitation	lames précipitation
1995	58,3	81,6	91,9	98,1	108
1996	53,3	74,7	120,4	123,8	155,1
1997	36,7	68,1	64,8	96,2	126,1
1998	39,4	60,9	76,2	100,3	109,1
1999	47,5	60,1	83,4	89,4	88,9
2000	38,4	68,1	106,5	131,6	157
2001	33,7	40,9	54,4	99,7	109,1
2002	27,4	24,9	63,5	49,9	63
2003	46,7	62,6	87,9	108,7	142,6
2004	39,4	72,7	88,4	127,8	122,1
2005	71,4	78,1	85,5	96,9	101,1
2006	25,1	43,7	60,8	72,3	78,6
2007	22,5	38,1	38,1	48,8	56,5
2008	39,3	62,6	87,9	117,1	128,1
2009	30,6	51,9	66,3	68,9	80,9
2010	44,3	67,6	89,7	120	146,8
2011	62,5	43,8	94,8	100,5	123,6
2012	33,4	57,1	82,4	94,7	133,5
2013	33,3	46,9	72,5	54,7	77,1
2014	17,4	28,9	36	55,6	64,9

III.5.2. ajustement de La loi de Gumbel

L'analyse fréquentielle d'une longue série de valeurs maximales permet d'estimer le temps de retour d'une valeur particulière. Cette prédiction repose sur la définition et la mise en œuvre d'un modèle fréquentiel qui est une équation décrivant (modélisant) le

comportement statistique d'un processus. Ces modèles décrivent la probabilité d'apparition d'un événement de valeur donnée. C'est du choix du modèle fréquentiel (et plus particulièrement de son type) que dépendra la validité des résultats de l'analyse fréquentielle.

Un modèle fréquentiel très souvent utilisé pour décrire le comportement statistique des valeurs extrêmes est la distribution statistique de Gumbel (loi double exponentielle ou loi de Gumbel). La fonction de répartition de la loi de Gumbel $F(x)$ s'exprime de la manière suivante :

$$F(x) = \exp\left(-\exp\left(-\frac{x-a}{b}\right)\right) \quad (\text{Eq.III.12})$$

Avec la variable réduite suivante :

$$u = \frac{x-a}{b} \quad (\text{Eq.III.13})$$

Où a et b sont les paramètres du modèle de Gumbel.

La distribution s'écrit alors de la manière suivante :

$$F(x) = \exp(-\exp(-u)) \quad (\text{Eq.III.14})$$

Et :

$$u = -\ln(-\ln(F(x))) \quad (\text{Eq.III.15})$$

En conséquence, dès lors que les points de la série à ajuster peuvent être reportés dans un système d'axes $x-u$, il est possible d'ajuster une droite qui passe le mieux par ces points et d'en déduire les deux paramètres a et b de la loi. L'estimation des paramètres a et b de l'ajustement peut se faire graphiquement (ajustement à l'œil ou à l'aide d'une régression statistique), ou selon une méthode mathématique comme celle des moments.

En pratique il s'agit essentiellement d'estimer la probabilité de non dépassement $F(x_i)$ qu'il convient d'attribuer à chaque valeur x_i . Il existe de nombreuses formules d'estimation de la fonction de répartition $F(x)$ à l'aide de la fréquence empirique. Elles reposent toutes sur un tri de la série par valeurs croissantes permettant d'associer à chaque valeur son rang r .

Des simulations ont montré que pour la loi de Gumbel, il faut utiliser la fréquence empirique de Hazen :

$$F(x_{[r]}) = \frac{r-0.5}{n} \quad (\text{Eq.III.16})$$

Où r est le rang dans la série de données classée par valeurs croissantes, n est la taille de l'échantillon, $x_{[r]}$ la valeur de rang r .

III.5.3. Méthode des moments

La méthode des moments consiste à évaluer les moments des échantillons avec les moments théoriques de la loi. Par la méthode des moments les paramètres a et b sont calculés d'après les formules :

$$\begin{cases} b = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \sigma \\ a = \mu - b\gamma \end{cases} \quad (\text{Eq.III.17})$$

Avec :

$\gamma = 0,5772$ (constante d'Euler)

σ : écart-type des valeurs composant l'échantillon.

μ : moyenne de l'échantillon.

Dès lors il est possible d'estimer les débits dont la représentation graphique est une droite d'équation :

$$Q = a + b \cdot u \quad (\text{Eq.III.18})$$

Avec :

u : variable réduite (Eq.III.15)

➤ Démarche et résultats

Pour une durée de pluie donnée, l'estimation du temps de retour de chaque lame précipitée, s'effectue selon les étapes :

Étape 1 : Préparation de la série de données des lames précipitée :

- ❖ Trier les valeurs dans l'ordre croissant. f
- ❖ Attribuer un rang à chaque valeur.

Etape 2 : Calcul de la fréquence empirique pour chaque rang (Hazen), (Eq.III.16).

Etape 3 : Calcul de la variable réduite « u » du Gumbel (Eq.III.15)

Etape 4 : Représentation graphique des couples (u_i, x_i) de la série à ajuster (Figure.III.12).

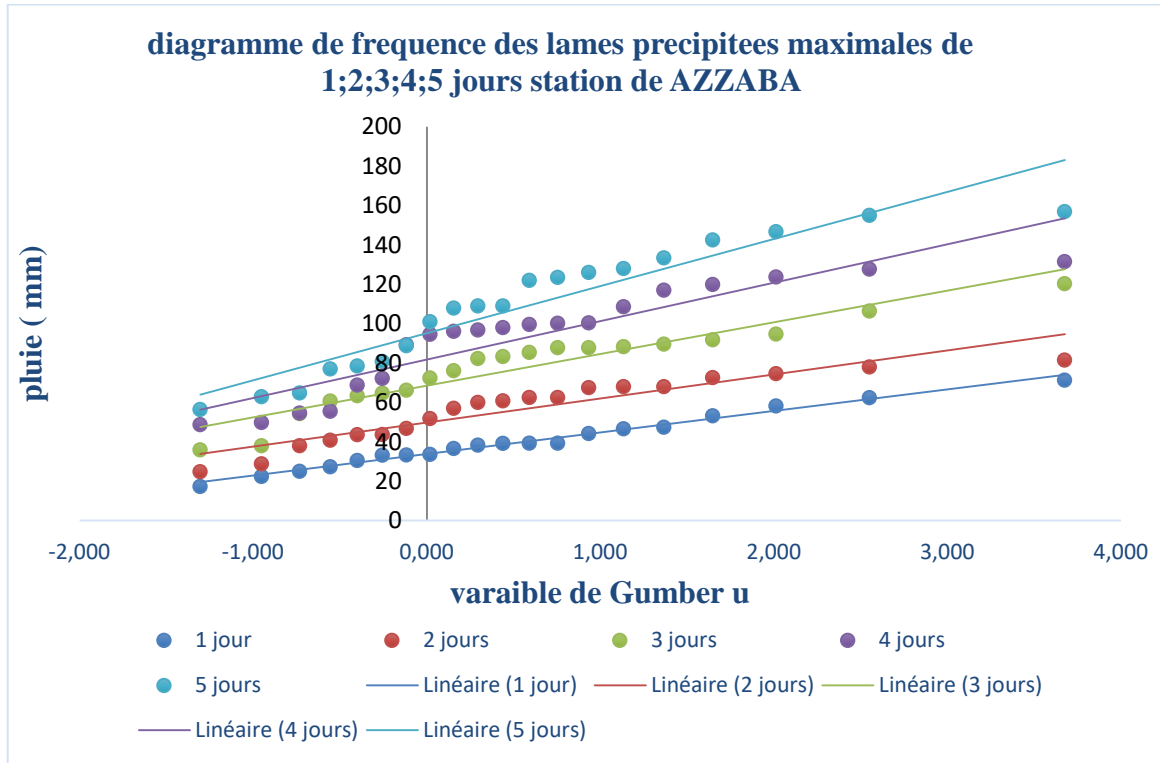


Figure III.16 : Ajustement graphique du modèle (calcul des paramètres « a » et « b » de la droite d’ajustement de Gumbel par la méthode des moments) pour les 5 séries de données

Etape 5 : Utilisation du modèle statistique pour estimer les lames précipitées de différents temps de retour T= (10 ans, 20 ans et 50 ans).

- ❖ Calcul de la fréquence de non-dépassement d’après la relation suivante :

$$T = \frac{1}{1 - F_Q(x_Q)} \tag{Eq.III.19}$$

- ❖ Calcul de la variable réduite de Gumbel correspondante d’après la relation (Eq.III.15).

- ❖ Calcul du quantile correspondant d’après la relation linéaire :

$$L = a + b * u \tag{Eq.III.20}$$

Tableau III.13 : Estimation des lames précipitées, en mm à la station de AZZABA de 1995 à 2014 pour différents temps de retour

Durée de la pluie [h]	Temps de retour		
	10 ans	20 ans	50 ans
24	58	66	76
48	78	87	99
72	105	117	132
96	127	142	161
120	149	167	190

III.5.4. Définition des courbes IDF

Les courbes IDF représentent l'intensité pluviométrique i en fonction de la durée de l'averse et de son temps de retour T .

➤ **Démarche et résultats**

Il s'agit donc simplement de calculer à partir du (Tableau III.13) et pour chaque temps de retour et durée de pluie considérée, l'intensité pluviométrique moyenne maximale. Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.14 : Estimation des intensités moyenne, en mm/h, à la station de AZZABA de 1995 à 2014 pour différents temps de retour

Durée de la pluie [h]	Temps de retour		
	10 ans	20 ans	50 ans
24	2,4	2,7	3,2
48	1,6	1,8	2,1
72	1,5	1,6	1,8
96	1,3	1,5	1,7
120	1,2	1,4	1,6

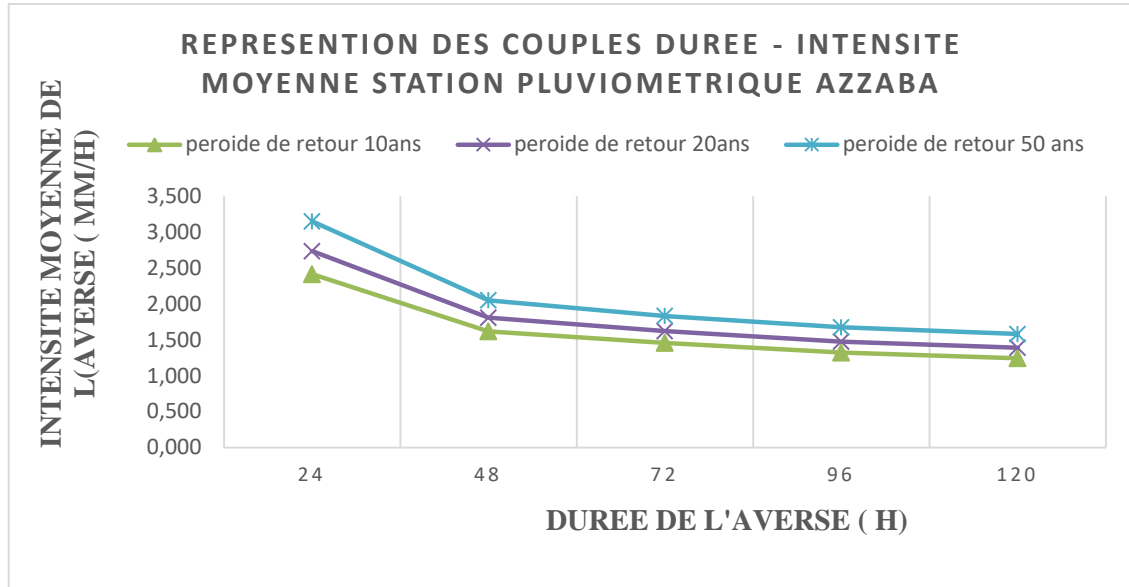


Figure III.17 : Représentation des couples durée – intensité moyenne déterminés à la station de AZZABA de 1995 à 2014 pour différents temps de retour

III.5.5. Ajustement de la loi Montana

Différentes formules analytiques sont proposées pour représenter l'intensité critique d'une pluie en fonction de sa durée (loi de pluviosité). Pour une fréquence de dépassement donnée, la formule simplifiée de Montana s'exprime selon :

$$i_T(t) = \frac{a}{t^b} \tag{Eq.III.21}$$

$T(t)$: intensité pluviométrique pour une averse de durée t et de temps de retour T , en [mm/h]

a et b : paramètres d'ajustement fonction du temps de retour et du lieu

t : durée de l'averse, en [h]

L'estimation des paramètres a et b de Montana est simplifiée en prenant le logarithme de cette formule de manière à obtenir une relation linéaire :

$$\ln(i_T(t)) = \ln(a) - b \cdot \ln(t) \tag{Eq.III.22}$$

➤ **Démarche et résultats**

Pour chaque temps de retour T :

Etape 1 : calcul des logarithmes $\ln(t)$ et $\ln(i_T(t))$.

Etape 2 : calcul des paramètres de la droite de régression passant par les couples $(\ln(t), \ln(i_T(t)))$.

On peut utiliser la technique des moindres carrés pour l'estimation des paramètres « pente » (ou paramètre -b de Montana) et « ordonnées à l'origine » ($\ln(a)$).

Etape 3 : Calcul du paramètre a et b de Montana en prenant encore l'exponentielle de $\ln(a)$ et le paramètres b.

Les résultats sont regroupés dans le (Tableau III.15) et représentés dans la (Figure.III.18)

Tableau III.15 : Valeurs des paramètres de Montana pour différents temps de retour

	période de retour		
	10 ans	20ans	50ans
paramètre "b" de Montana =	0,41	0,41	0,42
paramètre "a" de Montana =	8,39	9,73	11,48

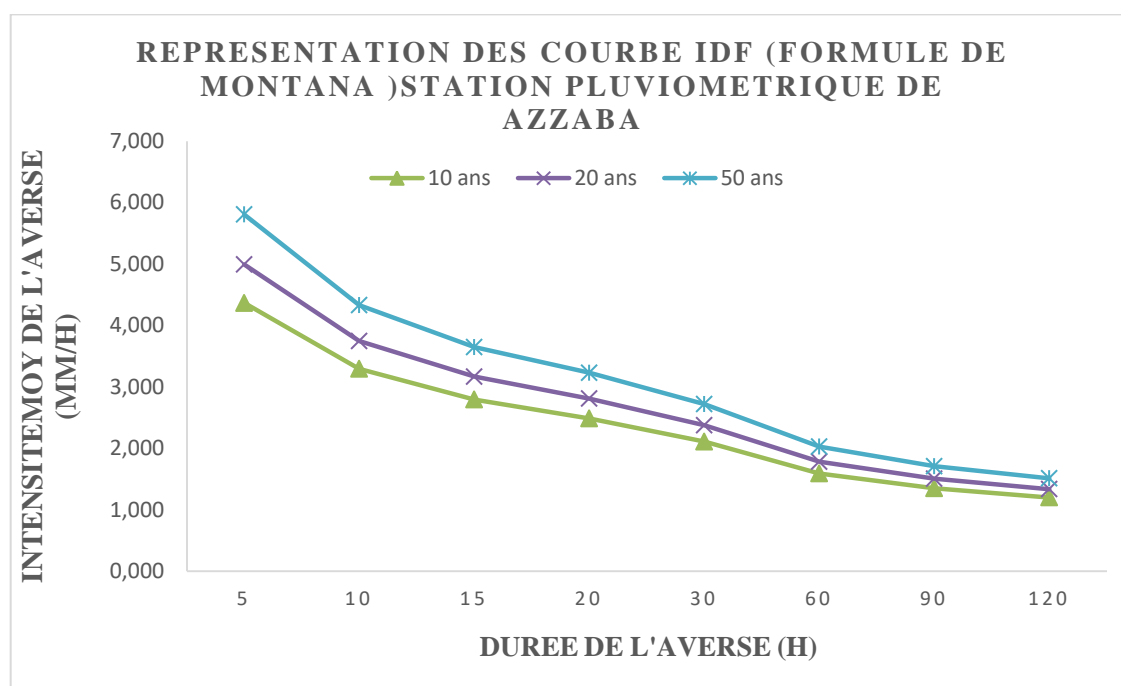


Figure III.18 : Représentation des courbes IDF avec la formule de Montana déterminés à la station de AZZABA de 1995 à 2014 pour différents temps de retour

III.5.6. Méthode composite

L'utilisation des courbes « Intensité – Durée – Fréquence » pour construire une pluie de projet est une des méthodes les plus aisées. Le plus souvent, l'hydrologue dispose de courbes IDF préétablies pour le bassin ou la région qu'il étudie et n'a pas à se soucier de les construire.

Pour passer de ces courbes représentant l'intensité pluviométrique i en fonction de la durée de l'averse et de son temps de retour T , à une structure de pluie, d'une durée totale $n\Delta t$ et de temps de retour T choisis.

➤ **Démarche et résultats :**

Etape 1 : Choix d'une durée de la pluie totale $n\Delta t = 3\text{h}$ et 6h , d'un intervalle de temps $\Delta t = 10\text{min}$, et d'un temps de retour $T = 10\text{ans}$, 20ans et 50ans .

Etape 2 : Calcul des intensités moyennes maximales correspondant à des durées de 3 et 6 heures, selon la formule de Montana et un temps de retour $T = 10, 20$ et 50 ans.

Etape 3 : Calcul des lames précipitées cumulées en (mm), en multipliant les intensités des précipitations en (mm/h) par la durée de pluie en (h).

Etape 4 : Calcul des incréments de pluie pour chaque pas de temps à partir de la pluie cumulée. En soustrayant deux valeurs successives de pluie cumulée, on obtient la lame effectivement précipitée durant le pas de temps (en mm).

Etape 5 : Calcul des intensités "composites" en (mm/h) pour chaque intervalle de temps en divisant la lame précipitée en (mm) sur le pas de temps par la durée de ce dernier.

Etape 6 : Réarrangement du hyétogramme obtenu. La structure temporelle de cette pluie peut être modifiée pour avoir une structure plus réaliste.

L'analyse des structures d'averses « longues » montre que l'intensité maximale se situe généralement près de la moitié de l'averse.

III.6. 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.



CHAPITRE IV : Résultats et discussion

IV.1. Introduction

Ce chapitre représente les résultats de simulation du réseau d'assainissement de l'AADL de Azzaba par EPA-SWMM. Ce logiciel a été utilisé pour simuler la capacité du réseau d'assainissement lors d'une pluie de durée de 3 heures et 6 heures et d'une période de retour de 10 ans, 20 ans et 50 ans.

IV.2. Résultats de simulation par EPA-SWMM

La simulation par EPA-SWMM nous a permis l'affichage du réseau d'assainissement (Figure IV.1) et l'affichage de tous les résultats concernant les débits, les profondeurs d'eau, les diamètres et les profils en long. Les diamètres des conduites de la zone d'étude varient entre 315 et 800 mm.

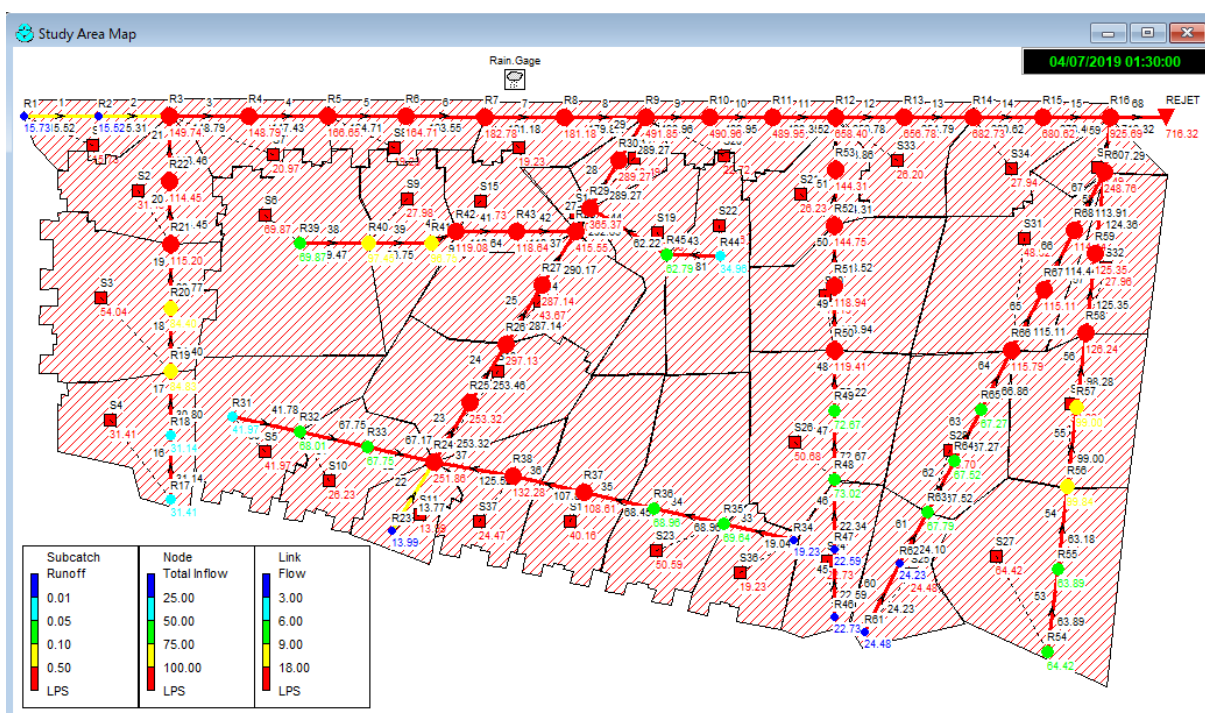


Figure IV.1 : Réseau de drainage de la zone d'étude

IV.2.1. Simulation par le modèle de perte par infiltration HORTON

IV.2.1.1. Résultats de simulation des nœuds par le modèle de Horton (D= 3h)

Les résultats de simulation des nœuds du réseau de drainage par le modèle de Horton pour la période de retour de 10 ans et une durée de pluie de 3 heures (Tableau IV.1) indique que le réseau est en état de dysfonctionnement au niveau des nœuds R26, R28, R29 et R16 qui ont subi un débordement.

Tableau IV.1 : Hauteurs d'eau max et débits max des nœuds simulés par Horton(T= 10 ans et D=3 h)

Période de retour	Nœud	Débit max (l/s)	Hauteur d'eau max (m)	Temps de pic (h)
10 ANS	R26	297.13	1.5	01:30
	R28	415.55	1.5	01:20
	R29	365.89	1.5	01:20
	R38	132.28	1.4	01:30
	R16	925.69	2.17	01:20

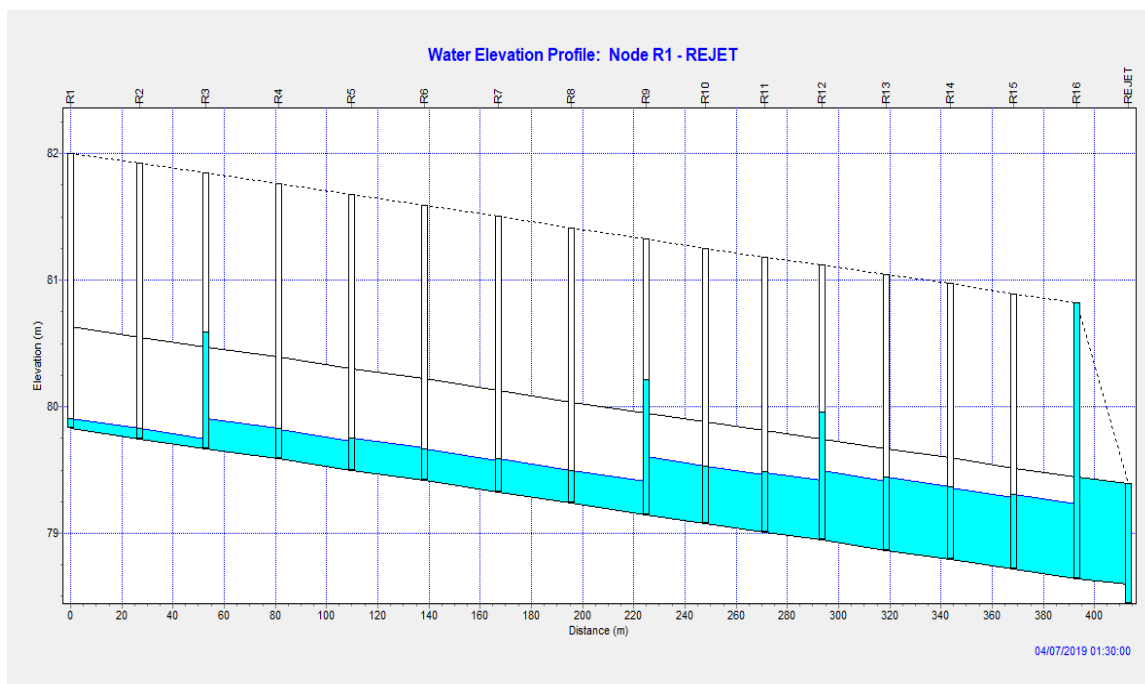


Figure IV.2 : Profil en long du collecteur principal simulé par Horton(T= 10 ans et D=3 h)

La figure (IV.2) illustre le profil en long du collecteur principal, où le nœud R16 est en état de débordement représente un débit de 925.69 l/s et une hauteur d'eau de 2.17 m pour un temps de pic de 1 heure et 20 minutes (tableau IV.1).

Tableau IV.2 : Hauteurs d'eau max et débits max des nœuds simulés par Horton(T= 20 ans et D=3 h)

Période de retour	Nœud	Débit max (l/s)	Hauteur d'eau max (m)	Temps de pic (h)
20 ans	R26	336.13	1.5	01:30
	R28	446.93	1.5	01:20
	R29	380.78	1.5	01:10
	R38	160.39	1.4	01:30
	R60	299.21	1.5	01:30
	R59	152.27	1.4	01:30
	R16	1019.64	2.17	01:10

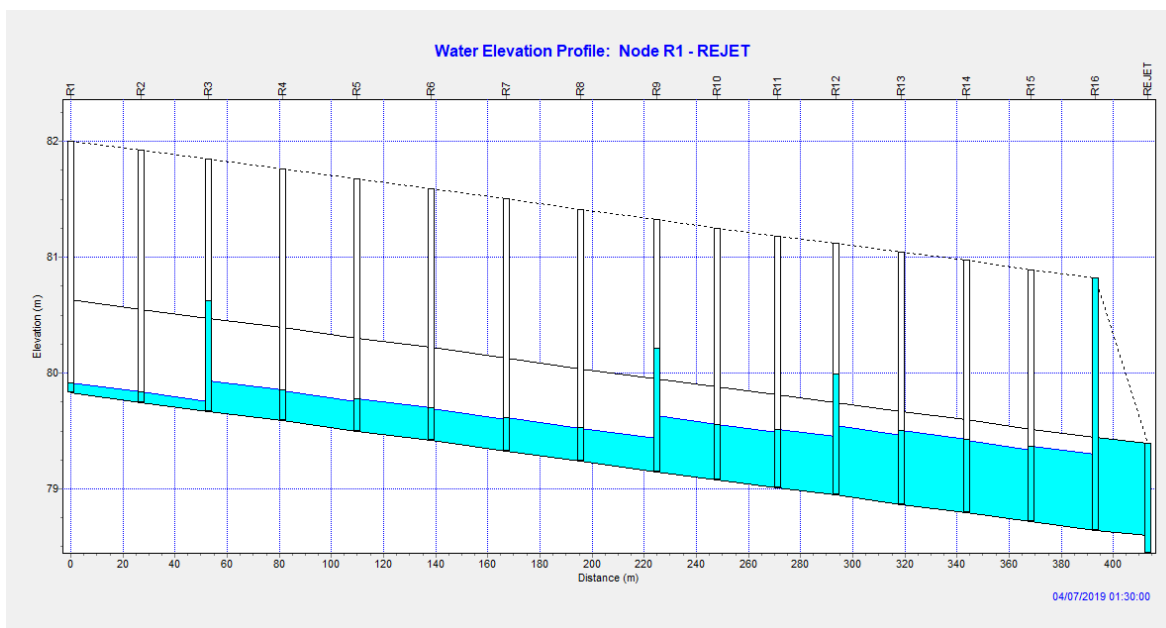


Figure IV.3 : Profil en long du collecteur principal simulé par Horton(T= 20 ans et D=3 h)

Pour la période de retour de 20 ans et une durée de pluie de 3 heures, le tableau (IV.2) illustre l’augmentation en nombre de nœuds débordés par rapport à la période de retour de 10 ans qui a enregistré 5 nœuds débordée contre 7 nœuds pour la période de retour de 20 ans, duquel les nouveaux nœuds sont R59 et R60. Le nœud R16 enregistre un débit max de 1019.64 l/s supérieur au débit max enregistré pour la période de retour de 10 ans de 93.95 l/s, donc une augmentation de 9.21%, avec un temps de pic de 1heure et 10 minutes inférieur au résultat enregistré pour la période de retour de 10 ans de 10 minutes. Le profil en long du collecteur principal pour la période de retour de 20 ans indique toujours le débordement du nœud R16 (Figure IV.3).

Tableau IV.3 : Hauteurs d’eau max et débits max des nœuds simulés par Horton(T= 50 ans et D=3 h)

Période de retour	Nœud	Débit max (l/s)	Hauteur d'eau max (m)	Temps de pic (h)
50 ANS	R12	840.99	2.17	01:30
	R13	828.51	2.17	01:30
	R15	799.62	2.17	01:30
	R20	126.29	1.5	01:30
	R24	320.59	1.5	01:30
	R25	295	1.5	01:30
	R26	369.02	1.5	01:20
	R27	300.51	1.5	01:40
	R28	480.77	1.5	01:00

R29	401.17	1.5	00:50
R30	302.07	1.5	00:50
R37	162.51	1.4	01:30
R38	176.46	1.4	01:20
R39	104.34	1.4	01:30
R66	172.94	1.4	01:30
R60	321.67	1.5	01:20
R57	148.2	1.4	01:30
R58	188.22	1.4	01:30
R59	151.06	1.4	01:30
R16	1038.9	2.17	01:00

Les résultats de simulation des nœuds illustrés dans le tableau (IV.3) indiquent l'augmentation du risque d'inondation de la zone d'étude surtout que le nombre des nœuds débordés est devenu 20 nœuds par rapport aux résultats de la simulation pour les périodes de retour de 10 et 20 ans qui étaient 5 et 7 nœuds débordés respectivement. Le risque d'inondation est absolument clair sur le profil en long principal (figure IV.4), où on observe un débordement de 3 nouveaux nœuds R12, R13 et R15 avec le nœud R16 qui est toujours en débordement pour les différentes périodes de retour.

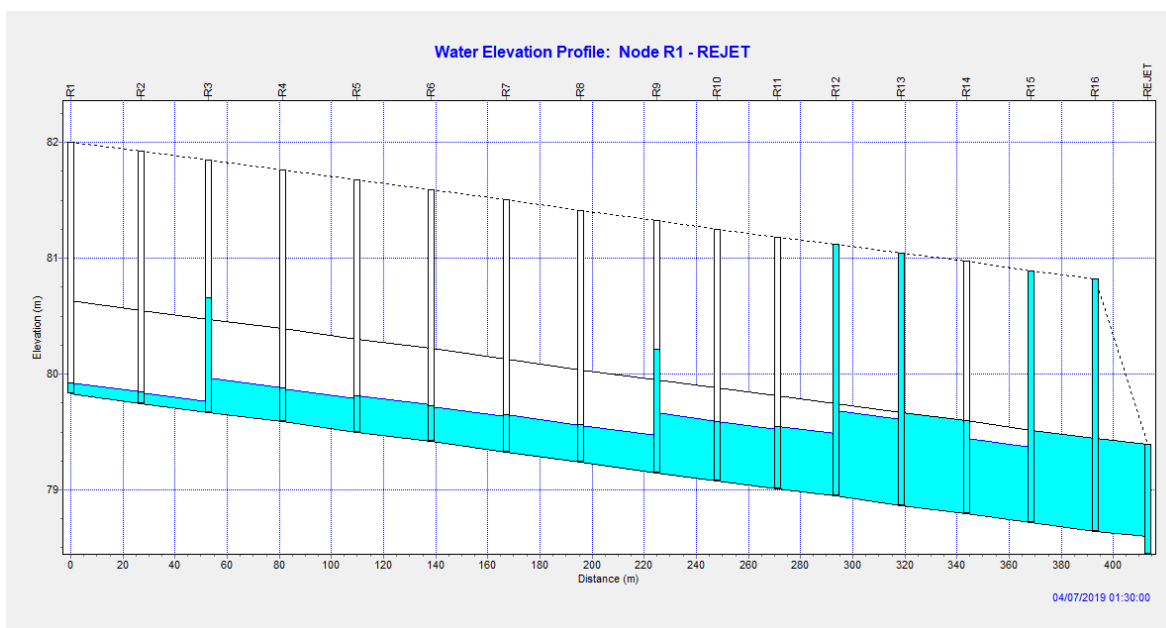


Figure IV.4 : Profil en long du collecteur principal simulé par Horton(T= 50 ans et D=3 h)

La figure (IV.5) illustre les hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R16 pour les périodes de retour 10, 20 et 50 ans. Le débit maximal enregistré pour les périodes de retour est 925.69 l/s, 1019.64 l/s et 1038.90 l/s pour un temps de pic de 1h20, 1h10 et 1h00

respectivement (Tableau IV.1, IV.2 et IV.3). Donc cette variation représente une augmentation de 93.95 l/s (9.21 %) lorsque la période de retour changera de 10 ans à 20 ans, par contre une augmentation de 19.26 l/s (1.85 %) lorsque la période de retour changera de 20 ans à 50 ans. La différence en débit maximal enregistré à partir des résultats de simulation entre la période de retour de 10 ans et 50 ans est 113.21 l/s, ce qui présente 10.89 %, avec une différence en temps de pic de 20 minutes.

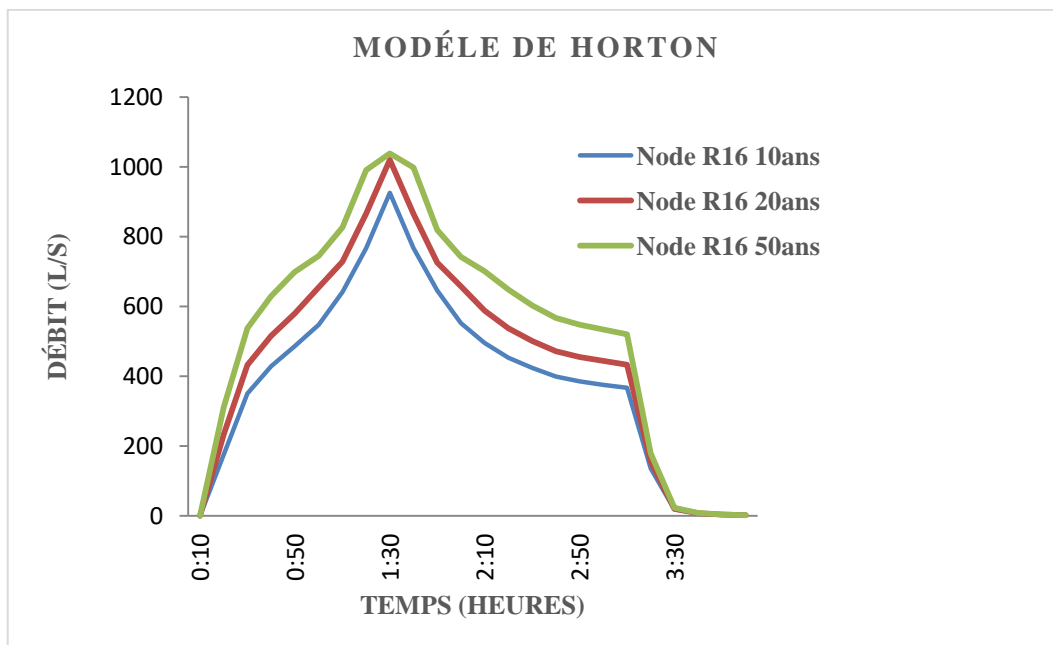


Figure IV.5 : Hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R16 pour les périodes de retour 10, 20 et 50 ans (Modèle d'Horton D= 3h)

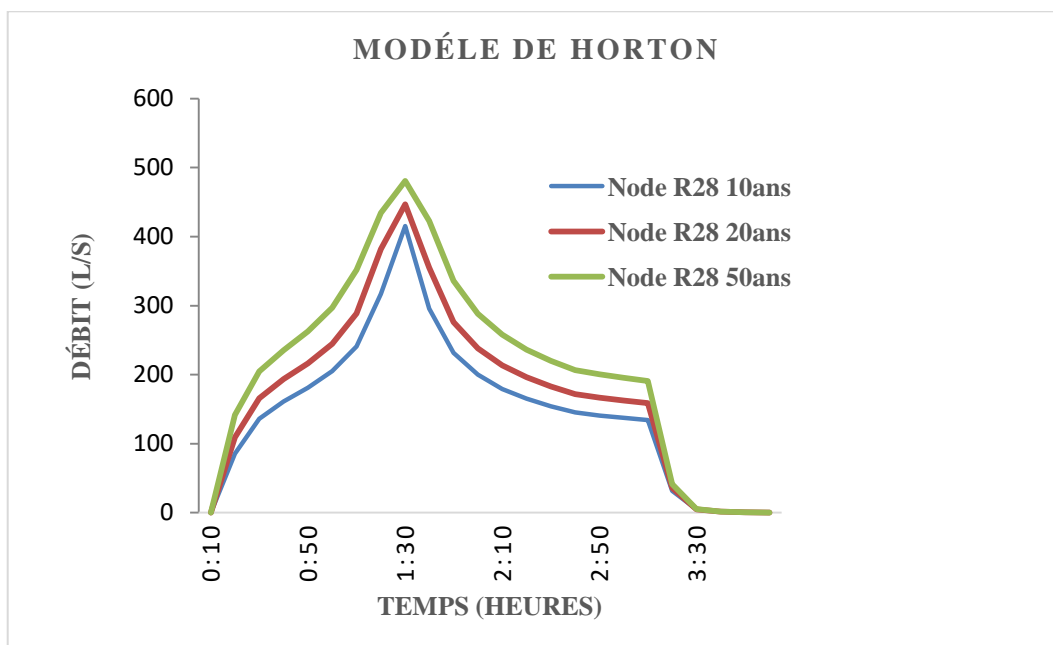


Figure IV.6 : Hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R28 pour les périodes de retour 10, 20 et 50 ans (Modèle d'Horton D= 3h)

Pour le cas du nœud R28, la figure (IV.6) illustre les hydrogrammes de variation du débit pour les périodes de retour 10, 20 et 50 ans. Le débit maximal enregistré pour ces périodes de retour est 415.55l/s, 446.93l/s et 480.77l/s pour un temps de pic de 1h20, 1h20 et 1h00 respectivement (Tableau IV.1, IV.2 et IV.3). Donc cette variation représente une augmentation de 31.38 l/s (7.02 %) lorsque la période de retour changera de 10 ans à 20 ans, par contre une augmentation de 33.84 l/s (7.04 %) lorsque la période de retour changera de 20 ans à 50 ans. La différence en débit maximal enregistré à partir des résultats de simulation entre la période de retour de 10 ans et 50 ans est 65.22 l/s, ce qui présente 13.56 %

IV.2.1.2. Résultats de simulation des conduites par le modèle de Horton (D= 3h)

Les résultats de simulation des conduites par le modèle de Horton pour la période de retour 10 ans, indiquent que 7 tronçons du réseau de drainage sont en état de surcharge, par contre le nombre de tronçon en état de surcharge augmente pour la période de retour de 20 ans et 50 ans de 11 tronçons et 21 tronçons respectivement (tableau IV.4, IV.5 et IV.6). Le temps de pic varie de 1h20 à 1h30 pour la période de retour de 10 ans, de 1h10 à 1h30 pour la période de retour de 20 ans et de 50 minutes à 1h30 pour la période de retour de 50 ans.

Tableau IV.4 : Hauteurs d'eau max et débits max des conduites simulés par Horton (T= 10 ans et D=3 h)

Période de retour	Conduite	Débit max (l/s)	Hauteur d'eau max (m)	Temps de pic (h)
10 ANS	25	287.14	0.45	01:30
	26	290.17	0.40	01:30
	27	311.03	0.50	01:30
	28	289.27	0.50	01:20
	29	289.27	0.39	01:20
	37	125.52	0.36	01:30
	68	720.35	0.80	01:20

Tableau IV.5 : Hauteurs d'eau max et débits max des conduites simulés par Horton (T= 20 ans et D=3 h)

Période de retour	Conduite	Débit max (l/s)	Hauteur d'eau max (m)	Temps de pic (h)
20ANS	15	760.52	0.65	01:30
	25	295.00	0.5	01:30
	26	295.00	0.41	01:30
	27	292.65	0.50	01:20
	28	289.27	0.50	01:10
	29	289.27	0.39	01:00
	37	131.81	0.40	01:30

	57	152.27	0.37	01:30
	58	148.45	0.37	01:30
	59	259.12	0.50	01:30
	68	724.17	0.80	01:20

Tableau IV.6 : Hauteurs d'eau max et débits max des conduites simulés par Horton(T= 50 ans et D=3 h)

Période de retour	Conduite	Débit max (l/s)	Hauteur d'eau max (m)	Temps de pic (h)
50 ANS	12	828.51	0.74	01:30
	13	758.08	0.80	01:30
	14	799.62	0.65	01:30
	15	779.78	0.79	01:30
	19	115.25	0.40	01:30
	23	295.00	0.50	01:30
	24	303.81	0.42	01:30
	25	300.51	0.50	01:20
	26	298.15	0.46	01:40
	27	294.92	0.50	01:10
	28	302.07	0.50	01:00
	29	292.69	0.45	00:50
	36	139.93	0.40	01:30
	37	137.53	0.40	01:20
	38	103.05	0.29	01:30
	56	146.47	0.37	01:30
	57	151.06	0.40	01:30
	58	148.20	0.37	01:30
	59	269.79	0.50	01:30
	65	156.32	0.40	01:30
68	743.27	0.80	01:10	

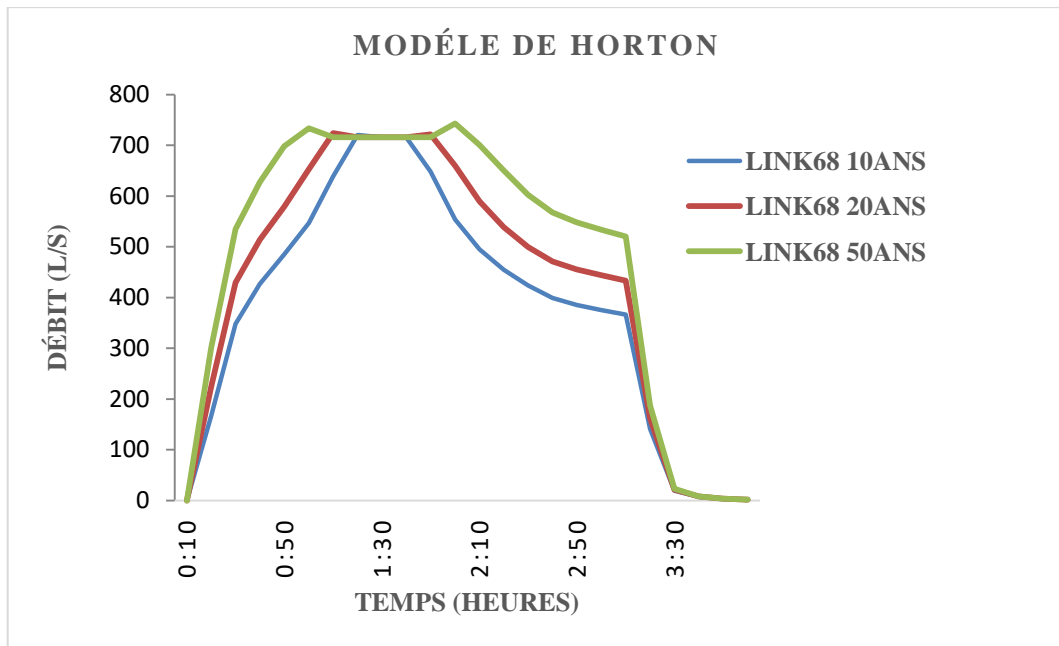


Figure IV.7 : Hydrogrammes de variation du débit dans la conduite C68 pour les périodes de retour 10, 20 et 50 ans (Modèle d’Horton D= 3h)

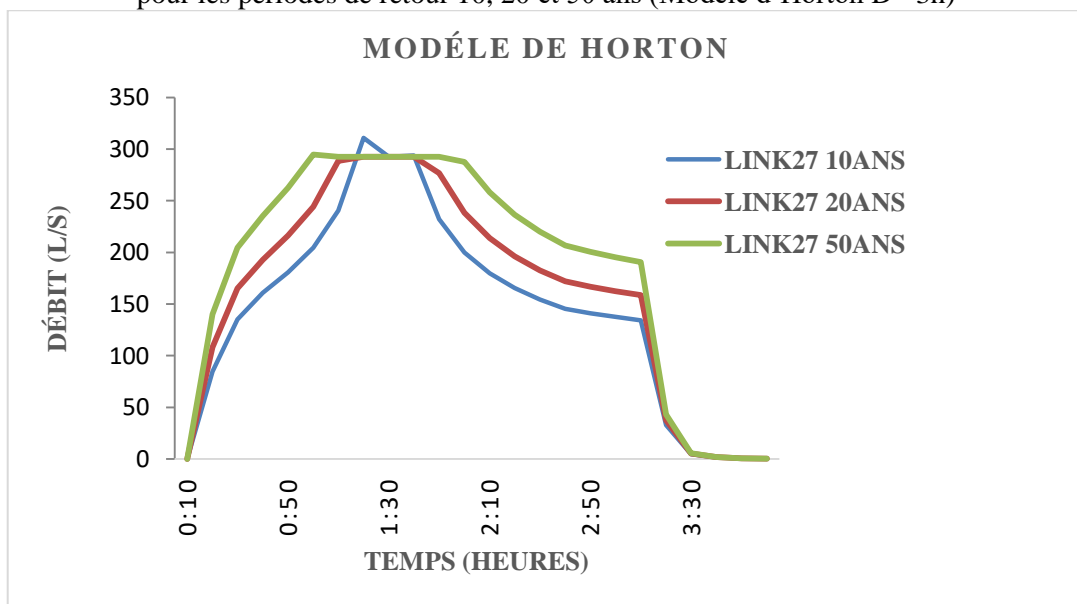


Figure IV.8 : Hydrogrammes de variation du débit dans la conduite C27 pour les périodes de retour 10, 20 et 50 ans (Modèle d’Horton D= 3h)

Les figures (IV.7 et IV.8) illustrent les résultats de simulation des conduites C68 et C27 pour les périodes de retour de 10, 20 et 50 ans. On observe que le débit du tronçon C27 était 311.03 l/s supérieur au débit pour la période de retour de 20 ans et 50 ans qui de 292.65 l/s et 294.92 l/s avec la diminution de temps de pic de 1h30 jusqu’à 1h10. Le tronçon C68 est différent du tronçon C27, on observe que le débit du tronçon C68 qui de 720.35 l/s pour la période de retour de 10 ans est inférieur au débit du tronçon C68 pour la période de retour de 20 et 50 ans qui de 724.17 l/s et 743.27 l/s respectivement, avec un temps de pic allant de 1h20 jusqu’à 1h10.

IV.2.1.3. Résultats de simulation des nœuds par le modèle d'Horton (D= 6 heures)

Les résultats de simulation des nœuds du réseau de drainage par le modèle de Horton pour la période de retour de 10 ans et une durée de pluie de 6 heures (Tableau IV.7) indique que le réseau est en état de dysfonctionnement au niveau des nœuds R26, R28, R29, R38 et R16 qui sont en état de surcharge.

Tableau IV.7 : Hauteurs d'eau max et débits max des nœuds simulés par Horton(T= 10 ans et D=6 h)

Période de retour	Nœud	Débit max (l/s)	Hauteur d'eau max (m)	Temps de pic (h)
10 ANS	R26	297.01	1.5	03:00
	R28	415.5	1.5	03:00
	R29	365.37	1.5	02:45
	R38	132.42	1.4	03:00
	R16	924.04	2.17	03:00

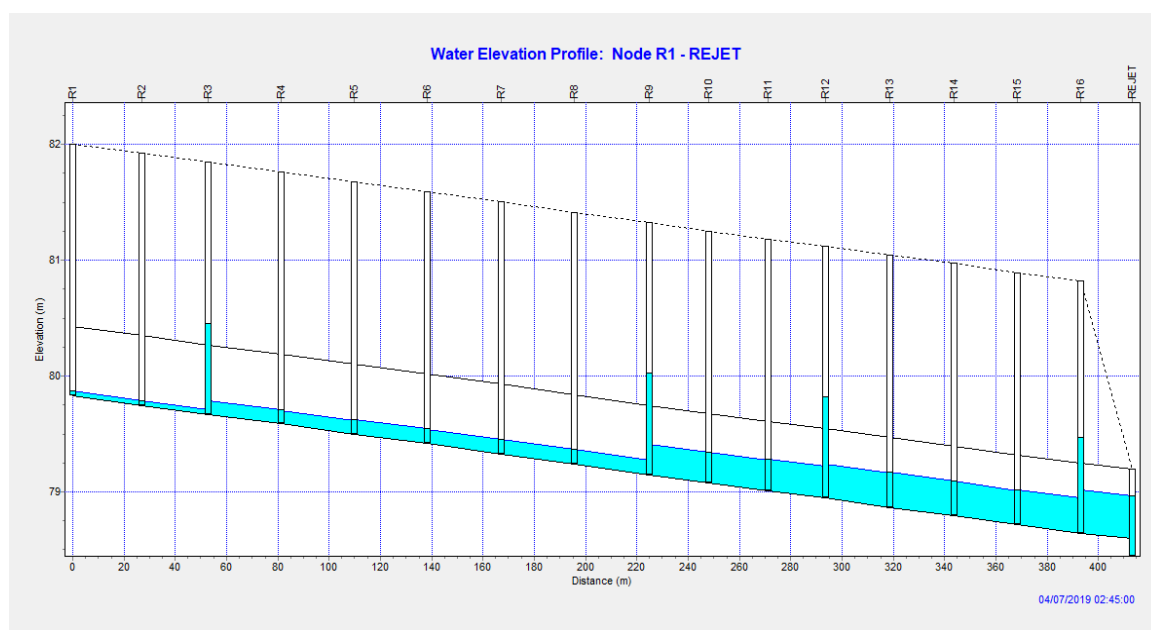


Figure IV.9 : Profil en long du collecteur principal simulé par Horton(T= 10 ans et D=6 h)

La figure (IV.9) illustre le profil en long du collecteur principal, où le nœud R16 est en état de surcharge représente un débit de 924.04 l/s pour un temps de pic de 6 heures (tableau IV.7).

Tableau IV.8 : Hauteurs d'eau max et débits max des nœuds simulés par Horton(T= 20 ans et D=6 h)

Période de retour	Nœud	Débit max (l/s)	Hauteur d'eau max (m)	Temps de pic (h)
20 ANS	R15	763.61	2.17	03:00
	R26	336.19	1.5	03:00
	R28	446.92	1.5	02:45
	R29	380.78	1.5	02:45
	R38	160.35	1.4	03:00
	R60	299.31	1.5	03:00
	R58	153.28	1.4	03:00
	R59	152.16	1.4	03:00
	R16	996.73	2.17	02:45

Pour la période de retour de 20 ans et une durée de pluie de 6 heures, le tableau (IV.8) illustre l'augmentation en nombre de nœuds débordés par rapport à la période de retour de 10 ans qui a enregistré 5 nœuds débordée contre 9 nœuds pour la période de retour de 20 ans, duquel les nouveaux nœuds sont R15, R58, R59 et R60. Le nœud R16 enregistre un débit max de 996.73 l/s supérieur au débit max enregistré pour la période de retour de 10 ans de 72.69 l/s, donc une augmentation de 7.29 %, avec un temps de pic de 2 heures et 45 minutes inférieur au résultat enregistré pour la période de retour de 10 ans de 15 minutes. Le profil en long du collecteur principal pour la période de retour de 20 ans indique que le nœud R16 est en état de surcharge (Figure IV.10).

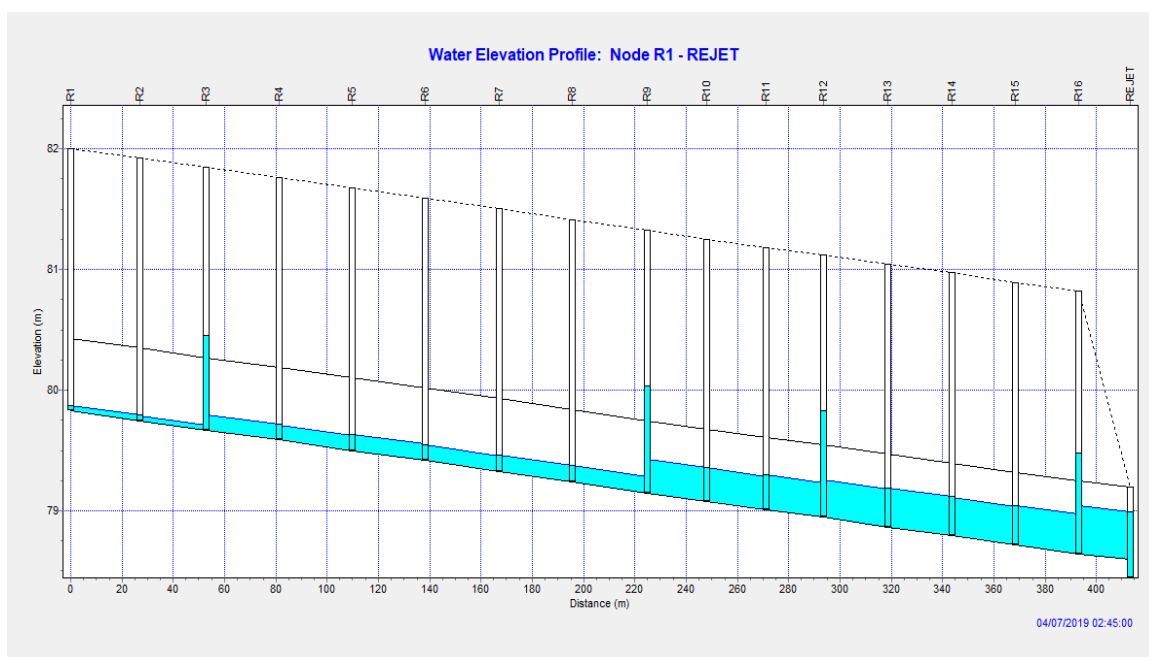


Figure IV.10 : Profil en long du collecteur principal simulé par Horton(T= 20 ans et D=6 h)

Tableau IV.9 : Hauteurs d'eau max et débits max des nœuds simulés par Horton(T= 50 ans et D=6 h)

Période de retour	Nœud	Débit max (l/s)	Hauteur d'eau max (m)	Temps de pic (h)
50 ANS	R12	841.74	2.17	03:00
	R13	829.67	2.17	03:00
	R15	799.61	2.17	03:00
	R20	126.22	1.5	03:00
	R24	320.68	1.5	03:00
	R25	295	1.5	03:00
	R26	368.81	1.5	03:00
	R28	480.61	1.5	02:30
	R29	401.19	1.5	02:15
	R37	162.51	1.5	03:00
	R38	176.46	1.4	03:00
	R39	104.34	1.4	03:00
	R66	172.97	1.4	03:00
	R60	321.89	1.5	03:00
	R57	148.2	1.4	03:00
	R58	188.22	1.4	03:00
	R59	151.06	1.4	03:00
	R16	1042.88	2.17	02:30

Les résultats de simulation des nœuds illustrés dans le tableau (IV.9) indiquent l'augmentation du risque d'inondation de la zone d'étude surtout que le nombre des nœuds débordés est devenu 18 nœuds par rapport aux résultats de la simulation pour les périodes de retour de 10 et 20 ans qui étaient 5 et 9 nœuds en état de surcharge respectivement. Le risque d'inondation est absolument clair sur le profil en long principal (figure IV.11), où on observe un débordement du nœud R16 qui était en état de surcharge pour les différentes périodes de retour (10 et 20 ans).

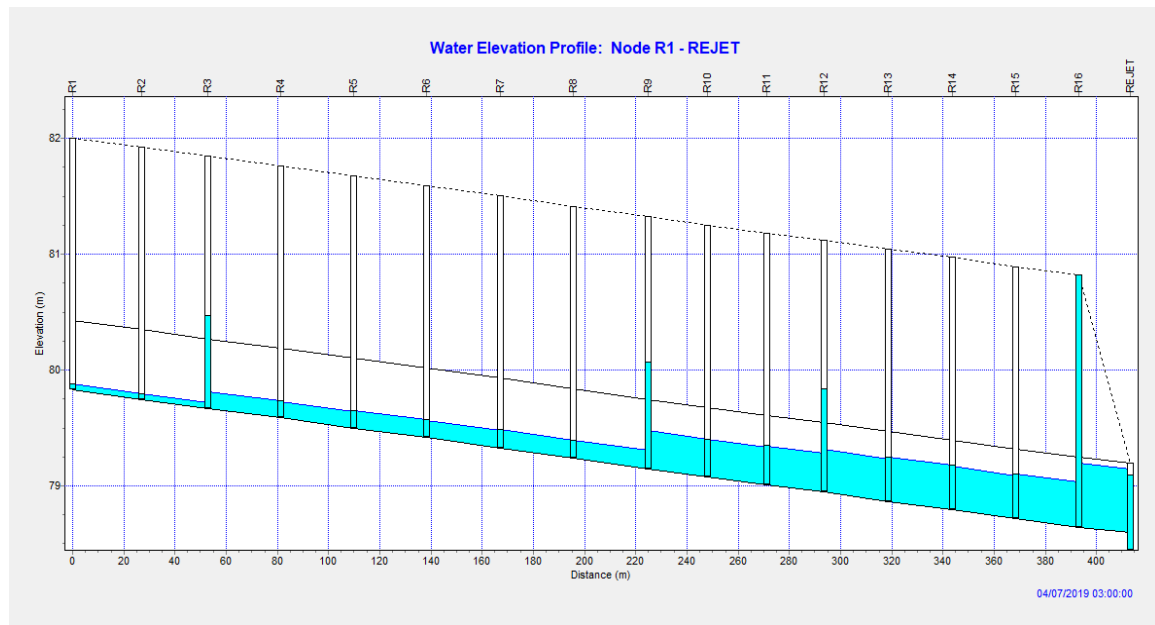


Figure IV.11 : Profil en long du collecteur principal simulé par Horton (T= 50 ans et D=6 h)

La figure (IV.12) illustre les hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R16 pour les périodes de retour 10, 20 et 50 ans. Le débit maximal enregistré pour les périodes de retour est 924.04l/s, 996.73l/s et 1042.88l/s pour un temps de pic de 3h00, 2h45 et 2h30 respectivement (Tableau IV.7, IV8 et IV.9). Donc cette variation représente une augmentation de 72.69 l/s (7.29 %) lorsque la période de retour changera de 10 ans à 20 ans, par contre une augmentation de 46.15 l/s (4.42 %) lorsque la période de retour changera de 20 ans à 50 ans. La différence en débit maximal enregistré à partir des résultats de simulation entre la période de retour de 10 ans et 50 ans est 118.84 l/s, ce qui présente 11.39 %

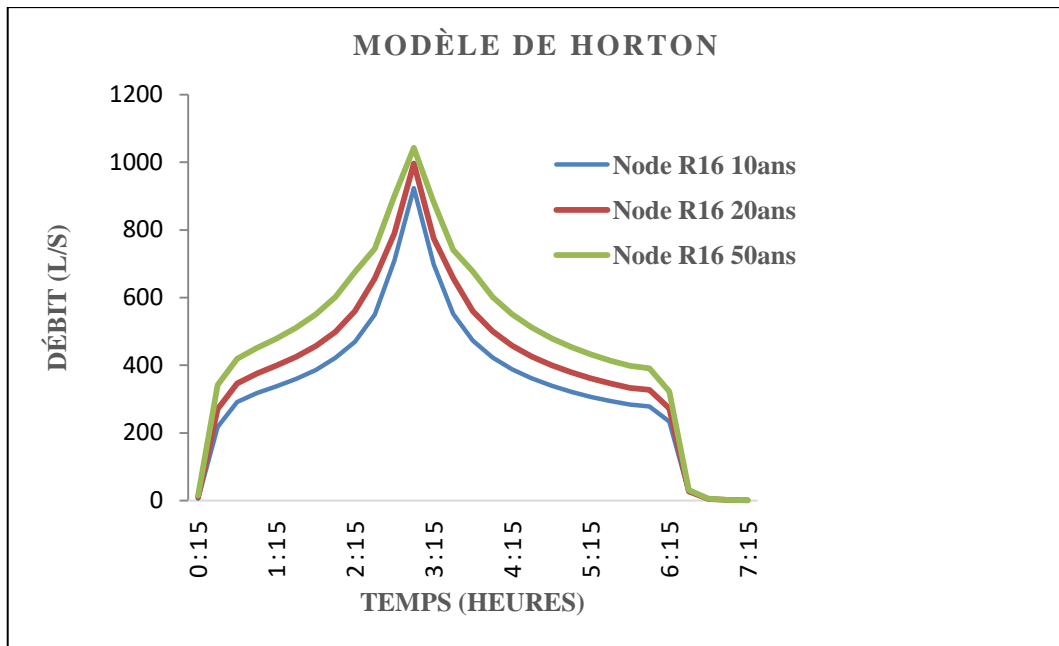


Figure IV.12 : Hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R16 pour les périodes de retour 10, 22 et 50 ans (Modèle d’Horton D= 6h)

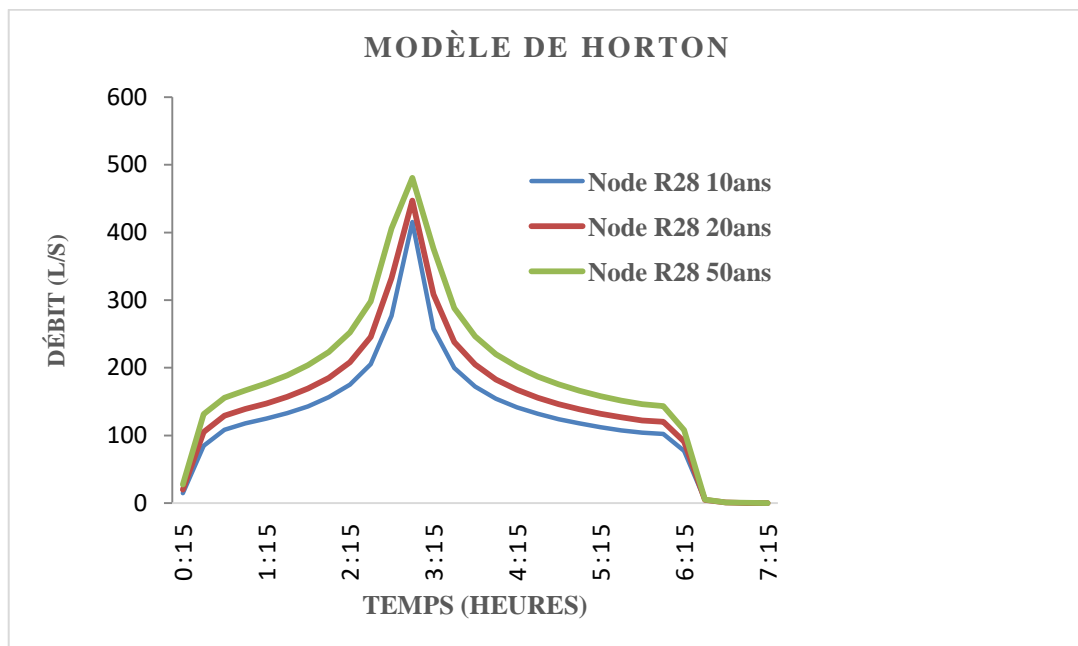


Figure IV.13 : Hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R28 pour les périodes de retour 10, 20 et 50 ans (Modèle d’Horton D= 6h)

Les hydrogrammes de variation du débit pour les périodes de retour 10, 20 et 50 ans Pour le cas du nœud R28 sont illustrés dans la figure (IV.13). Le débit maximal enregistré pour ces périodes de retour est 415.50l/s, 446.92l/s et 480.61l/s pour un temps de pic de 3h00, 2h45 et 2h30 respectivement (Tableau IV.7, IV.8 et IV.9). Donc cette variation représente une augmentation de 31.42 l/s (7.03 %) lorsque la période de retour changera de 10 ans à

20 ans, par contre une augmentation de 33.69 l/s (7.01 %) lorsque la période de retour changera de 20 ans à 50 ans. La différence en débit maximal enregistré à partir des résultats de simulation entre la période de retour de 10 ans et 50 ans est 65.11 l/s, ce qui présente 13.55 %

IV.2.1.4. Résultats de simulation des conduites par le modèle d'Horton (D= 6 heures)

Les résultats de simulation des conduites par le modèle de Horton pour la période de retour 10 ans, indiquent que 7 tronçons du réseau de drainage sont en état de surcharge, par contre le nombre de tronçon en état de surcharge augmente pour la période de retour de 20 ans et 50 ans de 11 tronçons et 21 tronçons respectivement (tableau IV.10, IV.11 et IV.12). Le temps de pic varie de 2h15 à 3h00 pour la période de retour de 10 ans, de 2h30 à 3h00 pour la période de retour de 20 ans et de 2h15 à 3h00 pour la période de retour de 50 ans.

Tableau IV.10 : Hauteurs d'eau max et débits max des conduites simulés par Horton (T= 10 ans et D=6 h)

Période de retour	Conduite	Débit max (l/s)	Hauteur d'eau max (m)	Temps de pic (h)
10 ANS	25	287.09	0.25	02 :15
	26	290.13	0.4	03 :00
	27	292.65	0.5	03 :00
	28	295.87	0.5	02 :45
	29	295.44	0.4	03 :15
	37	125.62	0.37	03 :00
	68	716.32	0.8	03 :00

Tableau IV.11 : Hauteurs d'eau max et débits max des conduites simulés par Horton (T= 20 ans et D=6 h)

Période de retour	Conduite	Débit max (l/s)	Hauteur d'eau max (m)	Temps de pic (h)
20 ANS	15	737.61	0.72	03 :00
	25	295	0.50	03 :00
	26	295	0.41	03 :00
	27	293.78	0.50	02 :45
	28	289.27	0.50	02 :45
	29	289.27	0.39	02 :30
	37	131.81	0.40	03 :00
	57	152.16	0.37	03 :00
	58	148.49	0.37	03 :00
	59	259.12	0.50	03 :00
	68	716.32	0.80	02 :45

Tableau IV.12 : Hauteurs d'eau max et débits max des conduites simulés par Horton (T= 50 ans et D=6 h)

Période de retour	Conduite	Débit max (l/s)	Hauteur d'eau max (m)	TEMPS DE PIC (h)
50 ANS	12	829.67	0.74	03 :00
	13	758.08	0.8	03 :00
	14	799.61	0.65	03 :00
	15	783.76	0.79	03 :00
	19	121.65	0.38	03 :00
	23	295	0.5	03 :00
	24	303.6	0.42	03 :00
	25	295	0.5	03 :00
	26	295	0.41	03 :00
	27	295.5	0.46	02 :30
	28	296.24	0.41	02 :45
	29	193.17	0.4	02 :15
	36	139.93	0.4	03 :00
	37	131.81	0.4	03 :00
	38	103.05	0.29	03 :00
	56	146.48	0.37	03 :00
	57	151.06	0.4	03 :00
	58	148.20	0.37	03 :00
	59	259.12	0.5	03 :00
	65	156.32	0.4	03 :00
68	741.80	0.8	02 :45	

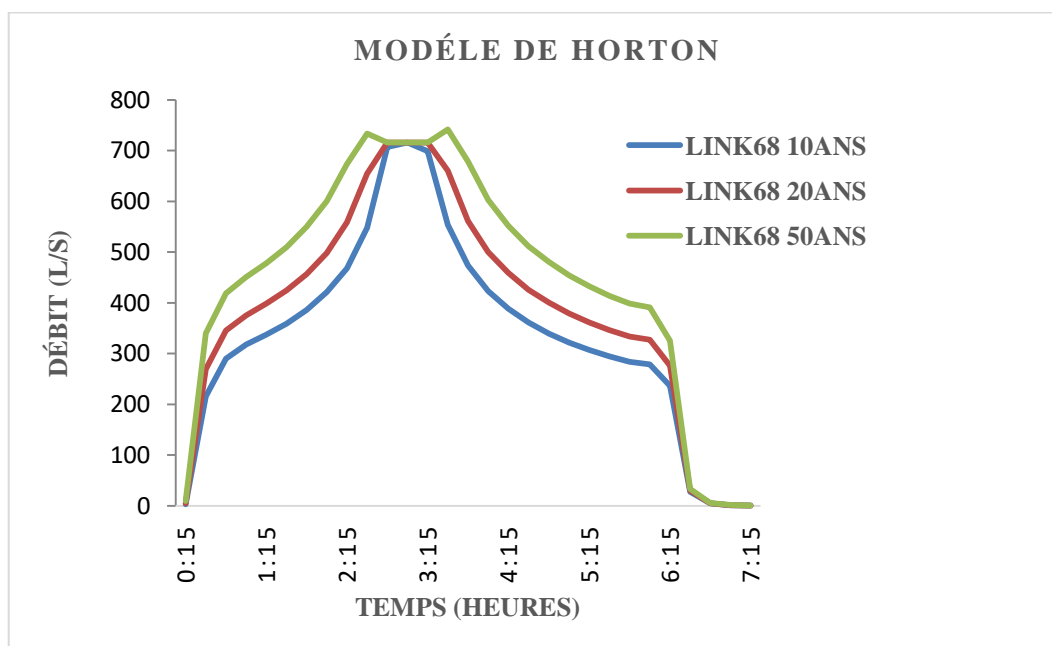


Figure IV.14 : Hydrogrammes de variation du débit dans la conduite C68 pour les périodes de retour 10, 20 et 50 ans (Modèle d'Horton D= 6h)

Les figures (IV.14 et IV.15) illustrent les résultats de simulation des conduites C68 et C28 pour les périodes de retour de 10, 20 et 50 ans. On observe que le débit du tronçon C28 était 295.87l/s supérieur au débit pour la période de retour de 20 ans qui est de 289.27l/s et inférieur au débit pour la période de retour de 50 ans qui est de 296.24l/s avec un temps de pic identique pour les mêmes périodes de 2h45. Le tronçon C68 est différent du tronçon C28, on observe que le débit du tronçon C68 qui de 716.32l/s pour la période de retour de 10 ans est identique au débit du tronçon C68 pour la période de retour de 20 mais un temps de pic différent de 3h00 et 2h45 respectivement. Pour le débit de tronçon C68 pour la période de retour de 50 ans est supérieur de celles de 10 ans et 20 ans qui de 741.80l/s, avec un temps de pic allant de 2h45.

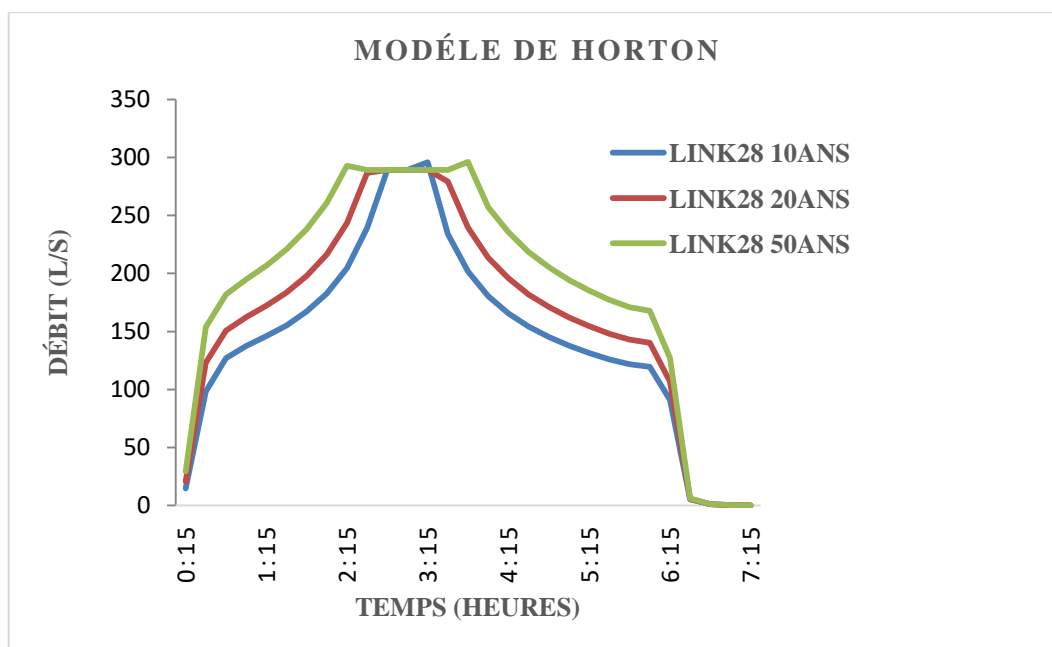


Figure IV.15 : Hydrogrammes de variation du débit dans la conduite C28 pour les périodes de retour 10, 20 et 50 ans (Modèle d'Horton D= 6h)

IV.2.2. Simulation par le modèle de perte par infiltration Green-Ampt

IV.2.2.1. Résultats de simulation des nœuds par le modèle de Green-Ampt (D= 3h)

Les résultats de simulation des nœuds du réseau de drainage par le modèle de Green Ampt pour la période de retour de 10 ans et une durée de pluie de 3 heures (Tableau IV.13) indique que le réseau est en état de débordement au niveau des nœuds R28, R29 et R16.

Tableau IV.13 : Hauteurs d'eau max et débits max des nœuds simulés par Green-Ampt (T= 10 ans et D=3 h)

Période de retour	Nœud	Débit max (l/s)	Hauteur d'eau max (m)	Temps de pic (h)
10 ANS	R28	407.79	1.5	01:20
	R29	363.28	1.5	01:20
	R16	906.80	2.17	01:20

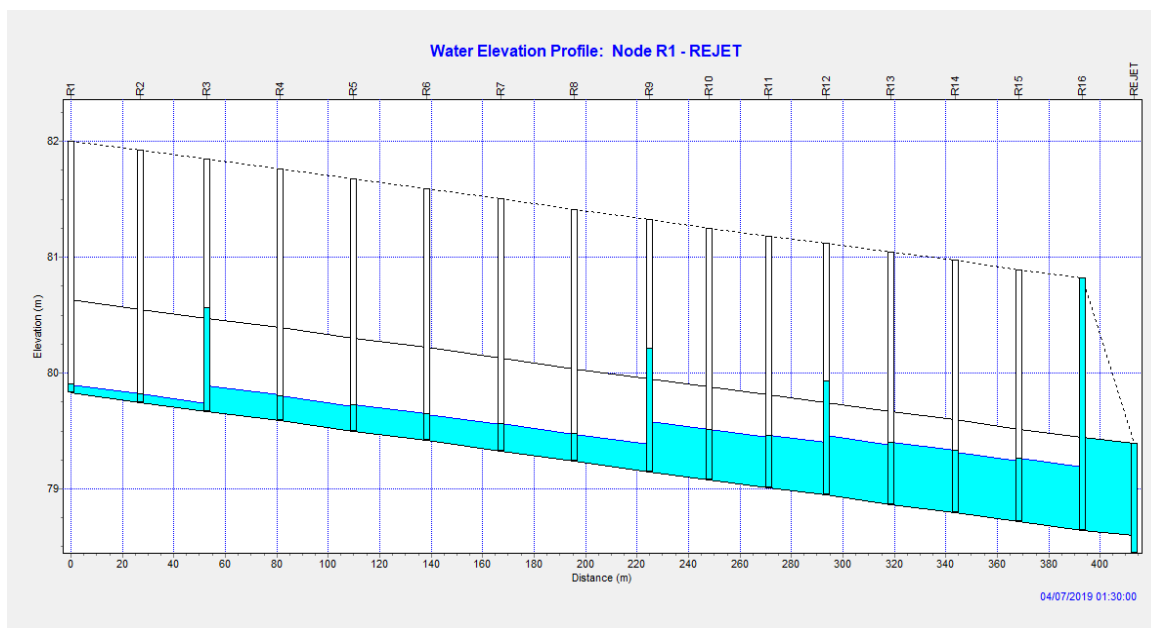


Figure IV.16 : Profil en long du collecteur principal simulé par Green-Ampt (T= 10 ans et D=3 h)

La figure (IV.16) illustre le profil en long du collecteur principal, où le nœud R16 est en état de débordement et représente un débit de 906.80 l/s et un temps de pic de 1heure et 20 minutes (tableau IV.13).

Tableau IV.14 : Hauteurs d'eau max et débits max des nœuds simulés par Green-Ampt (T= 20 ans et D=3 h)

Période de retour	Nœud	Débit max (l/s)	Hauteur d'eau max (m)	Temps de pic (h)
20 ANS	R26	316.45	1.5	01:30
	R27	308.01	1.5	01:30
	R28	437.04	1.5	01:20
	R29	370.51	1.5	01:20
	R38	141.35	1.4	01:30
	R60	264.96	1.5	01:30
	R16	964.93	2.17	01:20

Pour la période de retour de 20 ans et la durée de pluie de 3 heures, le tableau (IV.14) illustre l'augmentation en nombre de nœuds débordés par rapport à la période de retour de 10 ans qui a enregistré 3 nœuds débordée contre 7 nœuds pour la période de retour de 20 ans, duquel les nouveaux nœuds sont R26, R27, R38 et R60. Le nœud R16 enregistre un débit max de 964.93 l/s supérieur au débit max enregistré pour la période de retour de 10 ans de 58.13 l/s, donc une augmentation de 6.02%, avec un temps de pic identique de 1 heure et 20 minutes. Le profil en long du collecteur principal pour la période de retour de 20 ans indique toujours le débordement du nœud R16 (Figure IV.17).

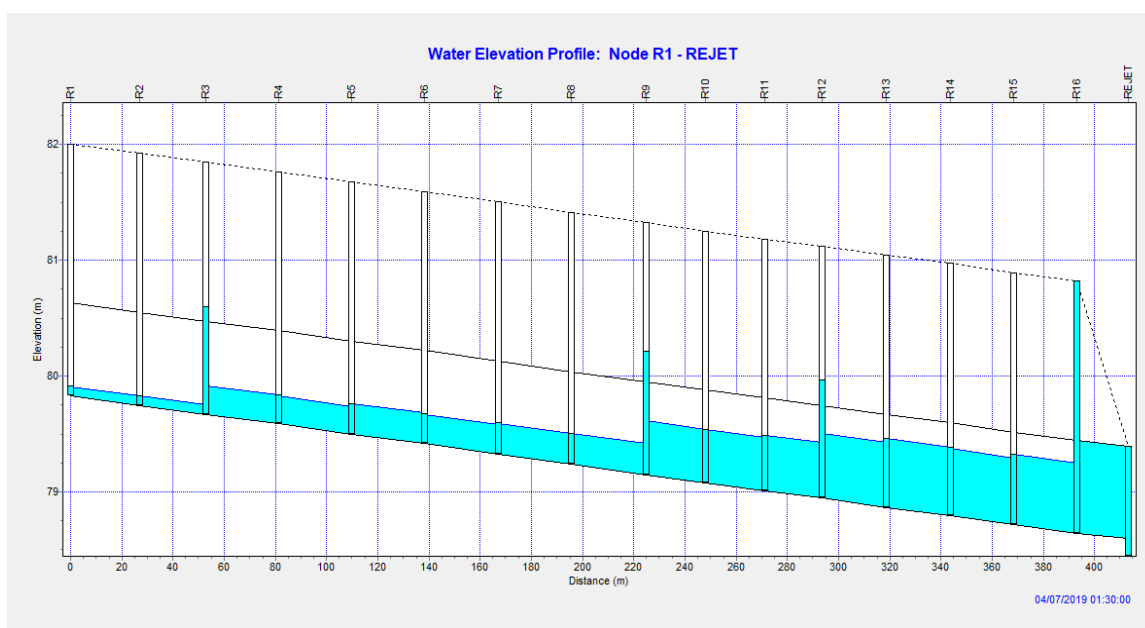


Figure IV.17 : Profil en long du collecteur principal simulé par Green-Ampt (T= 20 ans et D=3 h)

Tableau IV.15 : Hauteurs d'eau max et débits max des nœuds simulés par Green-Ampt (T= 50 ans et D=3 h)

Période de retour	Nœud	Débit max (l/s)	Hauteur d'eau max (m)	Temps de pic (h)
50 ANS	R13	786.28	2.17	01:30
	R14	812.7	2.17	01:30
	R15	786.81	2.17	01:30
	R24	303.41	1.5	01:30
	R25	300.19	1.5	01:30
	R26	357.34	1.5	01:30
	R28	464.95	1.5	01:20
	R29	391.27	1.5	01:10
	R30	391.27	1.5	01:10
	R37	147.44	1.4	01:30
R38	177.59	1.4	01:30	

R66	157.23	1.4	01:30
R60	315.44	1.5	01:30
R58	171.14	1.4	01:30
R59	151.06	1.4	01:30
R16	1035.22	2.17	01:10

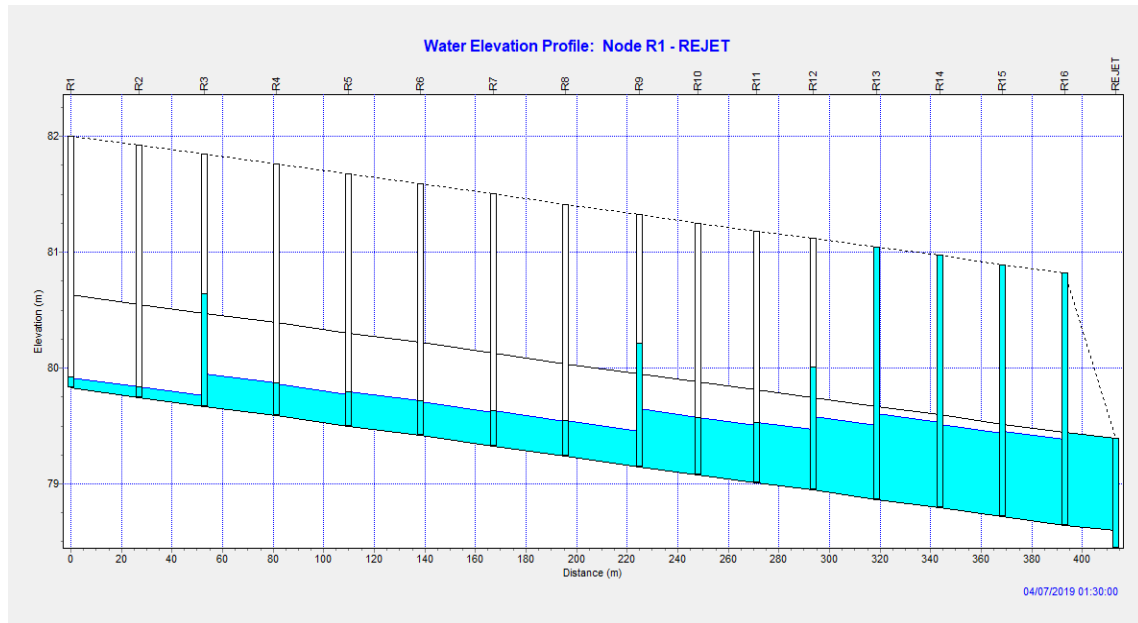


Figure IV.18 : Profil en long du collecteur principal simulé par Green-Ampt (T= 50 ans et D=3 h)

Les résultats de simulation des nœuds illustrés dans le tableau (IV.15) indiquent l'augmentation du risque d'inondation de la zone d'étude surtout que le nombre des nœuds débordés est devenu 16 nœuds par rapport aux résultats de la simulation pour les périodes de retour de 10 et 20 ans qui étaient 3 et 7 nœuds débordés respectivement. Le risque d'inondation est absolument clair sur le profil en long principal (figure IV.18), où on observe un débordement de 3 nouveaux nœuds R13, R14 et R15 avec le nœud R16 qui est toujours en débordement pour les différentes périodes de retour.

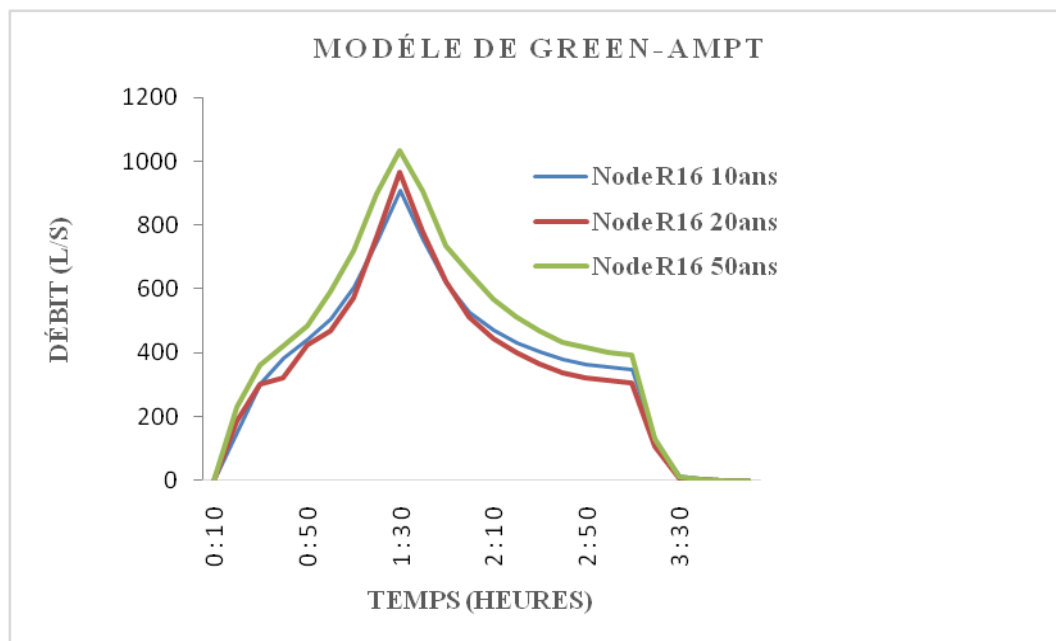


Figure IV.19 : Hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R16 pour les périodes de retour 10, 20 et 50 ans (Modèle Green-Ampt D= 3h)

La figure (IV.19) illustre les hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R16 pour les périodes de retour 10, 20 et 50 ans. Le débit maximal enregistré pour les périodes de retour est 906.80l/s, 964.93l/s et 1035.22l/s pour un temps de pic de 1h20, 1h20 et 1h10 respectivement (Tableau IV.13, IV14 et IV.15). Donc cette variation représente une augmentation de 58.13 l/s (6.02 %) lorsque la période de retour changera de 10 ans à 20 ans, par contre une augmentation de 70.29 l/s (6.79 %) lorsque la période de retour changera de 20 ans à 50 ans. La différence en débit maximal enregistré à partir des résultats de simulation entre la période de retour de 10 ans et 50 ans est 128.42 l/s, ce qui présente 12.40 %, avec une différence en temps de pic de 10 minutes.

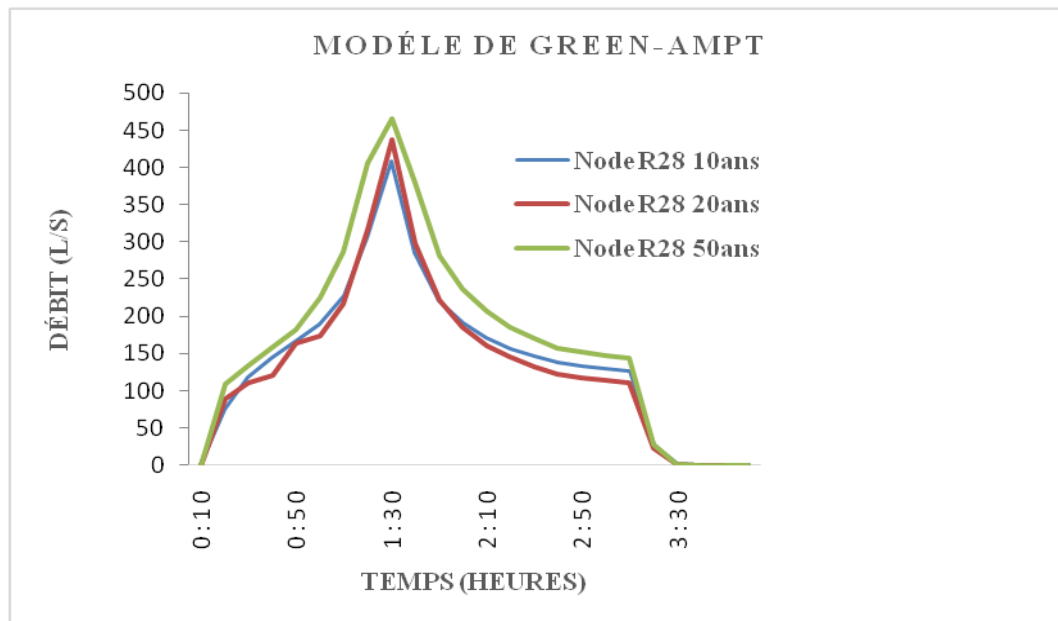


Figure IV.20 : Hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R28 pour les périodes de retour 10, 20 et 50 ans (Modèle Green-Ampt D= 3h)

Pour le nœud R28 (Figure IV.20), Le débit maximal enregistré pour les périodes de retour 10, 20 et 50 ans est 407.79 l/s, 437.04 l/s et 464.95 l/s pour un temps de pic de 1h20, 1h20 et 1h10 respectivement (Tableau IV.13, IV.14 et IV.15). De ce fait, on remarque une augmentation de 29.25 l/s (6.69 %) lorsque la période de retour changera de 10 ans à 20 ans, par contre une augmentation de 27.91 l/s (6.00 %) lorsque la période de retour changera de 20 ans à 50 ans. La différence en débit maximal enregistré à partir des résultats de simulation entre la période de retour de 10 ans et 50 ans est 57.16 l/s, ce qui présente 12.29 %, avec un temps de pic identique de 1h20.

IV.2.2.2. Résultats de simulation des conduites par le modèle de Green-Ampt (D= 3h)

Les résultats de simulation des conduites par le modèle de Green Ampt pour la période de retour 10 ans, indiquent que 4 tronçons du réseau de drainage sont en état de surcharge, par contre le nombre de tronçon en état de surcharge augmente pour la période de retour de 20 ans et 50 ans de 8 tronçons et 17 tronçons respectivement (tableau IV.16, IV.17 et IV.18). Le temps de pic varie de 1h20 à 1h30 pour la période de retour de 10 ans, de 1h20 à 1h30 pour la période de retour de 20 ans et de 1h10 à 1h30 pour la période de retour de 50 ans.

Tableau IV.16 : Hauteurs d'eau max et débits max des conduites simulés par Green-Ampt (T= 10 ans et D=3 h)

Période de retour	Conduite	Débit max (l/s)	Hauteur d'eau max (m)	Temps de pic (h)
10 ANS	27	305.02	0.5	01:30
	28	289.27	0.5	01:20
	29	289.27	0.39	01:20
	68	739.82	0.80	01:30

Tableau IV.17 : Hauteurs d'eau max et débits max des conduites simulés par Green-Ampt (T= 20 ans et D=3 h)

Période de retour	Conduite	Débit max (l/s)	Hauteur d'eau max (m)	Temps de pic (h)
20 ANS	25	308.01	0.47	01:30
	26	302.99	0.46	01:30
	27	309.61	0.5	01:30
	28	289.27	0.5	01:20
	29	289.27	0.39	01:20
	37	137.34	0.37	01:30
	59	264.04	0.46	01:30
	68	716.41	0.8	01:20

Tableau IV.18 : Hauteurs d'eau max et débits max des conduites simulés par Green-Ampt (T= 50 ans et D=3 h)

Période de retour	Conduite	Débit max (l/s)	Hauteur d'eau max (m)	Temps de pic (h)
50 ANS	13	774.76	0.74	01:30
	14	786.81	0.72	01:30
	15	776.11	0.73	01:30
	23	300.19	0.46	01:30
	24	298.04	0.46	01:30
	25	295.00	0.5	01:30
	26	295.00	0.41	01:30
	27	292.65	0.5	01:20
	28	298.27	0.5	01:10
	29	289.27	0.39	01:10
	36	144.36	0.37	01:30
	37	131.81	0.4	01:30
	57	151.06	0.4	01:30
	58	148.50	0.37	01:30
	59	259.12	0.5	01:30
	65	150.67	0.36	01:30
68	727.50	0.8	01:20	

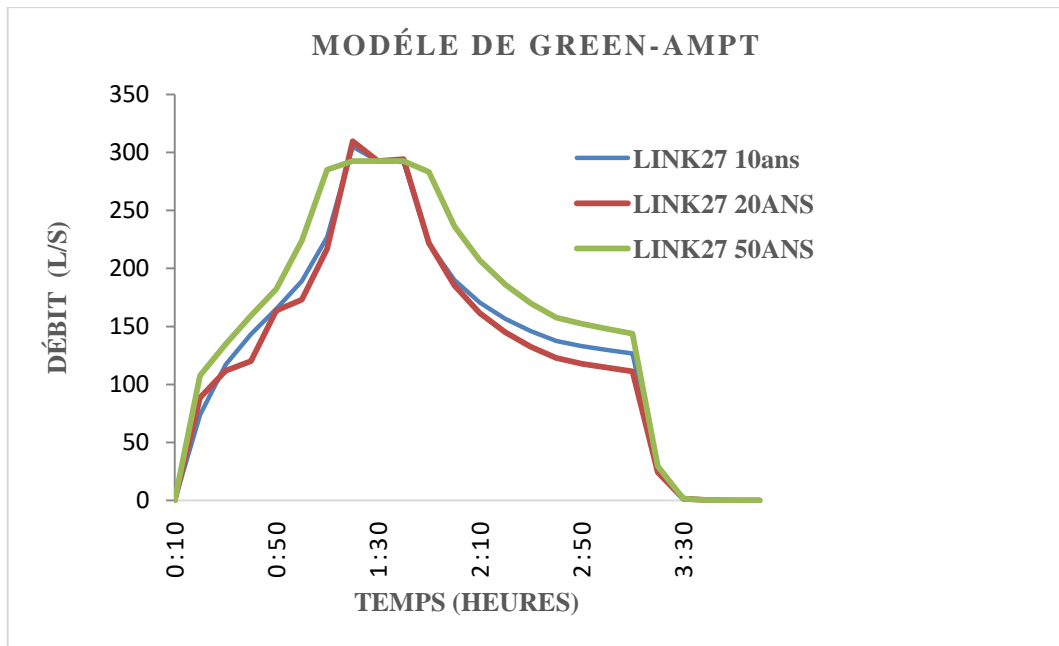


Figure IV.21 : Hydrogrammes de variation du débit dans la conduite C27 pour les périodes de retour 10, 20 et 50 ans (Modèle Green-Ampt D= 3h)

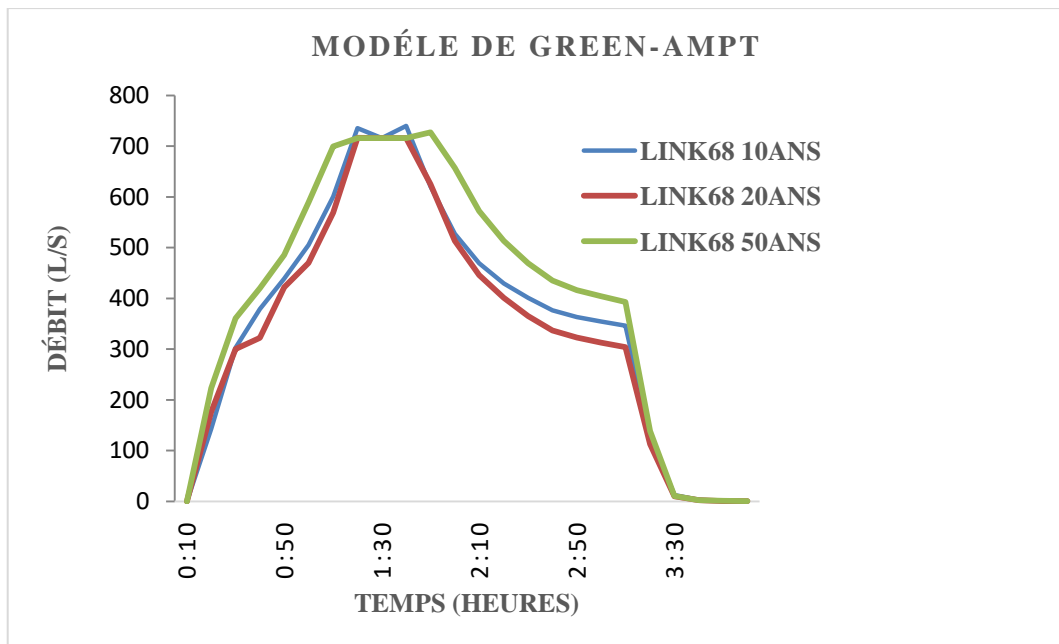


Figure IV.22 : Hydrogrammes de variation du débit dans la conduite C68 Pour les périodes de retour 10, 20 et 50 ans (Modèle Green-Ampt D= 3h)

les figures (IV.21 et IV.22) illustrent les résultats de simulation des conduites C68 et C27 pour les périodes de retour de 10, 20 et 50 ans. On observe que le débit du tronçon C27 pour la période de retour de 10, 20 et 50 ans est de 305.02 l/s, 309.61 l/s et 292.65 l/s, avec un temps de pic de 1h30, 1h30 et 1h20 respectivement.

Le tronçon C68 enregistre un débit de 727.50l/s, 716.41 l/s et 739.82 l/s, avec un temps de pic de 1h30, 1h20 et 1h20 respectivement pour les périodes de retour 10, 20 et 50 ans.

IV.2.2.3. Résultats de simulation des nœuds par le modèle de Green-Ampt (D= 6h)

Les résultats de simulation des nœuds du réseau de drainage par le modèle de Green Ampt pour la période de retour de 10 ans et une durée de pluie de 6 heures (Tableau IV.19) indique que le réseau est en état de surcharge au niveau des nœuds R28, R29 et R16.

Tableau IV.19 : Hauteurs d'eau max et débits max des nœuds simulés par Green-Ampt (T= 10 ans et D=6 h)

Période de retour	Nœud	Débit max (l/s)	Hauteur d'eau max (m)	Temps de pic (h)
10 ANS	R28	369.72	1.5	03:00
	R29	356.82	1.5	03:00
	R16	845.56	2.17	03:00

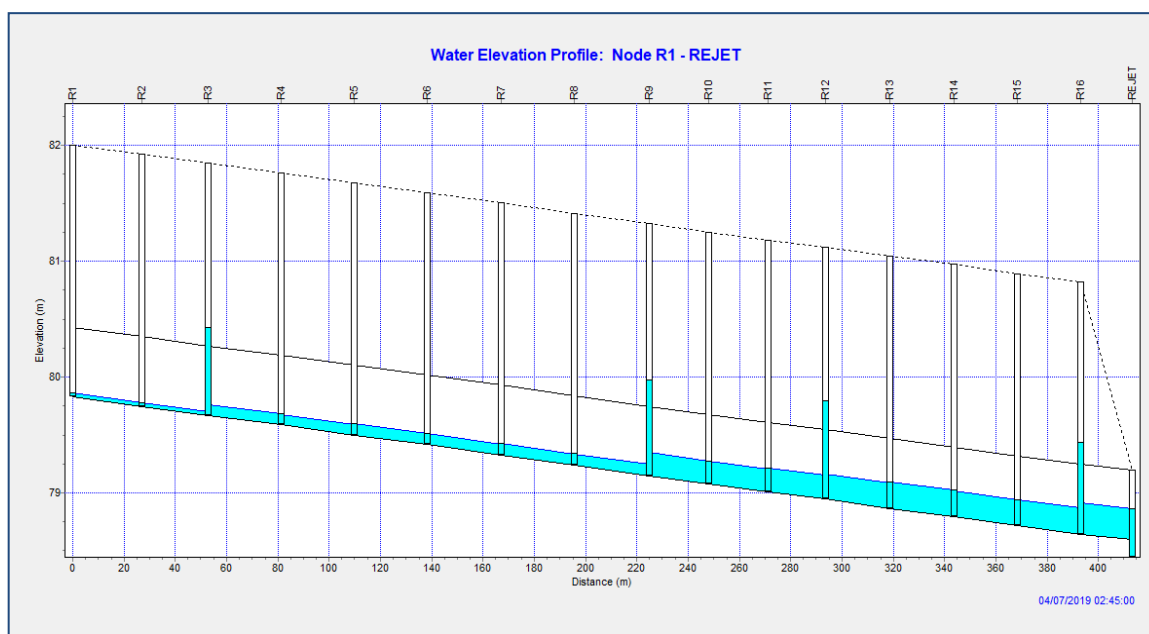


Figure IV.23 : Profil en long du collecteur principal simulé par Green-Ampt (T= 10 ans et D=6 h)

La figure (IV.23) illustre le profil en long du collecteur principal, où le nœud R16 est en état de surcharge représente un débit de 845.56 l/s et un temps de pic de 3h00 (tableau IV.19).

Pour la période de retour de 20 ans et la durée de pluie de 6 heures, le tableau (IV.20) illustre l'augmentation en nombre de nœuds en état de surcharge par rapport à la période de retour de 10 ans qui a enregistré 3 nœuds débordée contre 8 nœuds pour la période de retour de 20 ans, duquel les nouveaux nœuds en état de surcharge sont R26, R27, R30, R38

et R60. Le nœud R16 enregistre un débit max de 980.15 l/s supérieur au débit max enregistré pour la période de retour de 10 ans de 134.59 l/s, donc une augmentation de 13.73 %, avec un temps de pic identique de 3h00. Le profil en long du collecteur principal pour la période de retour de 20 ans indique toujours que nœud R16 est en état de surcharge (Figure IV.24).

Tableau IV.20 : Hauteurs d'eau max et débits max des nœuds simulés par Green-Ampt (T= 20 ans et D=6 h)

Période de retour	Nœud	Débit max (l/s)	Hauteur d'eau max (m)	Temps de pic (h)
20 ANS	R26	323.15	1.5	03:00
	R27	295	1.5	03:00
	R28	440.46	1.5	03:00
	R29	372.42	1.5	02:45
	R30	299.68	1.5	03:15
	R38	144.95	1.4	03:00
	R60	271.8	1.5	03:00
	R16	980.15	2.17	03:00

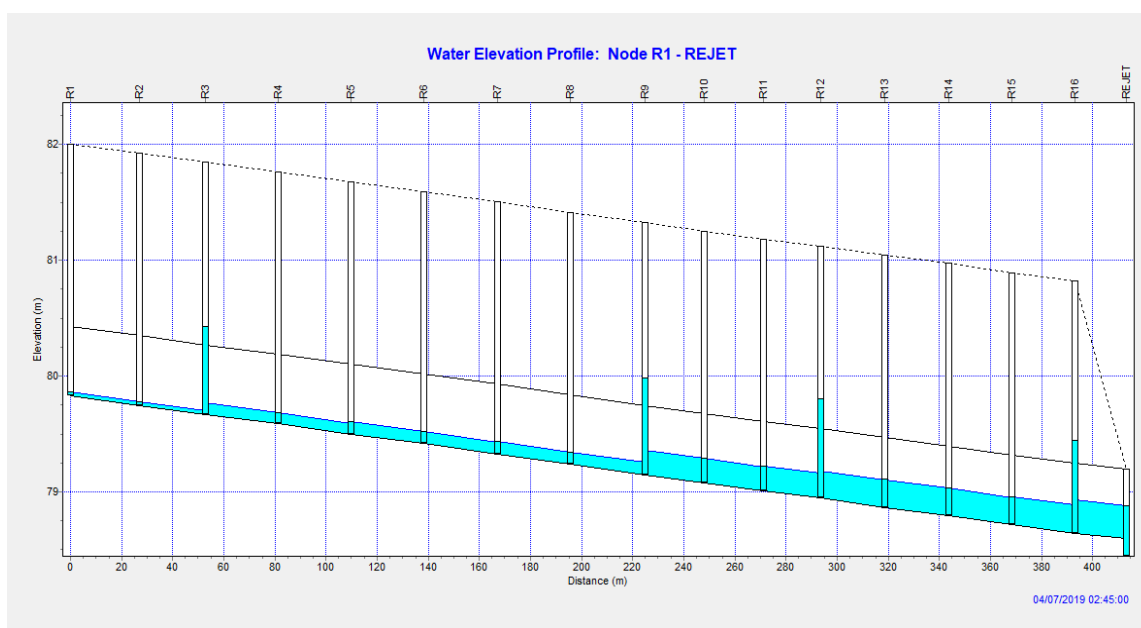


Figure IV.24 : Profil en long du collecteur principal simulé par Green-Ampt (T= 20 ans et D=6 h)

Les résultats de simulation des nœuds illustrés dans le tableau (IV.21) indiquent l'augmentation du risque d'inondation de la zone d'étude surtout que le nombre des nœuds en état de surcharge est devenu 16 nœuds par rapport aux résultats de la simulation pour les périodes de retour de 10 et 20 ans qui étaient 3 et 8 nœuds en état de surcharge

respectivement. La figure (figure IV.25) illustre le collecteur principal de la zone d'étude et quatre de ses en nœuds en état de surcharge.

Tableau IV.21 : Hauteurs d'eau max et débits max des nœuds simulés par Green-Ampt (T= 50 ans et D=6 h)

Période de retour	Nœud	Débit max (l/s)	Hauteur d'eau max (m)	Temps de pic (h)
50 ANS	R13	797.37	2.17	03:00
	R14	820.64	2.17	03:00
	R15	820	2.17	03:00
	R20	116.7	1.5	03:00
	R24	306.57	1.5	03:00
	R25	302.07	1.5	03:00
	R26	359.69	1.5	03:00
	R28	468.03	1.5	02:45
	R29	392.98	1.5	02:45
	R37	150.16	1.4	03:00
	R38	179.81	1.4	03:00
	R66	160.08	1.4	03:00
	R60	316.74	1.5	03:00
	R58	174.31	1.4	03:00
	R59	151.06	1.4	03:00
R16	1026.57	2.17	02:45	

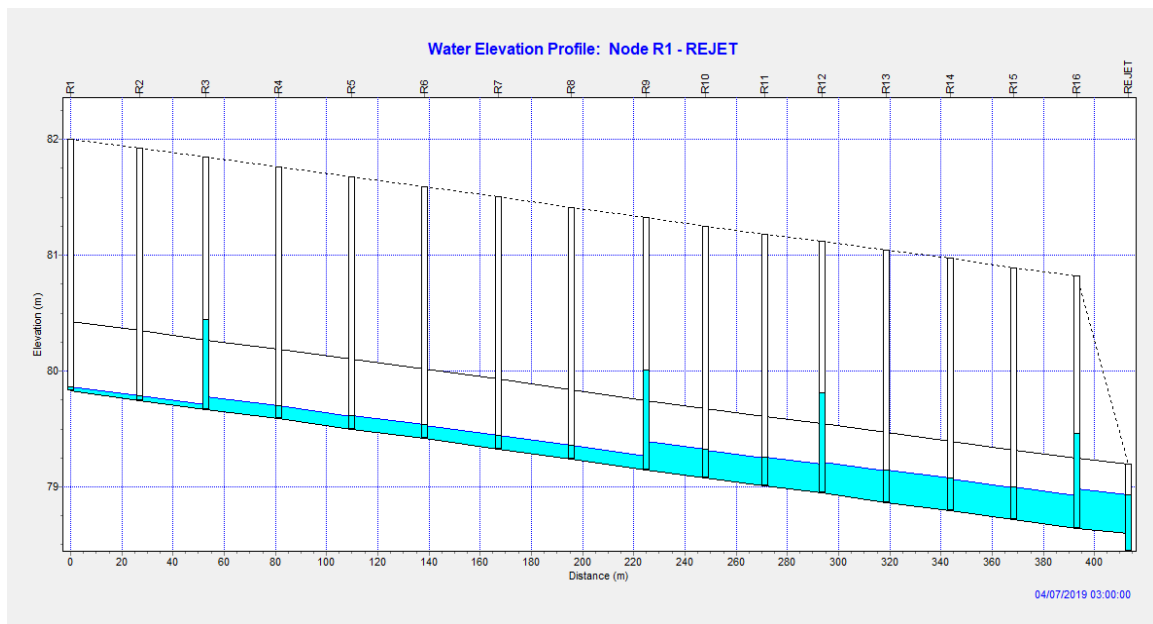


Figure IV.25 : Profil en long du collecteur principal simulé par Green-Ampt(T= 50 ans et D=6 h)

Pour le nœud R28 (Figure IV.26), Le débit maximal enregistré pour les périodes de retour 10, 20 et 50 ans est 369.72 l/s, 440.46 l/s et 468.03 l/s pour un temps de pic de 3h00, 3h00 et 2h45 respectivement (Tableau IV.19, IV20 et IV.21). De ce fait, on remarque une augmentation de 70.74 l/s (16.06 %) lorsque la période de retour changera de 10 ans à 20 ans, par contre une augmentation de 27.57 l/s (5.89 %) lorsque la période de retour changera de 20 ans à 50 ans. La différence en débit maximal enregistré à partir des résultats de simulation entre la période de retour de 10 ans et 50 ans est 98.31 l/s, ce qui présente 21.00 %, avec une différence en temps de pic de 15 minutes.

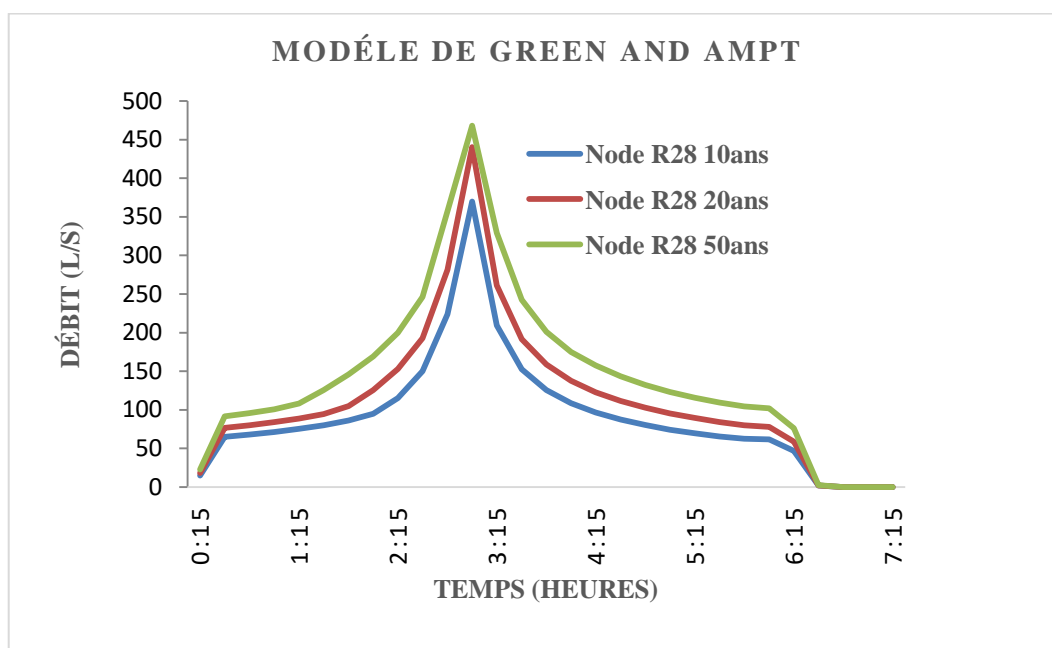


Figure IV.26 : Hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R28 pour les périodes de retour 10, 20 et 50 ans (Modèle Green-Ampt D= 6h)

La figure (IV.27) illustre les hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R16 pour les périodes de retour 10, 20 et 50 ans. Le débit maximal enregistré pour les périodes de retour est 845.56 l/s, 980.15 l/s et 1026.57 l/s pour un temps de pic de 3h00, 3h00 et 2h45 respectivement (Tableau IV.19, IV20 et IV.21). Donc cette variation représente une augmentation de 134.59 l/s (13.73 %) lorsque la période de retour changera de 10 ans à 20 ans, par contre une augmentation de 46.42 l/s (4.52 %) lorsque la période de retour changera de 20 ans à 50 ans. La différence en débit maximal enregistré à partir des résultats de simulation entre la période de retour de 10 ans et 50 ans est 181.01 l/s, ce qui présente 17.63 %, avec une différence en temps de pic de 15 minutes.

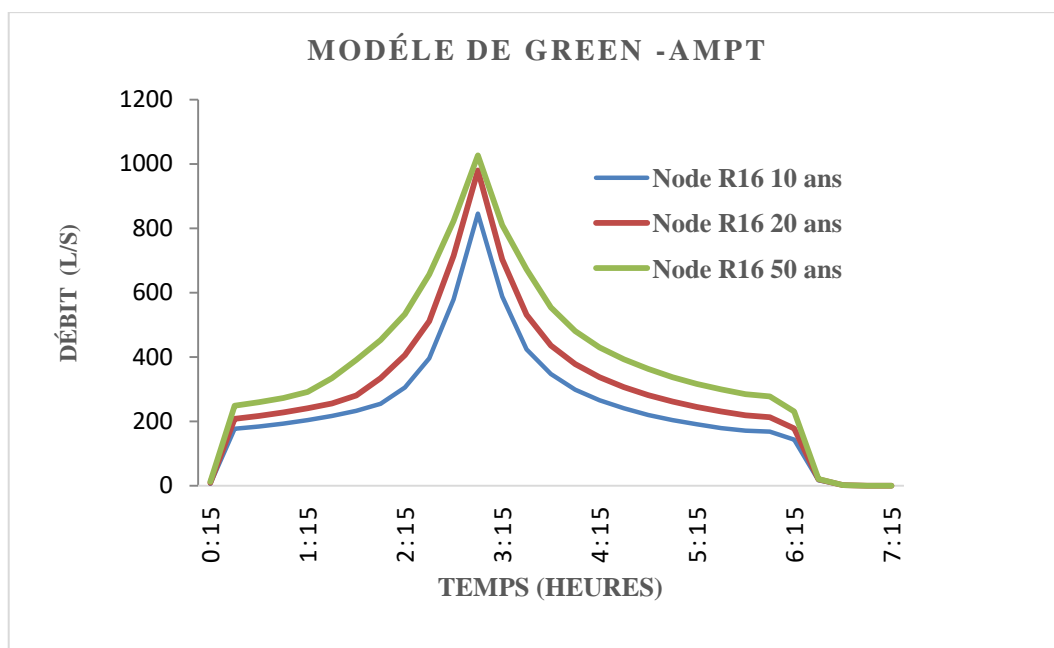


Figure IV.27 : Hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R16 pour les périodes de retour 10, 25 et 50 ans (Modèle Green-Ampt D= 6h)

IV.2.2.4. Résultats de simulation des conduites par le modèle de Green-Ampt (D= 6h)

Les résultats de simulation des conduites par le modèle de Green Ampt pour la période de retour 10 ans, indiquent que 4 tronçons du réseau de drainage sont en état de surcharge, par contre le nombre de tronçon en état de surcharge augmente pour la période de retour de 20 ans et 50 ans de 8 tronçons et 18 tronçons respectivement (Tableau IV.22, IV.23 et IV.24). Le temps de pic est 3h00 pour la période de retour de 10 ans, de 2h45 à 3h15 pour la période de retour de 20 ans et de 2h15 à 3h00 pour la période de retour de 50 ans.

Tableau IV.22 : Hauteurs d'eau max et débits max des conduites simulés par Green-Ampt (T= 10 ans et D=6 h)

Période de retour	Conduite	Débit max (l/s)	Hauteur d'eau max (m)	Temps de pic (h)
10 ANS	27	292.65	0.50	03:00
	28	289.27	0.50	03:00
	29	289.27	0.39	03:00
	68	716.32	0.80	03:00

Tableau IV.23 : Hauteurs d'eau max et débits max des conduites simulés par Green-Ampt (T= 20 ans et D=6 h)

Période de retour	Conduite	Débit max (l/s)	Hauteur d'eau max (m)	Temps de pic (h)
20 ANS	25	295	0.5	03:00
	26	303.28	0.42	03:00
	27	292.65	0.5	03:00
	28	299.68	0.5	02:45
	29	308.08	0.42	03:15
	37	139.28	0.38	03:00
	59	267.02	0.46	03:00
	68	716.32	0.8	03:00

Tableau IV.24 : Hauteurs d'eau max et débits max des conduites simulés par Green-Ampt (T= 10 ans et D=6 h)

Période de retour	Conduite	Débit max (l/s)	Hauteur d'eau max (m)	Temps de pic (h)
50 ANS	13	758.08	0.8	03:00
	14	799.61	0.65	03:00
	15	783.76	0.79	03:00
	19	121.65	0.38	03:00
	23	295	0.5	03:00
	24	303.6	0.42	03:00
	25	295	0.5	03:00
	26	295	0.41	03:00
	27	295.5	0.46	02:45
	28	289.27	0.5	02:45
	29	293.17	0.4	02:15
	36	139.93	0.4	03:00
	37	131.81	0.4	03:00
	57	151.06	0.4	03:00
	58	148.2	0.37	03:00
	59	259.12	0.5	03:00
	65	156.32	0.4	03:00
68	716.32	0.8	02:45	

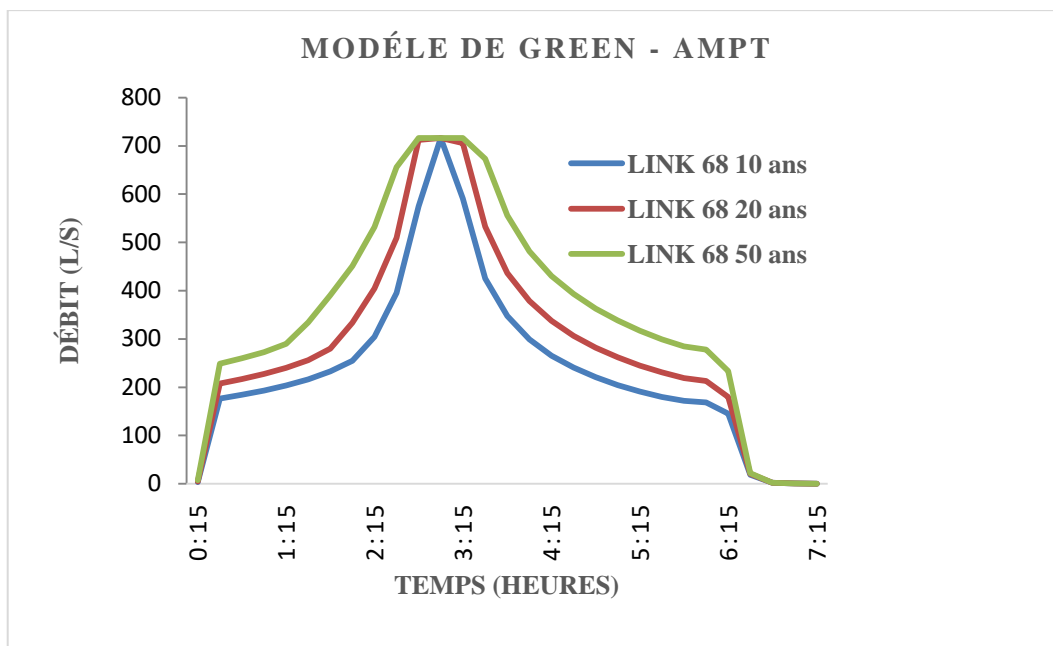


Figure IV.28 : Hydrogrammes de variation du débit dans la conduite C68 pour les périodes de retour 10, 20 et 50 ans (Modèle Green-Ampt D= 6h)

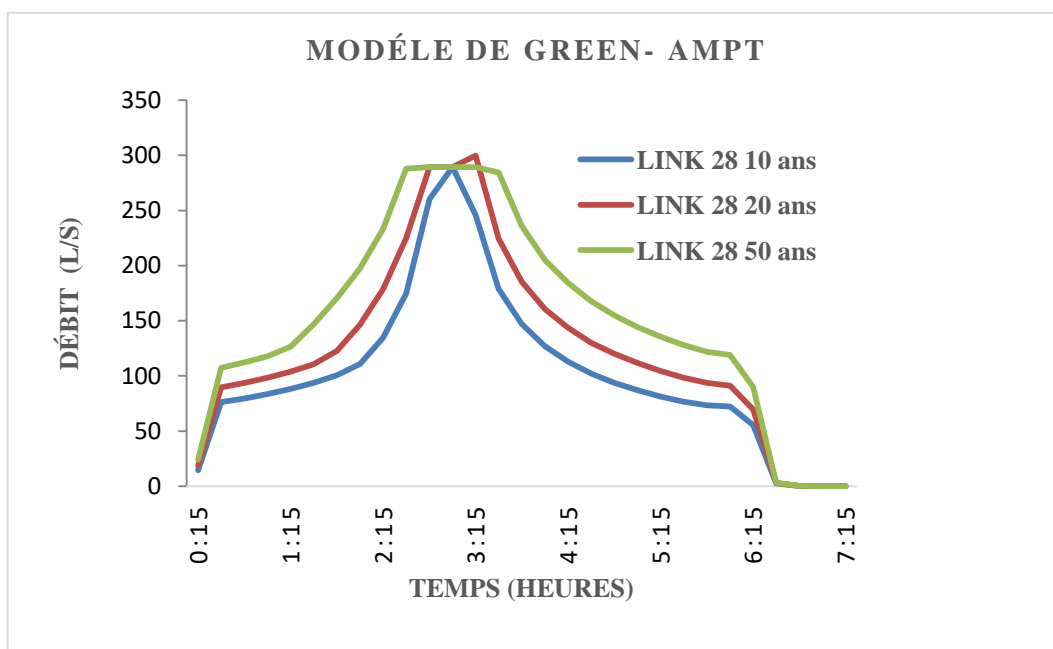


Figure IV.29 : Hydrogrammes de variation du débit dans la conduite C28 pour les périodes de retour 10, 20 et 50 ans (Modèle Green-Ampt D= 6h)

Les figures (IV.28 et IV.29) illustrent les résultats de simulation des conduites C68 et C28 pour les périodes de retour de 10, 20 et 50 ans. On observe que le débit du tronçon C68 pour la période de retour de 10, 20 et 50 ans est de 716.32 l/s, 716.32l/s et 716.32 l/s, avec un temps de pic de 3h00, 3h00 et 2h45 respectivement. Le tronçon C28 enregistre un débit de 289.27l/s, 299.68 l/s et 289.27l/s, avec un temps de pic de 3h00, 2h45 et 2h45 respectivement pour les périodes de retour 10, 20 et 50 ans.

IV.2.3. Comparaison des résultats de simulation par le modèle d'Horton et Green Ampt

IV.2.3.1. Comparaison des résultats de simulation des nœuds (T = 10 ans D= 3h)

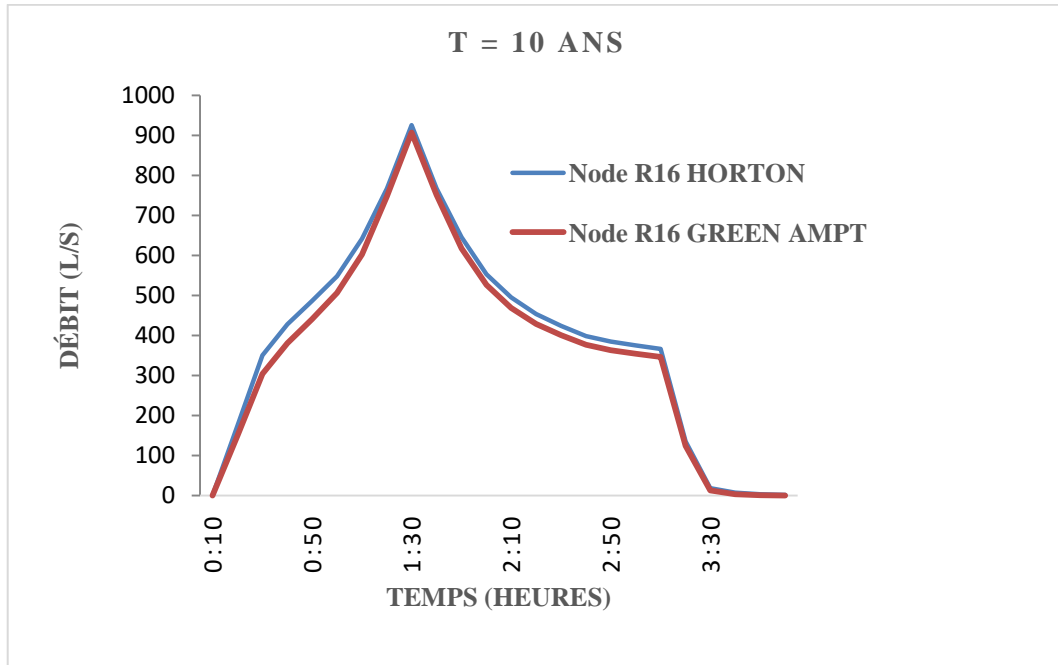


Figure IV.30 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R16 par le modèle d'Horton et Green-Ampt (T = 10 ans, D= 3h)

Les résultats de comparaison montrent que le débit de pointe du nœud R16 obtenu par le modèle d'Horton qui est de 925.69 l/s est supérieur du débit de nœud R16 obtenu par le modèle de Green-Ampt qui est de 906.80 l/s pour la période de retour de 10 ans et une durée de pluie de 3h. Donc une différence de 18.89 l/s (2.04 %), avec le même temps de pic qui est de 1h20.

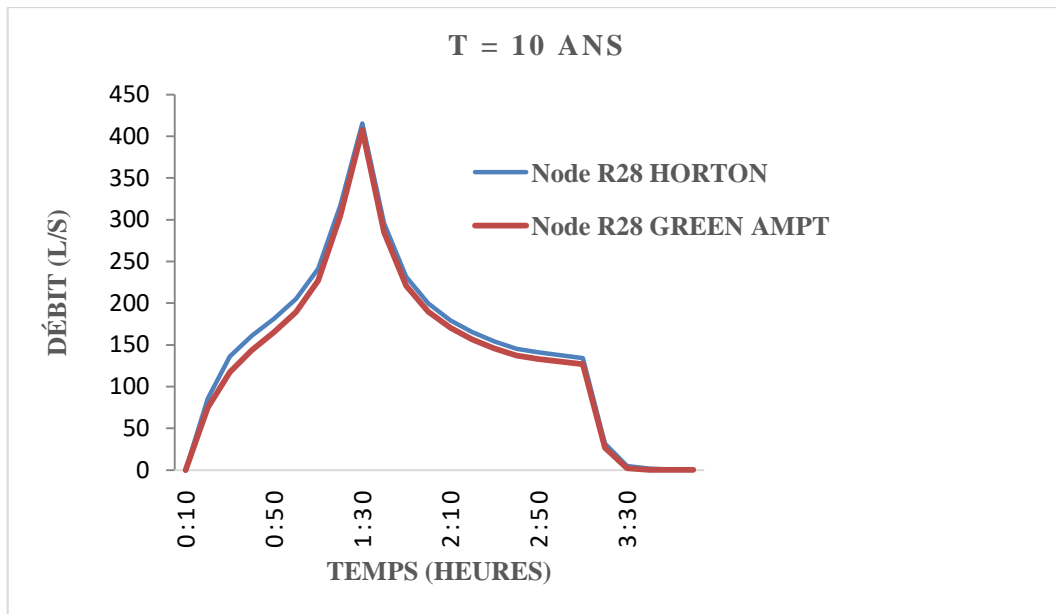


Figure IV.31 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R28 par le modèle d'Horton et Green-Ampt (T = 10 ans, D= 3h)

Pour le nœud R28, les résultats de comparaison montrent que le débit de pointe obtenu par le modèle d'Horton qui est de 415.55 l/s est supérieur du débit de nœud obtenu par le modèle de Green-Ampt qui est de 407.79 l/s pour la période de retour de 10 ans et une durée de pluie de 3h. Donc une différence de 7.76 l/s (1.87 %), avec le même temps de pic qui est de 1h20.

IV.2.3.2. Comparaison des résultats de simulation des conduites (T = 10 ans D= 3h)

Les résultats de comparaison montrent que le débit de pointe du tronçon C27 obtenu après simulation par le modèle d'Horton qui est de 311.03 l/s est supérieur du débit de tronçon C27 obtenu après simulation par le modèle de Green-Ampt qui est de 305.02 l/s pour la période de retour de 10 ans et une durée de pluie de 3h. Donc une différence de 6.01 l/s (1.93 %), avec le même temps de pic qui est de 1h30.

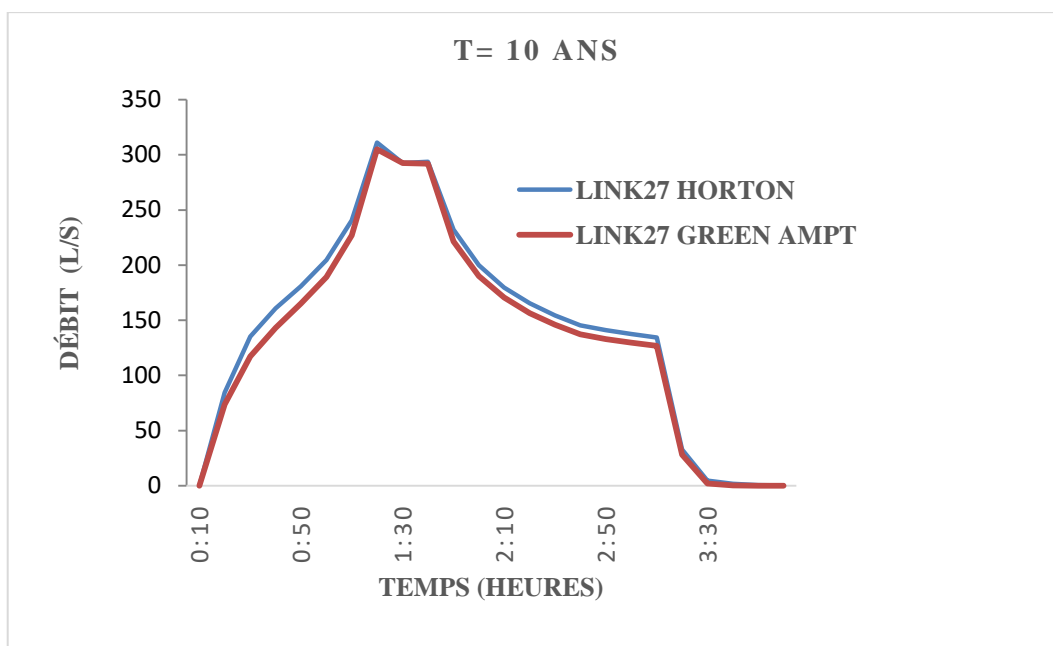


Figure IV.32 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le tronçon C27 par le modèle d’Horton et Green-Ampt (T = 10 ans, D= 3h)

Pour le tronçon C68, les résultats de comparaison montrent que le débit de pointe obtenu après simulation par le modèle d’Horton qui est de 720.35 l/s est inférieur du débit de tronçon obtenu par le modèle de Green-Ampt qui est de 739.82 l/s pour la période de retour de 10 ans et une durée de pluie de 3h. Donc une différence de 19.47 l/s (2.63 %), avec un temps de pic simulé par Horton qui est de 1h30 supérieur au temps de pic simulé par green-Ampt qui est de 1h20.

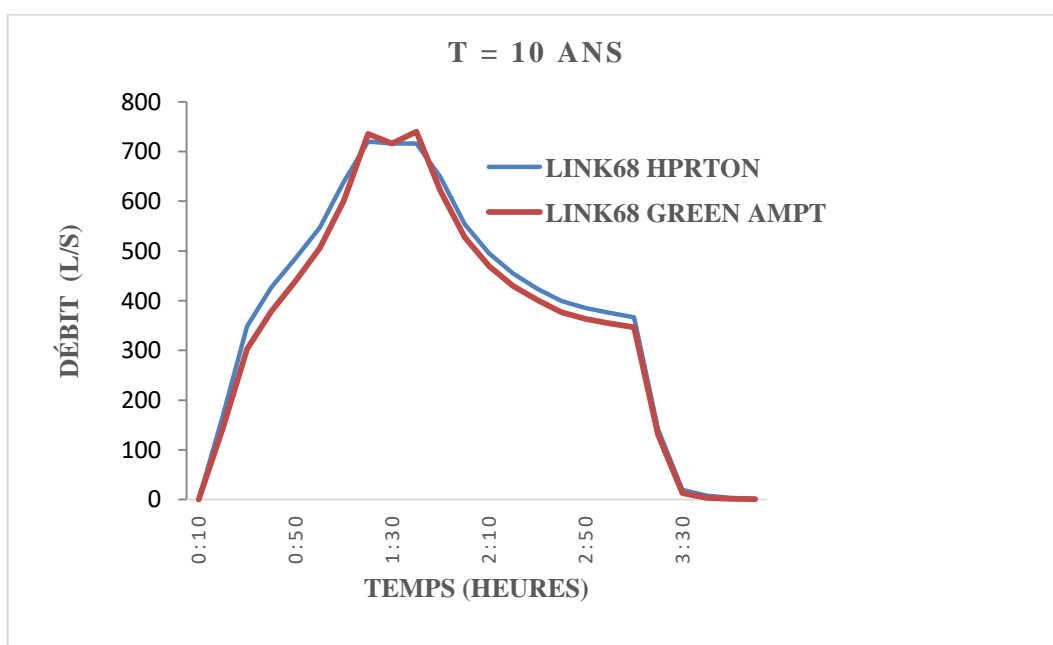


Figure IV.33 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le tronçon C68 par le modèle d’Horton et Green-Ampt (T = 10 ans, D= 3h)

IV.2.3.3. Comparaison des résultats de simulation des nœuds (T = 20 ans D= 3h)

Les résultats de comparaison montrent que le débit de pointe du nœud R16 obtenu par le modèle après simulation d'Horton qui est de 1019.64 l/s est supérieur du débit de pointe du nœud R16 obtenu après simulation par le modèle de Green-Ampt qui est de 964.93 l/s pour la période de retour de 20 ans et une durée de pluie de 3h. Donc une différence de 54.71 l/s (5.36 %), avec un temps de pic simulé par Horton qui est de 1h10 supérieur au temps de pic simulé par green-Ampt qui est de 1h20.

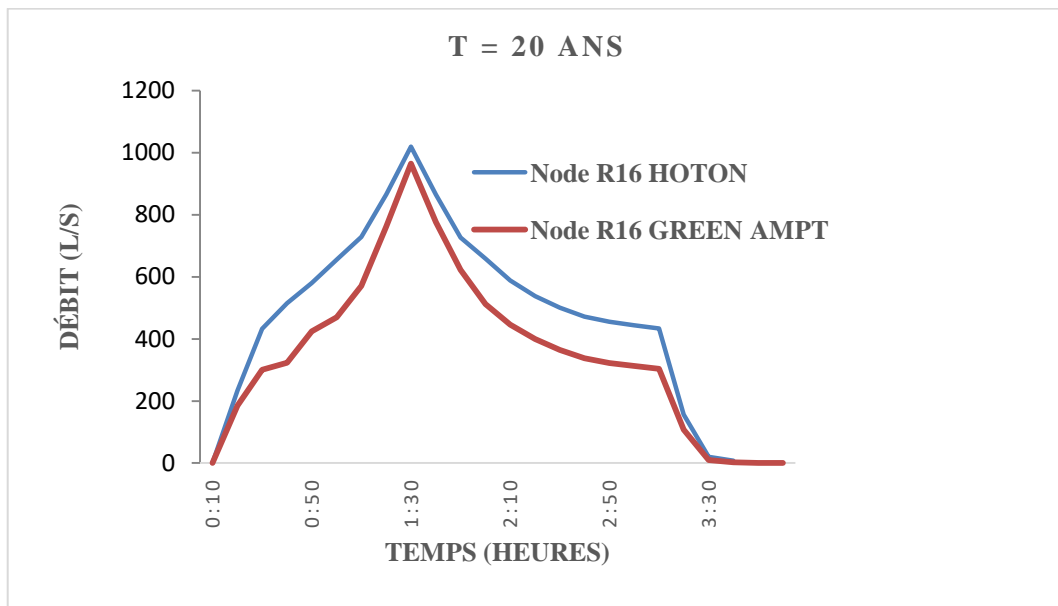


Figure IV.34 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R16 par le modèle d'Horton et Green-Ampt (T = 20 ans, D= 3h)

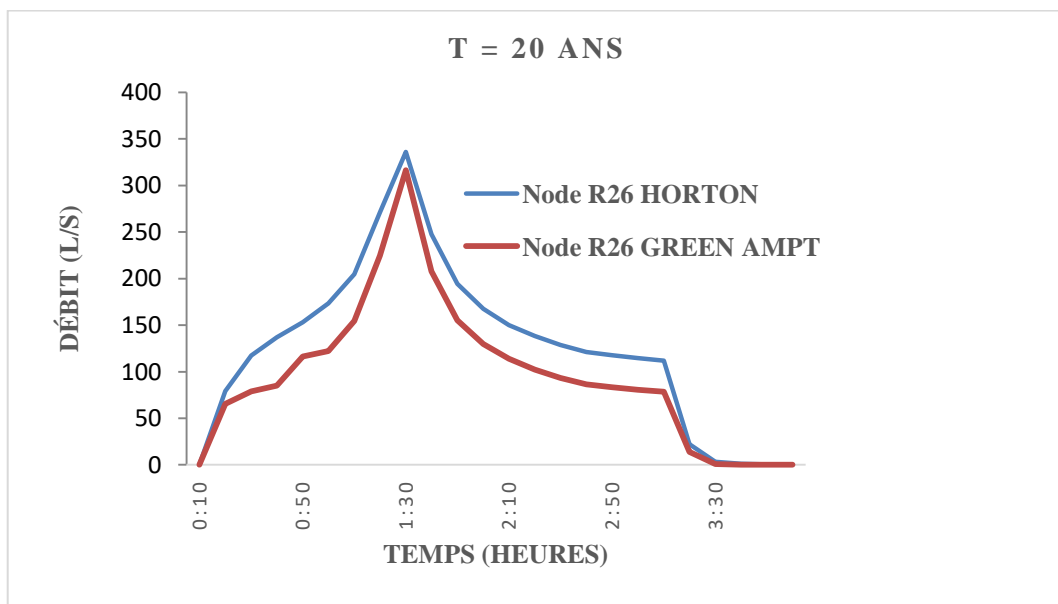


Figure IV.35 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R26 par le modèle d'Horton et Green-Ampt (T = 20 ans, D= 3h)

Pour le nœud R26, les résultats de comparaison montrent que le débit de pointe obtenu par le modèle d'Horton après simulation qui est de 336.13 l/s est supérieur du débit de nœud obtenu par le modèle de Green-Ampt qui est de 316.45 l/s pour la période de retour de 20 ans et une durée de pluie de 3h. Donc une différence de 19.68 l/s (5.85 %), avec le même temps de pic qui est de 1h30.

IV.2.3.4. Comparaison des résultats de simulation des conduites (T = 20 ans D= 3h)

Les résultats de comparaison montrent que le débit de pointe du tronçon C25 obtenu après simulation par le modèle d'Horton qui est de 295.00 l/s est inférieur du débit de tronçon C25 obtenu après simulation par le modèle de Green-Ampt qui est de 308.01 l/s pour la période de retour de 20 ans et une durée de pluie de 3h. Donc une différence de 13.01 l/s (4.22 %), avec le même temps de pic qui est de 1h30.

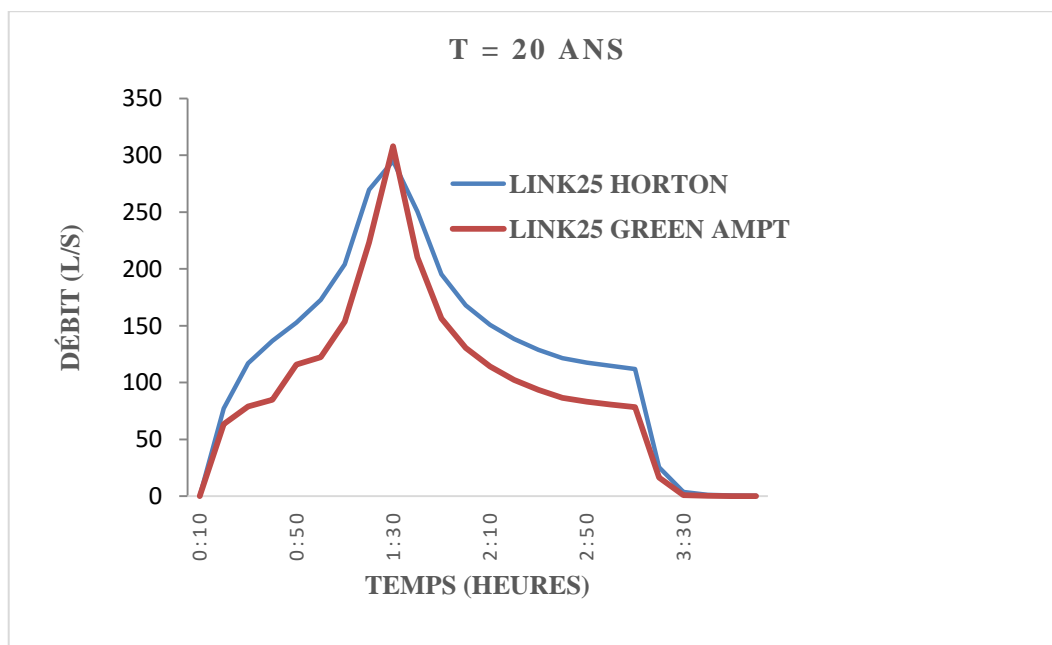


Figure IV.36 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le tronçon C25 par le modèle d'Horton et Green-Ampt (T = 20 ans, D= 3h)

Pour le tronçon C68, les résultats de comparaison montrent que le débit de pointe obtenu après simulation par le modèle d'Horton qui est de 724.17 l/s est légèrement supérieur du débit de tronçon obtenu par le modèle de Green-Ampt qui est de 716.41 l/s pour la période de retour de 20 ans et une durée de pluie de 3h. Donc une différence de 7.76 l/s (1.07 %), avec un temps de pic simulé par Horton identique de 1h30.

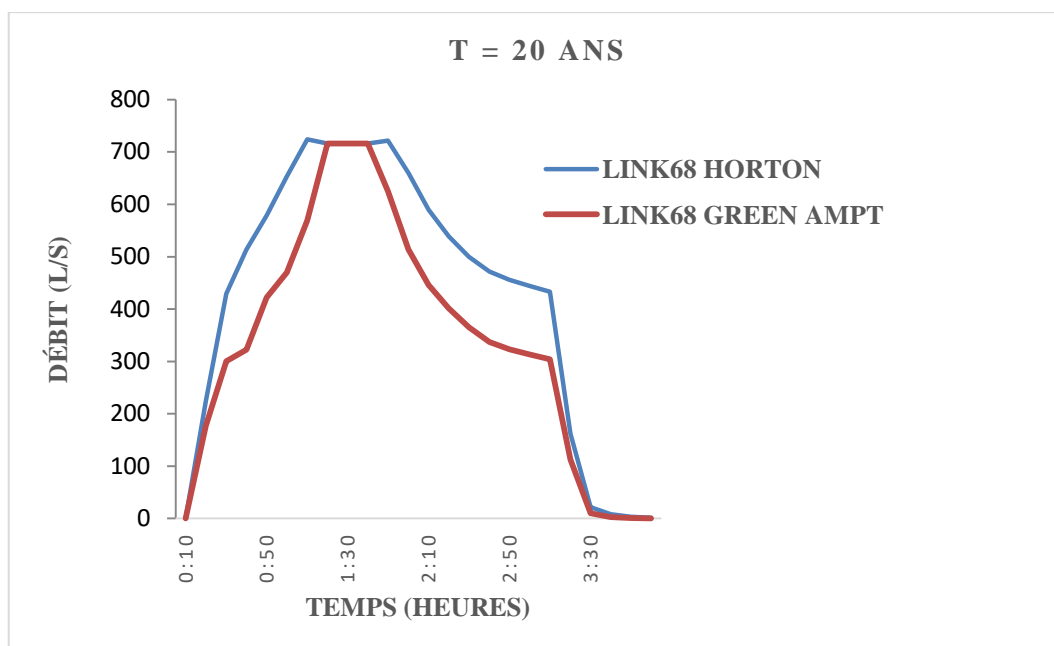


Figure IV.37 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le tronçon C68 par le modèle d’Horton et Green-Ampt (T = 20 ans, D= 3h)

IV.2.3.5. Comparaison des résultats de simulation des nœuds (T = 50 ans, D= 3h)

Les résultats de comparaison montrent que le débit de pointe du nœud R13 obtenu après simulation par le modèle d’Horton qui est de 828.51 l/s est supérieur du débit de pointe du nœud R13 obtenu après simulation par le modèle de Green-Ampt qui est de 786.28 l/s pour la période de retour de 50 ans et une durée de pluie de 3h. Donc une différence de 42.23 l/s (5.09 %), avec le même temps de pic qui est de 1h30.

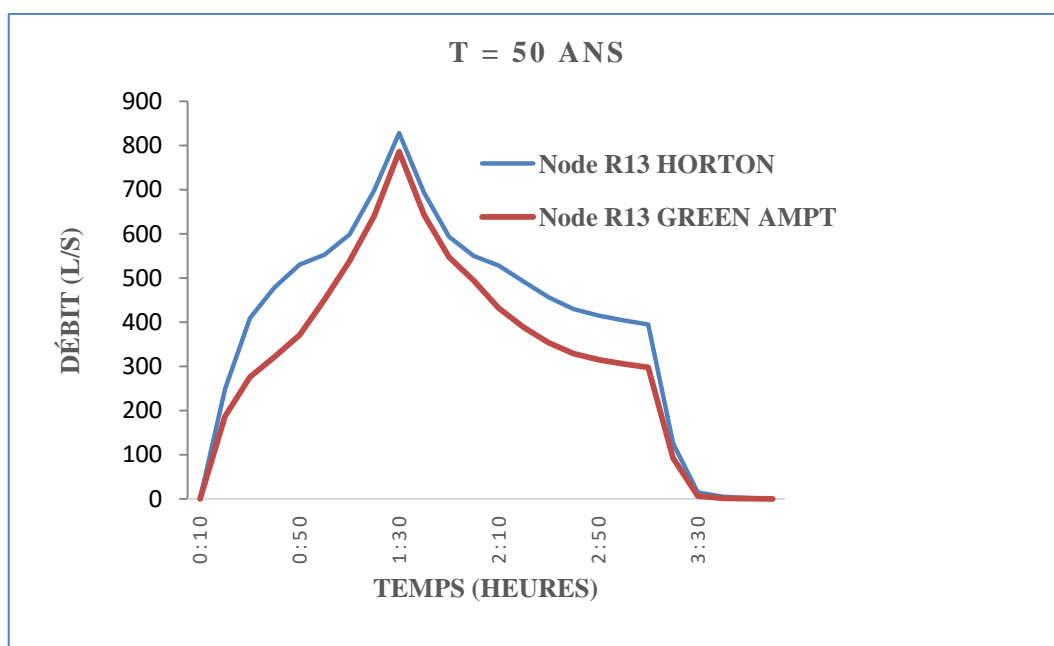


Figure IV.38 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R13 par le modèle d’Horton et Green-Ampt (T = 50 ans, D= 3h)

Pour le nœud R16, les résultats de comparaison montrent que le débit de pointe obtenu après simulation par le modèle d'Horton qui est de 1038.90 l/s est supérieur du débit de nœud obtenu par le modèle de Green-Ampt qui est de 1035.22 l/s pour la période de retour de 50 ans et une durée de pluie de 3h. Donc une différence de 3.68 l/s (0.35 %), avec un temps de pic simulé par Horton qui est de 1h00 supérieur au temps de pic simulé par green-Ampt qui est de 1h10.

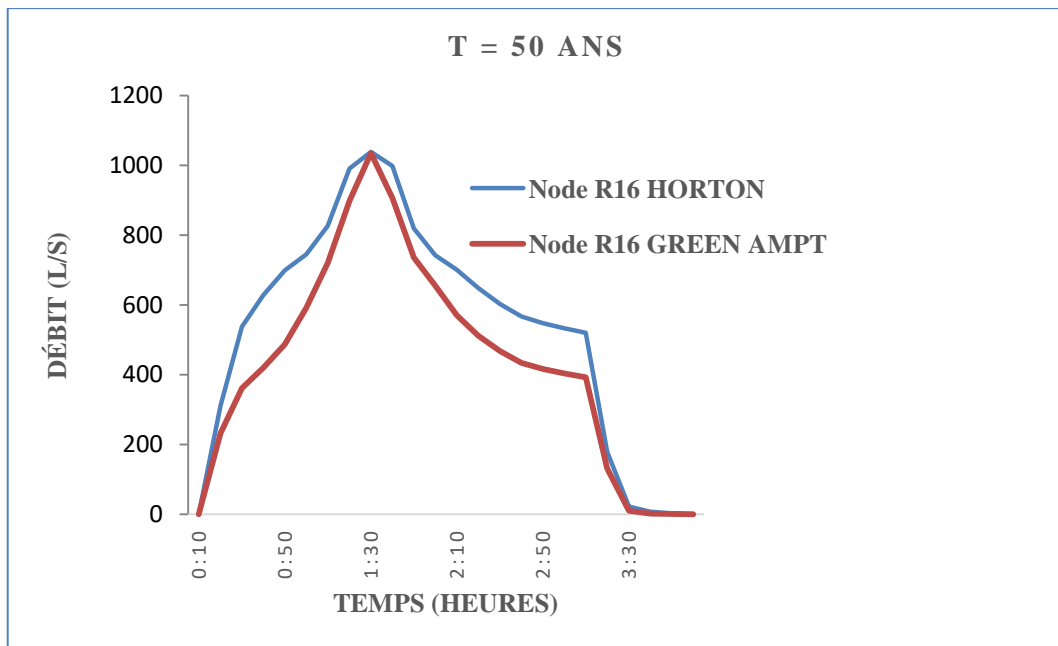


Figure IV.39 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R16 par le modèle d'Horton et Green-Ampt (T = 50 ans, D= 3h)

IV.2.3.6. Comparaison des résultats de simulation des conduites (T = 50 ans D= 3h)

Les résultats de comparaison montrent que le débit de pointe du tronçon C13 obtenu après simulation par le modèle d'Horton qui est de 758.08 l/s est inférieur du débit de tronçon C13 obtenu après simulation par le modèle de Green-Ampt qui est de 774.76 l/s pour la période de retour de 50 ans et une durée de pluie de 3h. Donc une différence de 16.68 l/s (2.15 %), avec le même temps de pic qui est de 3h00.

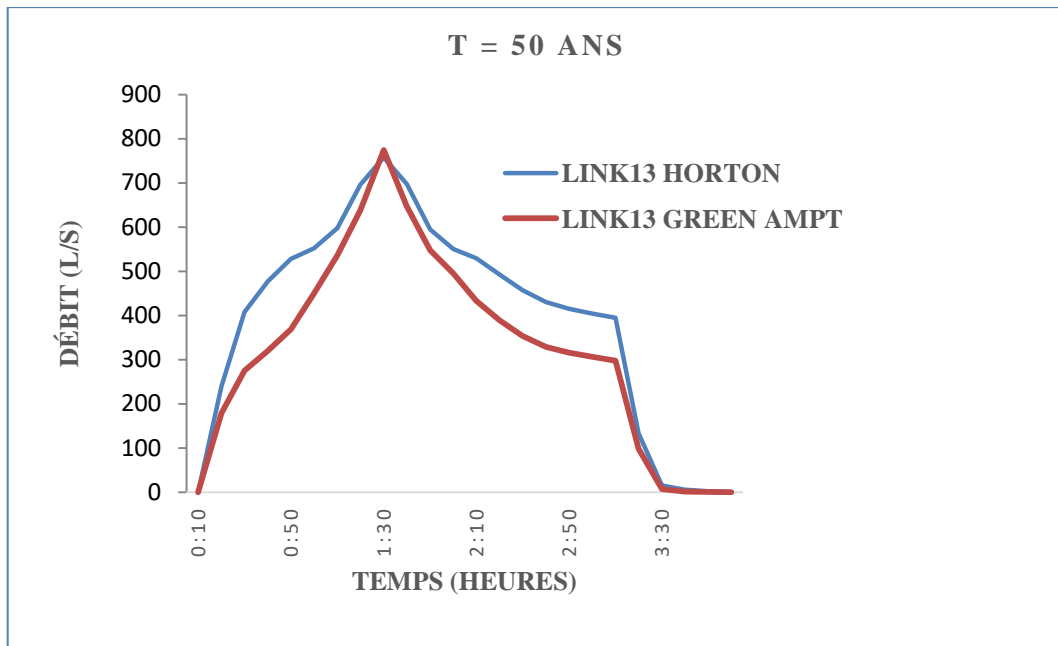


Figure IV.40 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le tronçon C13 par le modèle d'Horton et Green-Ampt (T = 50 ans, D= 3h)

Pour le tronçon C68, les résultats de comparaison montrent que le débit de pointe obtenu après simulation par le modèle d'Horton qui est de 741.80 l/s est supérieur du débit de tronçon obtenu par le modèle de Green-Ampt qui est de 727.50 l/s pour la période de retour de 50 ans et une durée de pluie de 3h. Donc une différence de 14.30 l/s (1.93 %), avec un temps de pic simulé par Horton qui est de 2h45 supérieur au temps de pic simulé par green-Ampt qui est de 1h20.

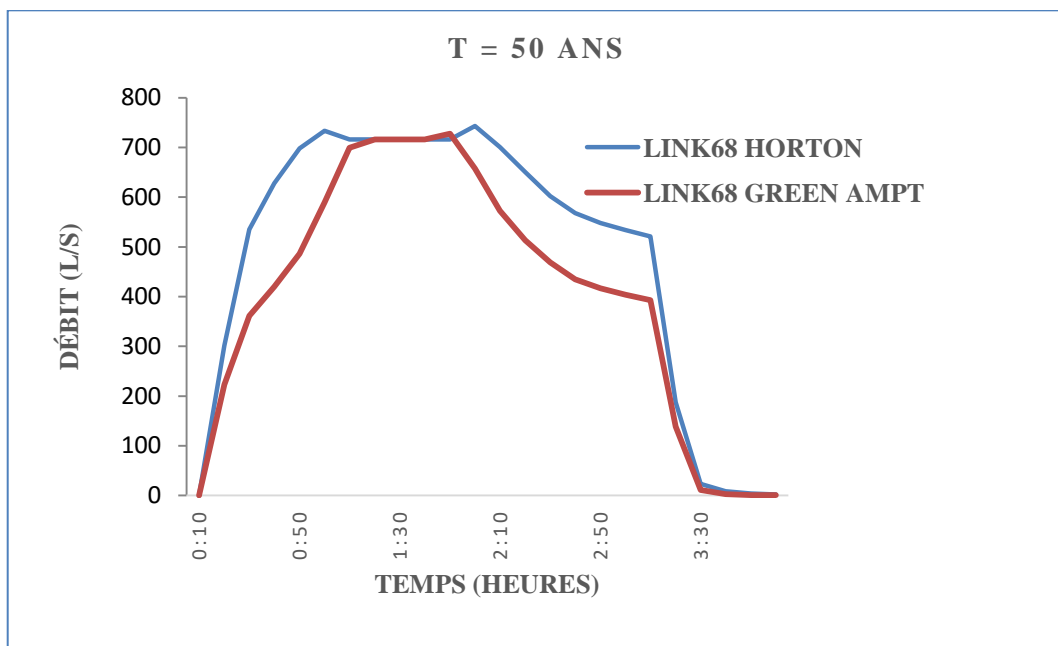


Figure IV.41 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans

le tronçon C68 par le modèle d'Horton et Green-Ampt (T = 50 ans, D= 3h)

IV.2.3.7. Comparaison des résultats de simulation des nœuds (T = 10 ans D= 6h)

Les résultats de comparaison montrent que le débit de pointe du nœud R16 obtenu après simulation par le modèle d'Horton qui est de 924.04 l/s est supérieur du débit de nœud R16 obtenu après simulation par le modèle de Green-Ampt qui est de 845.56 l/s pour la période de retour de 10 ans et une durée de pluie de 6h. Donc une différence de 78.48 l/s (8.49 %), avec le même temps de pic qui est de 3h00.

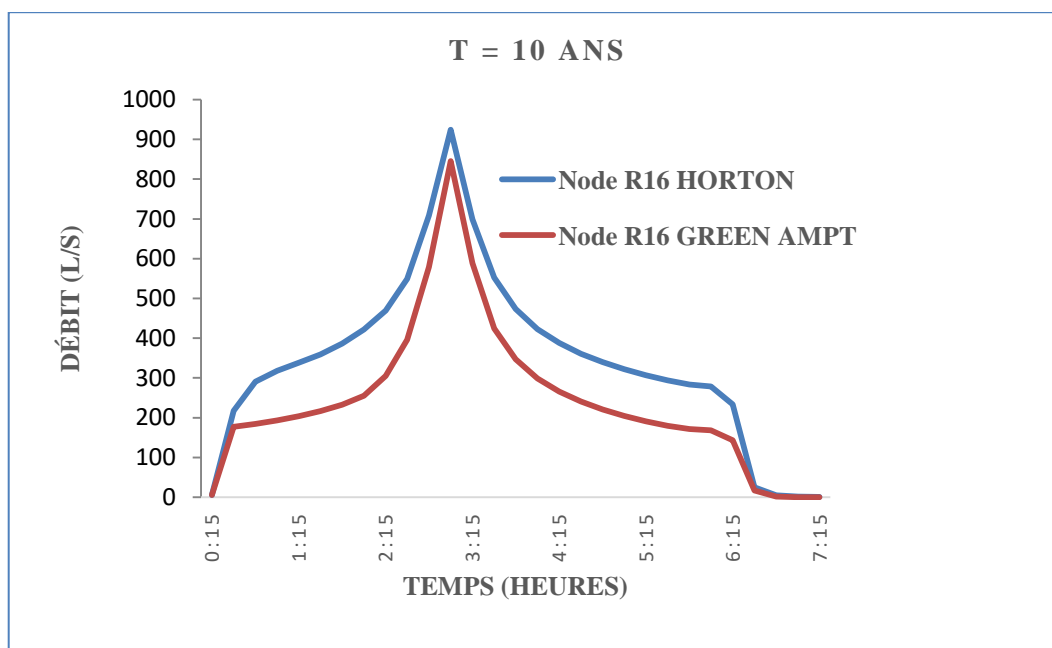


Figure IV.42 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R16 par le modèle d'Horton et Green-Ampt (T = 10 ans, D= 6h)

Pour le nœud R28, les résultats de comparaison montrent que le débit de pointe obtenu après simulation par le modèle d'Horton qui est de 415.50 l/s est supérieur du débit de nœud obtenu par le modèle de Green-Ampt qui est de 369.72 l/s pour la période de retour de 10 ans et une durée de pluie de 6h. Donc une différence de 45.78 l/s (11.02 %), avec le même temps de pic qui est de 3h00.

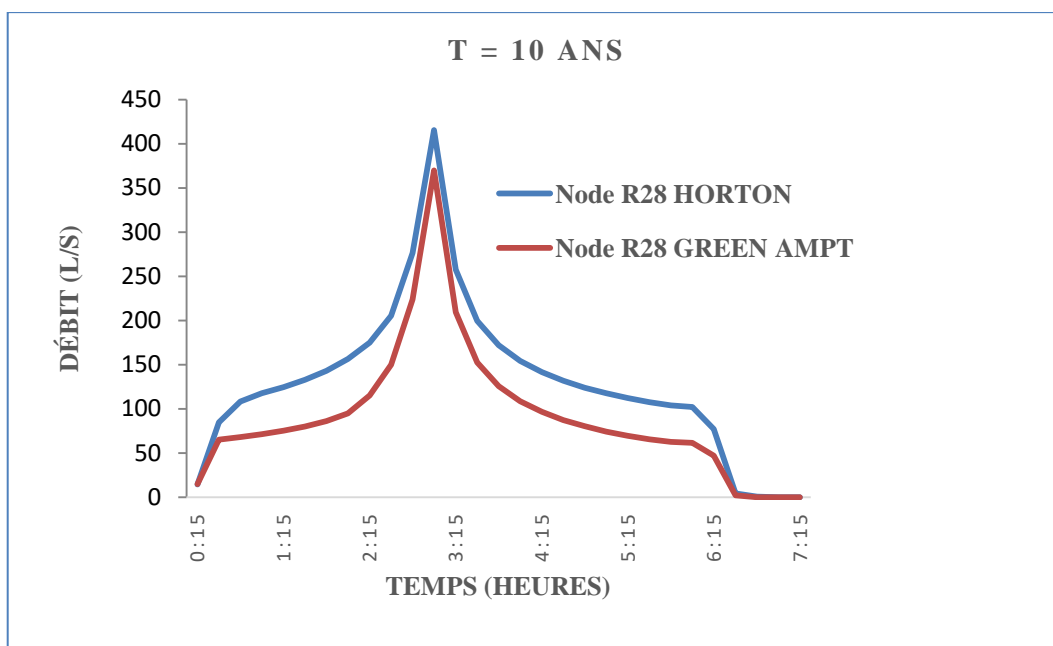


Figure IV.43 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R28 par le modèle d’Horton et Green-Ampt (T = 10 ans, D= 6h)

IV.2.3.8. Comparaison des résultats de simulation des conduites (T = 10 ans D= 6h)

Les résultats de comparaison montrent que le débit de pointe du tronçon C68 obtenu après simulation par le modèle d’Horton qui est de 716.32 l/s est égal au débit de tronçon C68 obtenu après simulation par le modèle de Green-Ampt pour la période de retour de 10 ans et une durée de pluie de 6h.

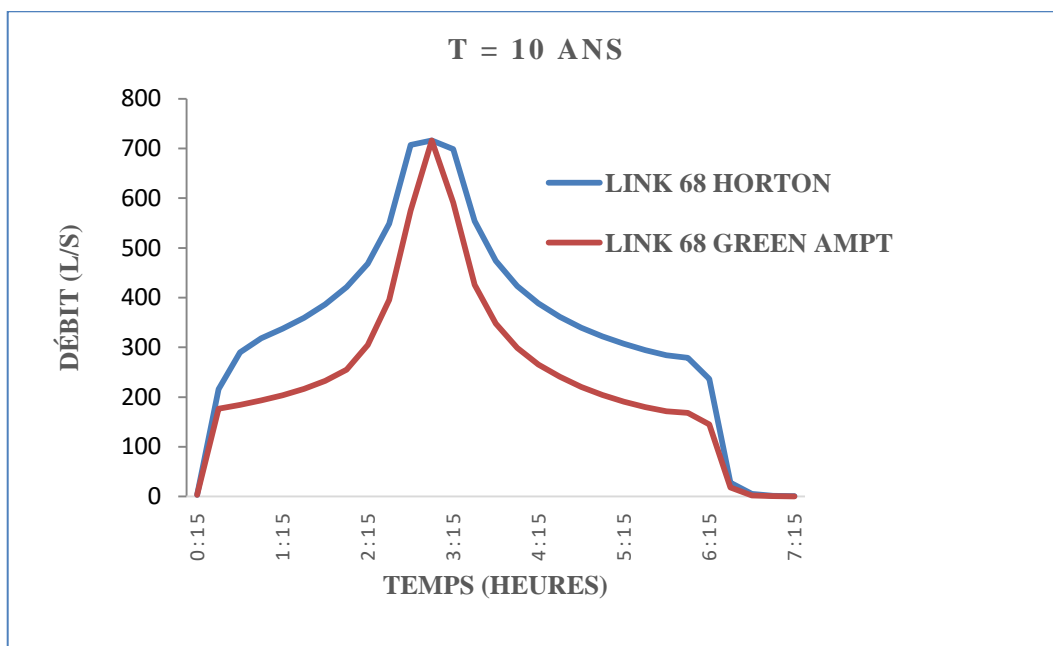


Figure IV.44 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le tronçon C68 par le modèle d’Horton et Green-Ampt (T = 10 ans, D= 6h)

Pour le tronçon C28, les résultats de comparaison montrent que le débit de pointe obtenu après simulation par le modèle d'Horton qui est de 295.87 l/s est supérieur du débit de tronçon obtenu après simulation par le modèle de Green-Ampt qui est de 289.27 l/s pour la période de retour de 10 ans et une durée de pluie de 6h. Donc une différence de 6.60 l/s (2.23 %), avec un temps de pic simulé par Horton qui est de 2h45 inférieur au temps de pic simulé par green-Ampt qui est de 3h00.

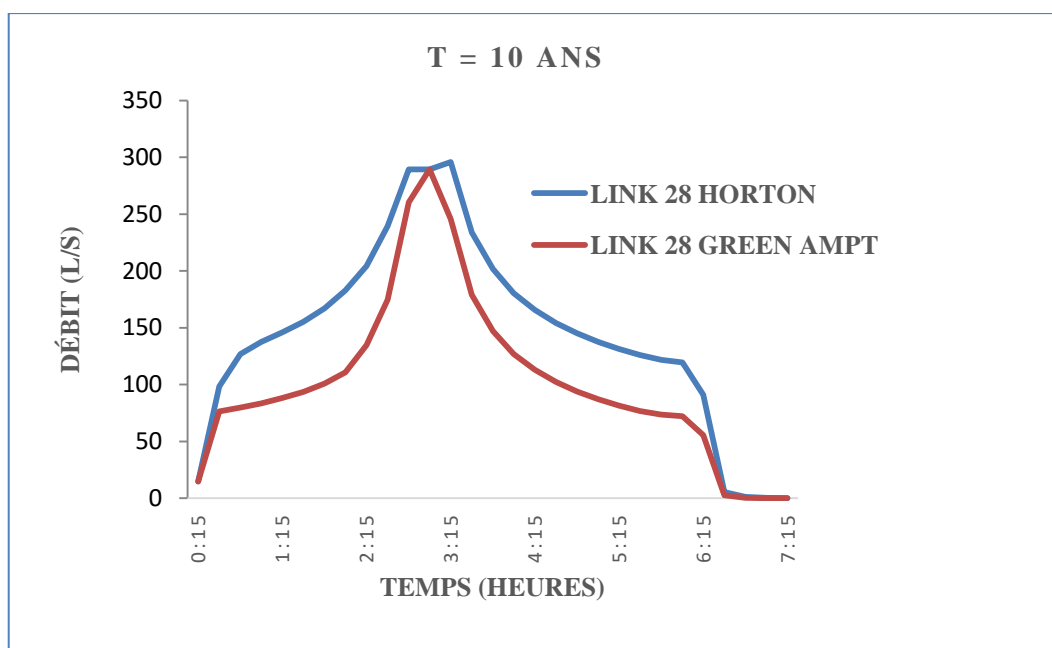


Figure IV.45 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le tronçon C28 par le modèle d'Horton et Green-Ampt (T = 10 ans, D= 6h)

IV.2.3.9. Comparaison des résultats de simulation des nœuds (T = 20 ans D= 6h)

Les résultats de comparaison montrent que le débit de pointe du nœud R16 obtenu après simulation par le modèle d'Horton qui est de 996.73 l/s est supérieur du débit de pointe du nœud R16 obtenu après simulation par le modèle de Green-Ampt qui est de 980.15 l/s pour la période de retour de 20 ans et une durée de pluie de 6h. Donc une différence de 16.58 l/s (1.66 %), avec un temps de pic simulé par Horton qui est de 2h45 inférieur au temps de pic simulé par green-Ampt qui est de 3h00.

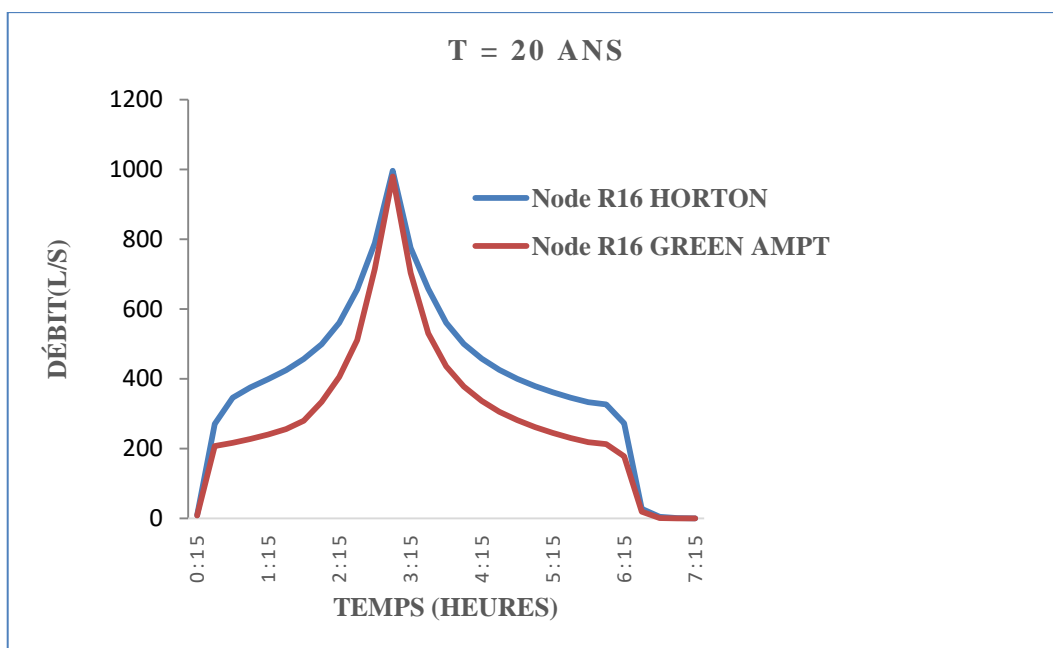


Figure IV.46 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R16 par le modèle d’Horton et Green-Ampt (T = 20 ans, D= 6h)

Pour le nœud R28, les résultats de comparaison montrent que le débit de pointe obtenu par le modèle d’Horton après simulation qui est de 446.92 l/s est supérieur du débit de nœud obtenu par le modèle de Green-Ampt qui est de 440.46 l/s pour la période de retour de 20 ans et une durée de pluie de 6h. Donc une différence de 6.46 l/s (1.44 %), avec un temps de pic simulé par Horton qui est de 2h45 inférieur au temps de pic simulé par green-Ampt qui est de 3h00.

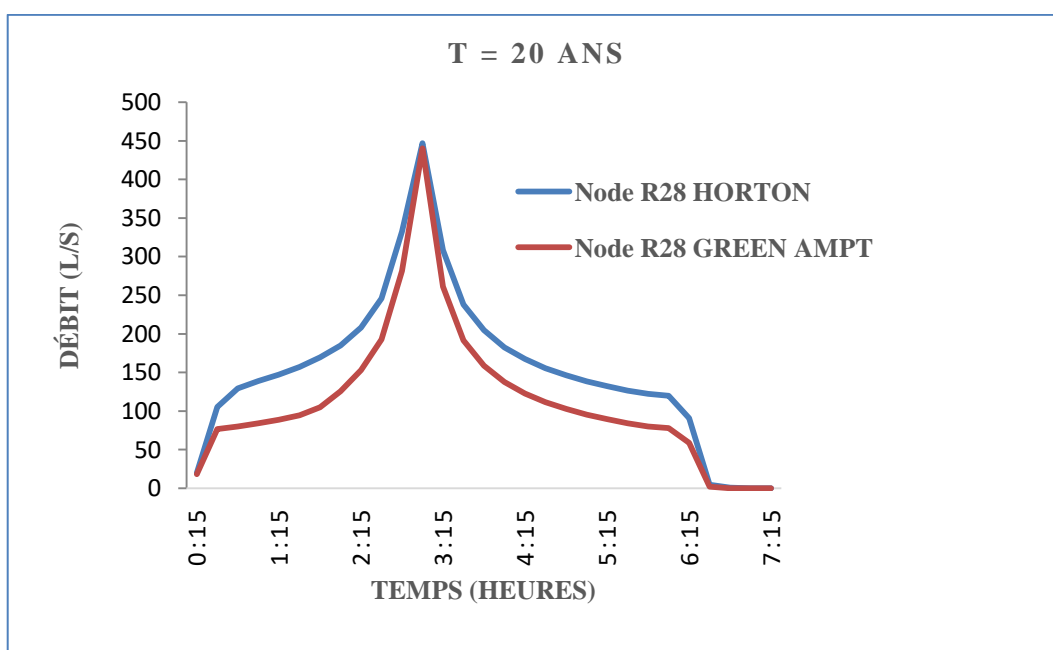


Figure IV.47 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R28 par le modèle d’Horton et Green-Ampt (T = 20 ans, D= 6h)

IV.2.3.10. Comparaison des résultats de simulation des conduites (T = 20 ans D= 6h)

Les résultats de comparaison montrent que le débit de pointe du tronçon C68 obtenu après simulation par le modèle d'Horton qui est de 716.32 l/s est égal au débit de tronçon C68 obtenu après simulation par le modèle de Green-Ampt pour la période de retour de 20 ans et une durée de pluie de 6h, mais avec un temps de pic simulé par Horton qui est de 2h45 inférieur au temps de pic simulé par green-Ampt qui est de 3h00.

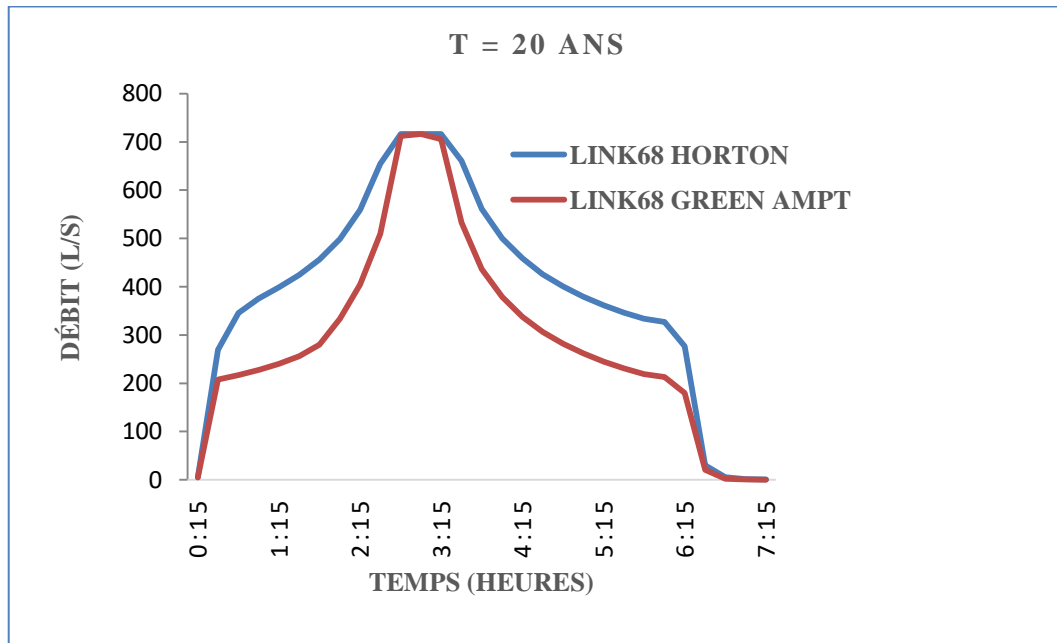


Figure IV.48 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le tronçon C68 par le modèle d'Horton et Green-Ampt (T = 20 ans, D= 6h)

Pour le tronçon C28, les résultats de comparaison montrent que le débit de pointe obtenu après simulation par le modèle d'Horton qui est de 289.27 l/s est inférieur du débit de tronçon obtenu par le modèle de Green-Ampt qui est de 299.68 l/s pour la période de retour de 20 ans et une durée de pluie de 6h. Donc une différence de 10.41 l/s (3.47 %), avec un temps de pic simulé par Horton identique de 2h45.

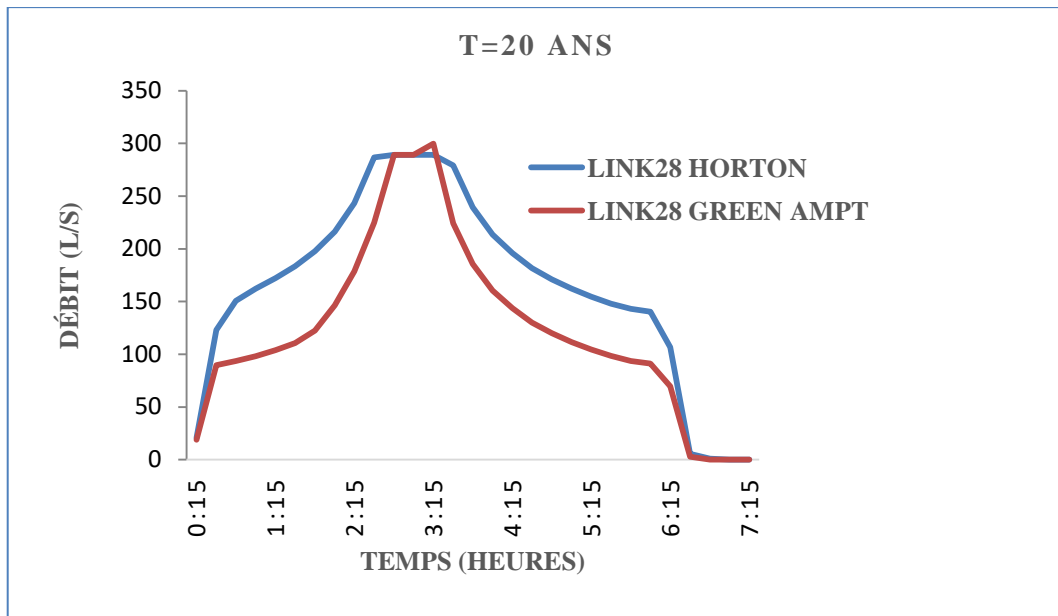


Figure IV.49 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le tronçon C28 par le modèle d'Horton et Green-Ampt (T = 20 ans, D= 6h)

IV.2.3.11. Comparaison des résultats de simulation des nœuds (T = 50 ans, D= 6h)

Les résultats de comparaison montrent que le débit de pointe du nœud R16 obtenu par le modèle après simulation d'Horton qui est de 741.80 l/s est supérieur du débit de pointe du nœud R16 obtenu après simulation par le modèle de Green-Ampt qui est de 716.32 l/s pour la période de retour de 50 ans et une durée de pluie de 6h. Donc une différence de 25.48 l/s (3.43 %), avec un temps de pic simulé par Horton qui est de 2h30 inférieur au temps de pic simulé par green-Ampt qui est de 2h45.

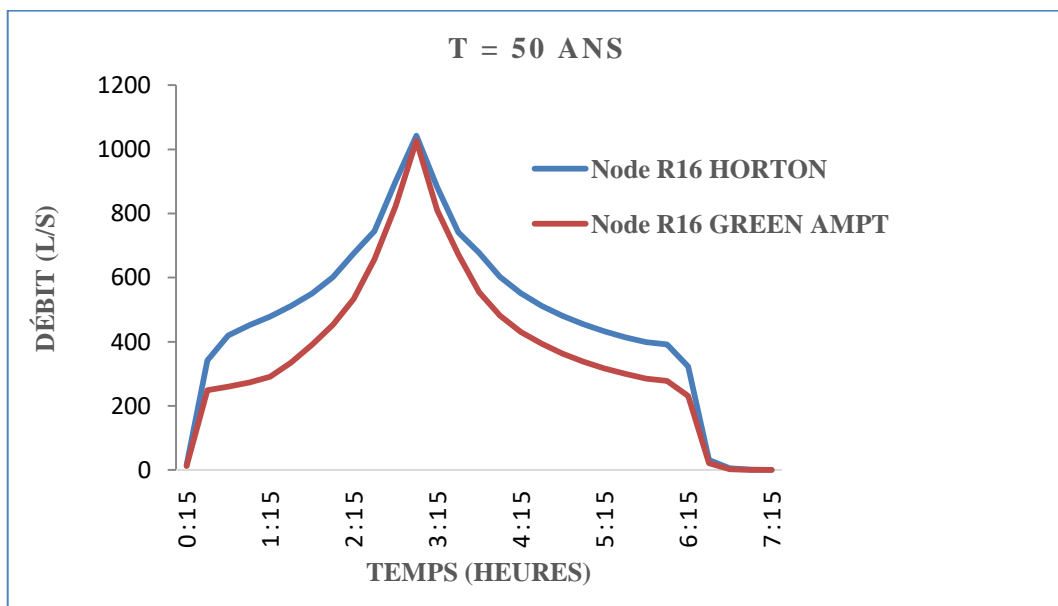


Figure IV.50 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R16 par le modèle d'Horton et Green-Ampt (T = 50 ans, D= 6h)

Pour le nœud R28, les résultats de comparaison montrent que le débit de pointe obtenu par le modèle d'Horton après simulation qui est de 296.24 l/s est supérieur du débit de nœud obtenu par le modèle de Green-Ampt qui est de 289.27 l/s pour la période de retour de 50 ans et une durée de pluie de 6h. Donc une différence de 6.97 l/s (2.35 %), avec un temps de pic simulé par Horton qui est de 2h30 inférieur au temps de pic simulé par green-Ampt qui est de 2h45.

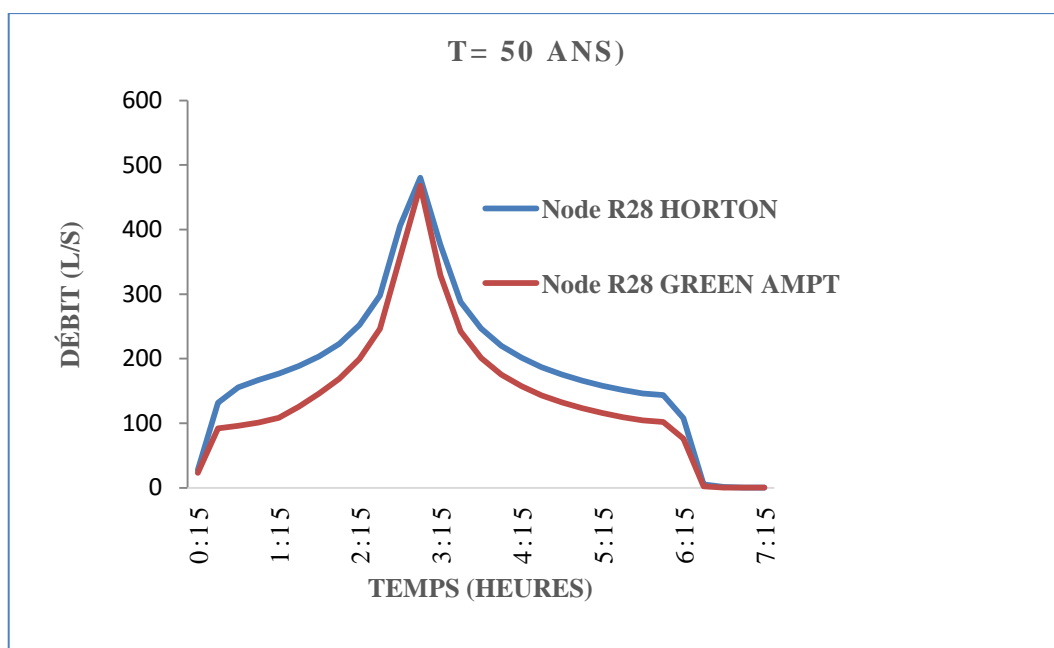


Figure IV.51 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le nœud R28 par le modèle d'Horton et Green-Ampt (T = 50 ans, D= 6h)

IV.2.3.12. Comparaison des résultats de simulation des conduites (T = 50 ans D= 6h)

Les résultats de comparaison montrent que le débit de pointe du tronçon C68 obtenu après simulation par le modèle d'Horton qui est de 741.80 l/s est supérieur du débit de tronçon C68 obtenu après simulation par le modèle de Green-Ampt qui est de 716.32 l/s pour la période de retour de 50 ans et une durée de pluie de 6h. Donc une différence de 25.48 l/s (3.43 %), avec le même temps de pic qui est de 2h45.

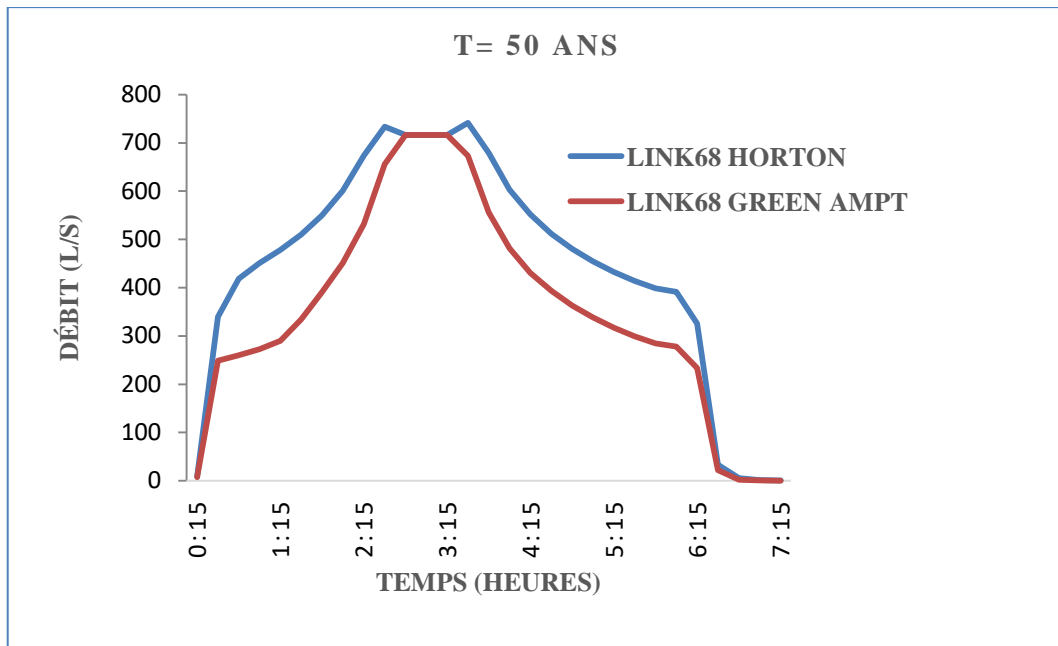


Figure IV.52 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le tronçon C68 par le modèle d’Horton et Green-Ampt (T = 50 ans, D= 6h)

Pour le tronçon C28, les résultats de comparaison montrent que le débit de pointe obtenu après simulation par le modèle d’Horton qui est de 296.24 l/s est supérieur du débit de tronçon obtenu par le modèle de Green-Ampt qui est de 289.27 l/s pour la période de retour de 50 ans et une durée de pluie de 6h. Donc une différence de 6.97 l/s (2.35 %), avec le même temps de pic qui est de 2h45.

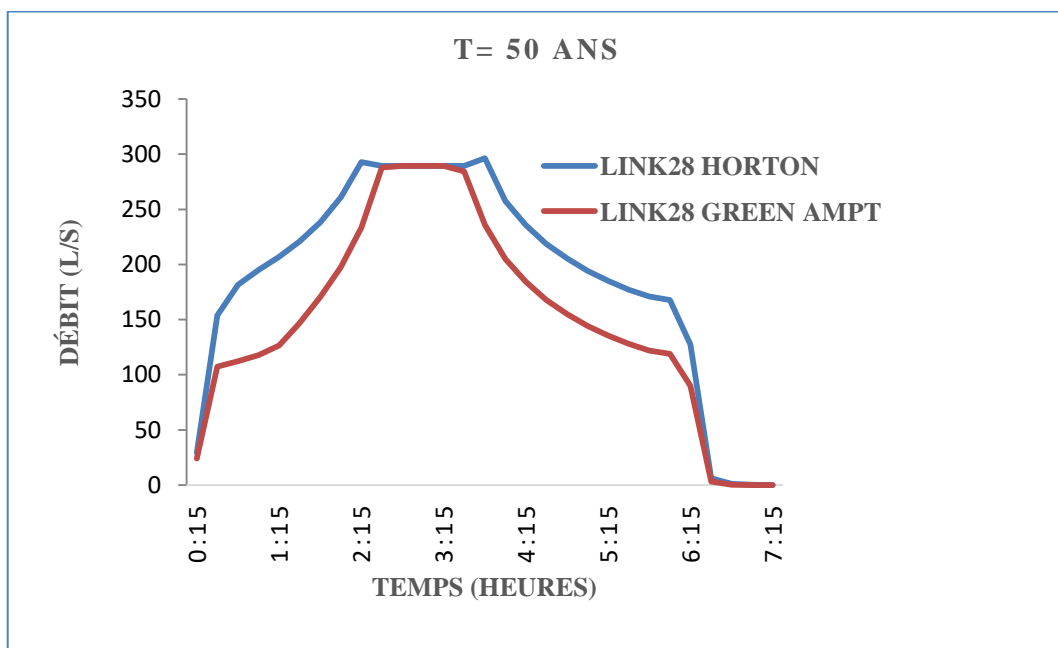


Figure IV.53 : Comparaison des hydrogrammes de variation du débit dans le tronçon C28 par le modèle d’Horton et Green-Ampt (T = 50 ans, D= 6h)

Dans cette étude, les deux modèles de pertes par infiltration Horton et green-Ampt dans le modèle SWMM ont été appliqués avec succès pour simuler la performance de réseau de drainage de la cité 672 logts AADL Azzaba pour réduire le risque d'inondation à cause l'augmentation des surfaces imperméables résultant du développement de l'urbanisation. Les précipitations avec différentes périodes de retour ont été utilisées comme entrée pour notre modèle pour analyser le comportement de ce réseau de drainage. Ce travail nous a permis d'extraire et d'identifier tous les résultats obtenus en simulant deux modèles de pertes par infiltration à savoir Horton et Green-Ampt pour identifier les quantités d'eau qui s'infiltrent dans le sol et les quantités d'eau qui contribuent à la formation de ruissellement sous l'influence de la durée de pluie pendant différentes périodes de retour. L'analyse et la comparaison des résultats de simulation issus du modèle SWMM par les sous modèles de pertes par infiltration Horton et Green-Ampt sous l'effet de la durée de pluie de 3h et 6h pour des périodes de retour de 10, 20 et 50 ans ont montré l'importance de prendre en considération les différents résultats obtenus pour tous les cas étudiés pour mieux comprendre le comportement des réseaux de drainage sous l'effet de développement de l'urbanisation qui ne cesse d'arrêter. Dans ce travail les résultats de simulation par les deux modèles de pertes par infiltration Horton et Green-Ampt ont montré que le risque de débordement du réseau de drainage de la cité 672 logts AADL Azzaba est plus accentué et atteindra son maximum sous l'effet de la durée de pluie de 3h pour la période de retour de 20 et 50 ans, où les résultats de simulation par le modèle d'Horton représente le grand risque d'inondation par rapport aux résultats de simulation obtenus par le modèle de Green-Ampt. Dans un tel contexte, les futures études sur le drainage urbain devraient se concentrer sur l'identification des paramètres de sol qui sont modifiables à cause de l'augmentation des surfaces imperméable, qui nécessite l'actualisation de méthodes de mise en œuvre pratiques avec moins de coût et grande performance du système.

BERTHIER E.(2008) digital elevation models and the monitoring of glacier elevation changes in North-West Canada and South-East Alaska.

BRAVARD. J.P., 1991, Les crues et inondations du Rhône, la dynamique fluviale à l'épreuve des changements environnementaux quels enseignements applicables à l'aménagement des rivières la houille blanche.

CHACHOUA A., 2010, Gestion de crue dans un bassin versant –Etude hydrologique, hydraulique et aménagement, Mémoire de Magister, Université de Tlemcen.

Cronshey, R. (1986). Urban hydrology for small watersheds, US Dept. of Agriculture, Soil Conservation Service, Engineering Division.

GIRARD, G, MORIN, G, CHARBONNEAU, R. (1972) Modèle précipitations-débits à discrétisation spatiale. Cahiers ORSTOM, Série Hydrologie.

Gironás, J., L. A. Roesner, et al. (2009). Storm water management model applications manual, National Risk Management Research Laboratory, Office of Research and

HALLOUCHE B., 2007, <<Cartographie des zones inondables de la plaine de sidi Bel Abbès par l'approche Hydro géomorphologique Mémoire Magister Université de Sidi Bel Abbès.

Hogarth, W.L., Lockington, D.A., Barry, D.A., Parlange, M.B., Haverkamp, R., Parlange, J.-Y., 2013. Infiltration in soils with a saturated surface: Infiltration and water profiles. *Water Resour. Res.*, 49, 2683–2688. doi:10.1002/wrcr.20227

LEDOUX B., 2006, La gestion du risque inondation, Edition TEC et DOC 11, rue La vorisier-Paris.

Lee T., Shin J., Park T., Lee D., Basin rotation method for analyzing the directional influence of moving storms on basin response. *Stoch. Env. Res. Risk. Assess.* 29(1), (2015) 251.

MAKHLOUF Z. (1994) Compléments sur le modèle pluie –débit GR4 et essai d'estimation de ses paramètres, Mémoire de Doctorat à l'université de Paris Sud.

MERABET A., 2006, Etude de la protection de la ville de Sidi Bel Abbés contre les inondations, Mémoire de Magister, Université de Djilali Liabes-Sidi Bel Abbés.

Misra A. K. Impact of urbanization on the hydrology of Ganga Basin (India). *Wat.Res. Manage.*25(2) (2011) 705.8.

MOORE R.J. et CLARKE R.T. (1981) A distribution function approach to rainfall-runoff modeling. *Water Resources Research*

Musy A and C Higy (1998) *Hydrologie Appliquée*, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Institut d'Aménagement des Terres et des Eaux, Hydrologie et Aménagements. GR Ecublens CH, 1015 Laus-anne, Suisse, 365 p.

Nagy R. C., Lockaby B. G., Kalin L., and Anderson C., Effects of urbanization on stream hydrology and water quality: the Florida Gulf Coast. *Hydrol. Process.*26(13) (2012) 2019.

Parka, S.Y., K.W. Leeb, I.H. Parkb and S.R. Ha, 2008.Effect of the aggregation level of surface runoff fields and sewer network for a SWMM simulation. *Desalination*, 226: 328-337.

Rawls, W. J., D. L. Brakensiek, et al. (1983). "Green-Ampt infiltration parameters from soils data." Journal of hydraulic engineering 109(1): 62-70.

Saxton, K.E., Rawls, W.J., 2006. Soil water characteristic estimates by texture and organic matter for hydrologic Solutions. Soil Sci. Soc. Am. J., 70, 1569. doi:10.2136/sssaj2005.0117

Sivakumar B., Networks: A generic theory for hydrology?.Stoch. Env.Res.Risk.Assess. 29(3) (2015) 761.10.

StormWater Management Model (SWMM), U. S. Environmental Protection Agency. Version 5.0.22, [Software] (2011).

YAHIAOUI A., 2012, Inondations torrentielles_ cartographie des zones vulnérables en Algérie du nord (cas de l'oued Mekrra, Wilaya de Sidi Bel Abbés), Thèse de doctorat, Ecole Nationale Polytechnique.